الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

3/86

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

2 EX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT

Proposé par : E.N.G.O.A

Etudié par : A.Arbaoui
K.Sennoun

Dirigé par : Mr ZOUKH

PROMOTION : JANVIER 86

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

ETUDE D'UN PONT EN BETON PRECONTRAINT

REMERCIEMENTS

Nous attendions depuis longtemps et avec impatience cette occasion solennelle d'exprimer avec une pensée émue, notre profonde gratitude envers tous ceux qui nous ont guidés jusqu'ici.

Recevez, Mr ZOUKH, l'expression de notre vive reconnaissance pour nous avoir guidé et conseillé tout au long de ce présent travail et pour votre permanente disponibilité.

Mrs KETFI, KAHLARAS, KHALDI ainsi que vous tous les responsables de L'ENG.O.A. Veuillez recevoir nos sincères remerciements, vous qui avez facilité notre intégration dans le bureau d'études et réalisations en nous offrant un cadre de travail agréable.

Nous ne pouvons pas omettre de remercier également :
Mlles SABINA, MALIKA, HOURIA ainsi que Mr RACHID BERHOUN pour leur disponibilité.

DEDICACES

A mon pére

A ma mére

A mes soeurs et fréres particuliérement à mon petit frére SID-ALI symbole de mon endurance.

SENNOUN KHALED.

A mes amis

ARBAOUI Ahcéne.

Sommaire

PRESENTATION

Caracteristiques et utilité du pont :

L'ouvrage d'art, objet de notre projet de fin d'étude, est un pont droit à poutres multiples en béton precontraint. Il sera construit dans la wilaya de MASCARA, region de BOUBARNAS, ce pont traversera un oued et sa particularité c'est d'être trop haut et trop long, ce qui demande une concentration de moyens de réalisation.

La largeur totale du tablier est de 10,60. La longueur du pont d'axe en axe de culées est de 126,5 m.

Structure du pont :

l'etude de l'avant-projet a donné les caracteristiques suivantes :

Le tablier :

le tablier est constitué par :

le platelage : formé par un hourdis de 20 cm recouvert d'une chape d'étancheité de 2 cm et d'un revetement d'asphalte enrobé de 8 cm d'epaisseur.

Le hourdis presente un ripage transversal de 2 %.

la poutraison : supporte le platelage et est composée de 5 poutres principales en béton précontraint. Les poutres sont solidarisées entre elles par une entretoise d'about à chaque extremité. Les entretoises, de même que le hourdis sont coulés sur place. pour ce, des barres d'amorce sont prevues sur la table et sur les flancs des poutres préfabriquées. L'entraxe des poutres est de 2m.19.

Les appuis :

Ainsi sont designées les piles et les culées dont suit une description.

La culée : élément essentiel dont le mur frontal et les murs en retour sont des voiles en beton armé sur une semelle de fondation rectangulaire. Cette derniere est fondée sur 2 files de 4 pieux.

les piles : Appuis intermediaires entre les deux culées, comportant un chevêtre en béton armé supporté par 3 fûts rectangulaires sur une semelle rectangulaire liant 2 files de 3 pieux.

Les appareils d'appui : plaques en élastomére frettées du type GUMBA, fixées sur des dés en beton armé (bossages prismatiques).

Les fondations :

Les services du laboratoire de mecanique des sols (L.T.P.O) ont suggeré des fondations profondes du type "pieux forés" de 1.20 m de diametre et de portance evaluée à 300 tonnes.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1.1 <u>Beton</u> : le Beton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68.

- Ciment CPA 325
- Dosage du Béton 400 kg/m³
- Controle strict
- Diamétre des plus gros granulats $c_g = 25$ mm

<u>Contraintes admissible de compression</u> :

D'aprés l'article 34 du CCBA 68

$$\sigma_b' = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma_{28}' \quad \text{avec } \sigma_{28}' = 300 \text{ bars}$$

. α = coefficient qui dépend de la classe du ciment ($\alpha = 1$ ciment de classe 250/325)
. β = coefficient qui tient compte de la nature du controle ($\beta = 1$ controle strict)
. γ = coefficient dependant de l'epaisseur relative des élements et des dimensions des granulats ($\gamma = 1$, $\frac{hm}{4C_g} > 1$; hm epaisseur de la piéce)
. δ = depend du type de sollicitations

$$\delta = \begin{cases} 0{,}3 & \text{en compression simple} \\ 0{,}6 & \text{en flexion simple} \end{cases}$$

ε = dépend de la forme de la section et de la nature de la sollicitation

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{en flexion simple pour les sections rectangulaires.} \\ 1 & \text{en compression simple.} \end{cases}$$

pour les autres cas : $0{,}5 \leq \varepsilon \leq 1$

Nous avons donc :

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

<u>Contrainte de reference en traction</u>

$$\bar{\sigma}_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma_{28}' \quad \text{avec } \theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma_{28}'} = 0{,}0255$$

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

1.2 - <u>Aciers</u> :

<u>Contraintes de traction admissible</u> : $\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$

σ_{en} : contrainte d'élasticité nominale

$\rho_a = 2/3$ pour les sollicitations du 1er genre

Aciers utilisés : $Fe_E 40$ HA

Tableau recapitulatif des contraintes de l'acier

Diametre		$\phi \leq 20$ mm	$\phi > 20$ mm
σ_{en}	[Kg/cm²]	4200	4000
	[bars]	4120	3920
$\bar{\sigma}_a$	[Kg/cm²]	2800	2667
	[bars]	2746	2613

Contrainte de traction imposeé par la condition de fissuration:

Dans le cas où la fissuration sera nuisible a la securité de l'ouvrage, les contraintes admissibles dans l'acier Seront limiteés et la contrainte dans les aciers sera limité par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\,\bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

ϕ = diamétre nominal de la plus grosse des barres tendues [en mm]
K = coefficient dépendant de l'importance de la fissuration
$\bar{\sigma}_b$ = contrainte de référence du Beton en traction en bars
η = coefficient de fissuration, $\eta = 1{,}6$ pour les aciers HA
$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ pourcentage de fissuration ; A = Section totale des barres tendues
B_f = Section d'enrobage de ces barres

Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme :
pour utiliser les armatures d'ames droites il faut que satisfaire á la condition suivante :

$$\begin{cases} \tau_b \leq 3{,}5\,\bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \tau_b \leq \left(4{,}5 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{b_0} < \bar{\sigma}'_b < 2\,\bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases}$$

une fois ces exigences satisfaites on aura :

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

· Contrainte d'adhérence admissible :

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

où ψ_d = coefficient de scellement droit ($\psi = 1{,}5$ pour les H.A) et la contrainte admissible d'adherence pour les ancrages :

$$\bar{\tau}_d = 1{,}25\,\psi_d^2\,\bar{\sigma}_b .$$

principe :

le beton est un materiau qui possède une forte resistance à la compression et faible à la Traction, c'st pour cela qu'on y remedie en mettant des aciers dans la partie tendue et le beton existant dans cette partie ne sert qu'à enrober les aciers donc son premier inconvenient c'est son poids qui n'est pas négligeable, la formation de fissures dans cette zone est inévitable et ce qui presente un prejudice à l'ouvrage surtout pour ceux ayant une porteé appreciable.

Partant de ces inconvenients les ingenieurs ont élaborés une technique permettant d'utiliser à plein la resistance du béton en le comprimant à l'avance par le jeu de forces internes, de façon telle que la variation de contrainte qui faisait naitre des tractions ne provoque qu'une decompression du materiau, et ce qui permet de contruire des ouvrages d'assez grandes portées et tout en evitant au maximum la fissoration et aussi allège les constructions donc en liant la securite à l'economie.

Leur realisation demande une main d'oeuvre qualifiée et des materiaux d'assez bonne qualité.

precontrainte par post-tension :

le principe de la precontrainte par post-tension est de tendre les armatures en prenant appui sur la pièce à precontraindre. Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton, comprimé, présente un léger raccourcissement ; pour permettre le mouvement relatif il est necessa de menager dans le béton des conduits, généralement formés par des gaines metalliques de sections circulaire, disposeés et régleés dans les coffrages avant betonnage.

Beton utilisé en beton precontraint :

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

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

les dispositions de l'I.p 1 concernant les contraintes sont :

- compression : $\bar{\sigma}' = \begin{cases} 0{,}42\,\sigma'_n = 168\,kg/cm^2 & \text{en Service} \\ 0{,}55\,\sigma'_n = 220\,kg/cm^2 & \text{en Construction} \end{cases}$

- Traction :

Module de deformation :

- sous charge de courtes 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 7T15 III TBR DYWIDAG, l'ancrage est du type actif-actif.

les caracteristiques des cables utilisés sont donnés ci-aprés.

module d'élasticité	$E_a = 2.10^6$ kg/cm²
contrainte de rupture garantie	$R_g = 18500$ kg/cm²
contrainte caractéristique de déformation garantie	$T_g = 14800$ kg/cm²
Section utile d'un cable	$\omega = 9{,}73$ cm²
Diametre interieur de la gaine	$\phi_i = 6{,}0$ cm
Diamétre exterieur de la gaine	$\phi_e = 6{,}6$ cm
Coefficient de frottement cable-gaine	$\varphi = 0{,}0017$
perte de tension relative par metre	$f = 0{,}23$
perte par blocage d'ancrage	$g = 9$ mm
Rayon de courbure minimum du cable	$R_{min} = 500$ cm
Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000} = 0{,}03$
Relaxation à 3000 heures	$\rho_{3000} = 0{,}036$

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

I. Dimensionnement des poutres :

les conditions de dimensionnement à respecter pour la hauteur et l'epaisseur des poutres en beton precontraint ayant une porteé dépassant vingt mètres sont les suivantes :

$$\frac{L}{20} - 0{,}20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0{,}50 \quad [m]$$

dans notre cas $L = 24{,}50\,m \Rightarrow 1{,}025\,m \leq h_t \leq 1{,}725\,m$

epaisseur de l'ame :

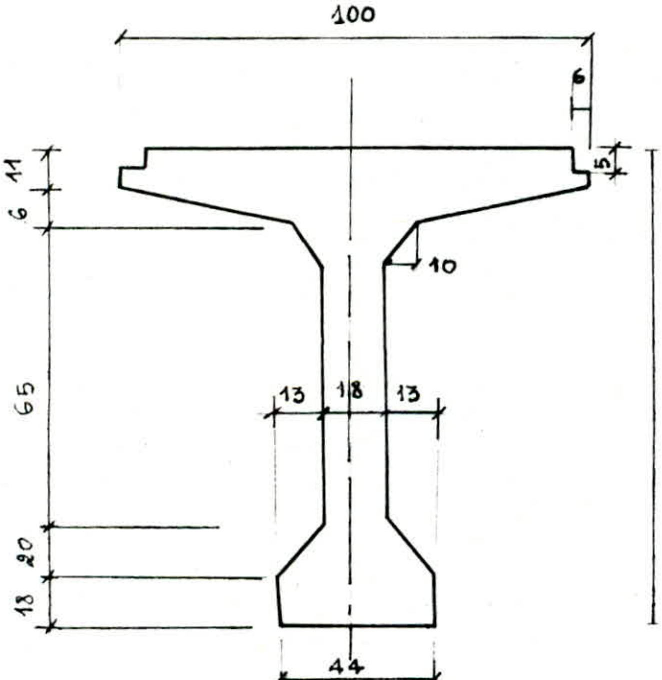
$$e \geqslant \frac{h_t}{18} + 9 \quad [cm]$$

les moules metalliques existants au sein de la Société et servant à la realisation de ces poutres sont en harmonie avec les conditions sus-citeés.

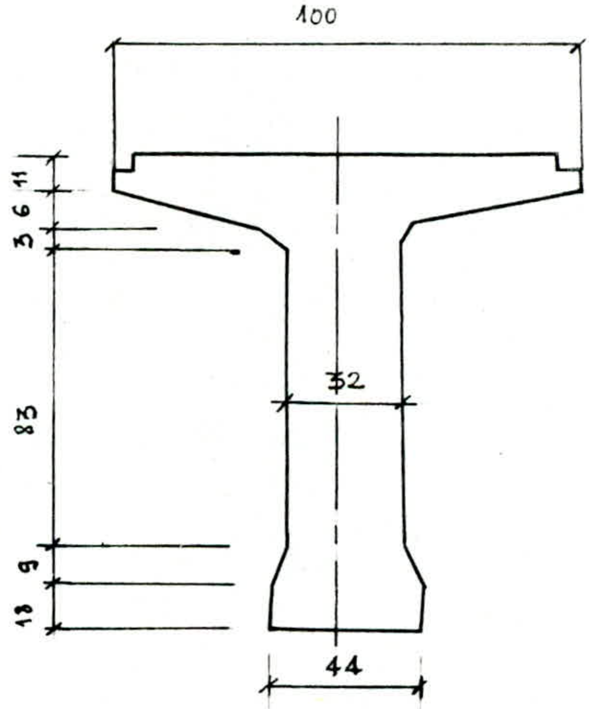
Pour cela les dimensions des moules metalliques sont :

Hauteur totale :	$h_t = 1{,}30\,m$
Largeur de la table :	$b = 1{,}00\,m$
Epaisseur de l'âme :	
en travée	$e = 18\,cm$
à l'about	$e = 32\,cm$
largeur du Talon	$b' = 44\,cm$

profil du moule :



Section mediane.



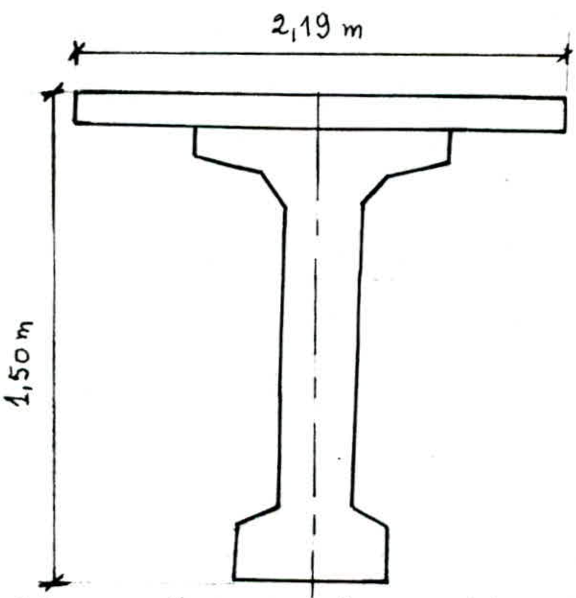
Section d'about

II/ caracteristiques des sections :

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

SECTION	Poutre seule	
	MEDIANE	ABOUT
B [cm²]	4376	5484
S_Δ [cm³]	247205,8	310320
I_Δ [cm⁴]	23071408	27337195,33
V_s [cm]	56,49	56,68
V_i [cm]	73,51	73,32
I_G [cm⁴]	9106753,36	9719917,7
i^2 [cm²]	2081	1772,41

III/ - poutre avec dalle :



en supposant toujours l'axe passant par la fibre superieure et on applique les mêmes relations de moments d'inertie caracteristiques d'une forme géometrique quelconque pour notre cas des rectangles et des triangles, ce qui aussi est valable pour le moment statique.
les resultats sont reunis dans le tableau ci-aprés :

Tableau recapitulatif des caracteristiques de la Section poutre avec dalle :

	Poutre avec dalle	
Section	mediane	abouT
$B\,[cm^2]$	8756	9864
$S_\Delta\,[cm^3]$	378525,8	464390
$I_\Delta\,[cm^4]$	35293533,2	42539196,85
$V_s\,[cm]$	43,23	47,08
$V_i\,[cm]$	106,77	102,92
$I_G\,[cm^4]$	18929862,87	20676050,83
$i^2\,[cm^2]$	2161,93	2096,11

les deux tableaux ainsi décrits ont été calculés en ayant subdivisé chaque section (sans et avec dalle) en sections géométriques simples (rectangles et triangles) et pour chacune d'elles on applique les relation suivantes et on fait la somme.

Pour un rectangle dont la largeur b coincide avec l'axe(Δ) on a :

$I_\Delta = \frac{bh^3}{3}$ $S_\Delta = \frac{bh^2}{2}$ d'où $I_\Delta = S_\Delta z'$ avec $z' = \frac{2}{3}h$

pour les autres rectangles nous appliquons le theoreme suivant :

$I_\Delta = I_0 + B_0 z^2$ avec I_0 = moment d'inertie par rapport au c.d.g du triangle ou rectangle considéré.

B_0 = aire de la section considereé

z = distance de l'axe passant par le c.d.g de la section à l'axe (Δ) dans ce cas $z = z'$

position du centre de gravité :

$V_s = \frac{S_\Delta}{B}$; $V_i = h_t - V_s$

$I_G = I_\Delta - S_\Delta V_s$; $i^2 = \frac{I_G}{B}$

- Caracteristiques des sections :

elles sont deduites des caracteristiques des sections brutes en considérant que les trous des armatures ne participent pas à la resistance, le mortier injecté à l'intérieur ne participe pas à la resistance.

Ces caracteristiques seront calculées quand le nbre de cable sera connu.

CALCUL DES EFFORTS DANS LES POUTRES

le pont est constitué de 5 travées indépendantes longitudinalement et de 5 poutres transversalement entretoisées à l'about, les trottoirs sont standards et les dimensions sont decrites dans les planches, les poutres sont d'une portée $L = 24,50$ m.

1 - Evaluation des charges permanentes :

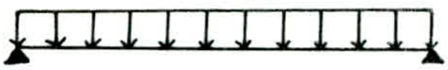
Poutres	156,53 t
HOURDIS	128,71 t
prédalle	16,70 t
Trottoirs	63,80 t
glissière + garde corps	12,75 t
Entretoise	15,40 t
revêtement	31,40 t

$\Rightarrow G = 156,53 + 128,71 + 16,70 + 63,8 + 12,75 + 15,4 + 31,4$

431,74

2 - Evaluation des efforts :

$$q = \frac{431,74}{24,5} = 17,62 \text{ t/ml}$$



l'expression du Moment flechissant et celle de l'effort tranchant sont :

$$M_G(x) = \frac{qL}{2}x - q\frac{x^2}{2}$$

$$T_G(x) = \frac{qL}{2} - qx$$

moment flechissant :

SECTIONS	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
M_G [tm]	0	578,47	991,69	1239,65	1295,83	1322,36

effort tranchant :

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S"	$\frac{L}{2}$
T_G [t]	215,87	161,90	107,93	53,97	30,40	0

3 - Sous - surcharges A(l) :

caracteristiques du pont :

$l_r = l_s = 7,00$ m et $N = \frac{l_s}{3} = 2,33 \Rightarrow N = 2$ (réglement cpc)

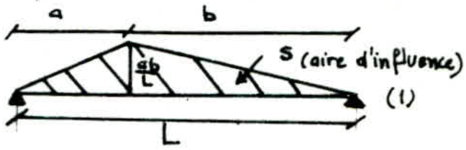
ces caracteristiques satisfont aux conditions d'un pont de 1ère classe

$l_v = \frac{l_s}{N} = 3,50$ (Largeur d'une voie) avec $l_0 = 3,50$ m

On a aussi $A = K A_L \frac{l_0}{l_v}$ avec $K = 1$ (une ou deux voies chargées)

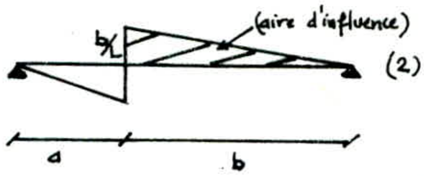
$A_L = 230 + \frac{36000}{L+12}$ (dans notre cas $L = 24,50$ m, car les efforts sont maximums en chargeant toute la travée).

moment flechissant :



$S = \frac{ab}{2} (a_1)$ $M = S \cdot q$, (a_2)

effort tranchant :



$S = \frac{b^2}{2L}, (b_1)$ et $T = qS = q\frac{b^2}{2L}, (b_2)$

(1) et (2) sont les lignes d'influences du m^t et de l'effort tranchant pour une section distante de a de l'appui de gauche.

application au projet :

le moment maximum est obtenu en chargeant toute la travée donc $L = 24,50$ m.

pour cela on trouve :

$$A_L = 1216,30\ kg/m^2 \quad et \quad A = 1216,30\ kg/m^2$$

la charge par unité de longueur depend du nbre de voies chargeés.

pour une voie chargée : $q = A\,\ell_v = 1216,30 \times 10^{-3} \times 3,50 = 4,257\ t/ml$.

pour deux voies chargeé : $q = 2A\,\ell_v = 2 \times 1216,30 \times 10^{-3} \times 3,50 = 8,514\ t/ml$.

et en appliquant les relations (a_1) et (b_1) ainsi que (a_2) et (b_2) on aboutit aux efforts suivants :

moment flechissant :

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M[tm]	1 voie chargée	0	139,74	239,55	299,44	313,074	319,40
	2 voies chargées	0	279,48	479,11	598,89	626,15	638,81

effort tranchant :

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
T (t)	1 voie chargée	52,15	42,87	34,12	25,92	22,54	18,38
	2 voies chargées	104,29	85,74	68,25	51,85	45,08	36,77

4- Sous surcharges de trottoirs :

D'aprés le c.p.c article n° 11 la surcharge à prendre est de $0,15\ t/m^2$, la largeur du trottoir dans notre cas est de : $\ell_t = 0,80$ m.

application au projet :

pour un seul trottoir chargé : $q = 0,15 \times \ell_t = 0,15 \times 0,90 = 0,135\ t/ml$

pour deux trottoirs chargées : $q = 0,15 \times \ell_t \times 2 = 0,15 \times 0,90 \times 2 = 0,27\ t/ml$

les relations a_1 et a_2 ainsi que b_1 et b_2 restent valables :

moment flechissant :

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M[tm]	1 trottoir chargé	0	4,43	7,60	9,49	9,92	10,12
	2 trottoirs chargés	0	8,86	15,19	18,99	19,85	20,25

Effort tranchant :

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
T [t]	1 trottoir chargé	1,65	1,26	0,93	0,64	0,54	0,41
	2 trottoir chargé	3,308	2,53	1,86	1,29	1,07	0,82

les sections sont toujours prises à partir de la gauche.

5. Sous surcharge Bc :

Coefficient de majoration dynamique : $\delta = 1 + \dfrac{0,4}{1 + 0,2L} + \dfrac{0,6}{1 + 4\,P/S}$ (a)

L = portée de la travée

P = poids total du tablier correspondant à la travée.

S = surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée.

$S = n \times b_c \times 60$ [t] où n = nbre de convois, b_c = coefficient de ponderation dependant du nombre de convois.

60t = poids d'un convoi Bc.

b/ <u>Determination de la Section dangereuse :</u>

La charge P_k au droit de laquelle le moment est maximal à la Section dangereuse doit satisfaire à la condition suivante :

$$(1) \qquad \sum_{\alpha=1}^{K-1} P_\alpha \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^{K} P_\alpha$$

avec R étant la resultante de toutes les forces appliquées.

Une fois les charges qui satisfont à cette condition Sont trouvées on applique le Théoréme de BARRÉ pour leurs emplacement ensuite déduire les valeurs des efforts à partir des lignes d'influence.

<u>Théoréme de BARRÉ</u> : le moment flechissant M_i au droit d'une charge P_i dû à un ensemble de charges mobiles engageés sur une poutre AB sera maximum au droit de cette charge P_i lorsque cette charge et la resultante de toutes les charges sont symetriques par rapport au centre de la poutre.

<u>Application au projet</u> :

a) <u>calcul du coefficient de majoration dynamique</u> :

$b_c = 1{,}2$ pour un convoi ; $b_c = 1{,}1$ pour 2 convois

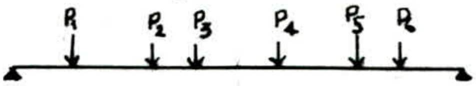
Pour un convoi on aura : $S = n \times b_c \times 60 = 1 \times 1{,}2 \times 60 = 72t$ et $L = 24{,}50m$, $P = 431{,}74t$

donc en appliquant la relation (a) on trouve : $\delta = 1{,}092$

pour deux convois on trouve : $\delta = 1{,}11$.

Systeme Bc :

$P_1 = P_4 = 12t$; $P_2 = P_3 = P_5 = P_6 = 24t$

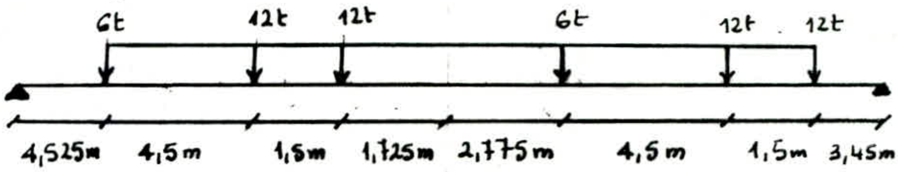


la condition (1) est satisfaite pour les charges P_3 et P_4 car on obtient les resultats suivants pour P_3 on trouve : $36 \leq 60 \leq 60$ et pour P_4 on trouve : $60 \leq 60 \leq 72$

Calcul pour la charge P_3 :

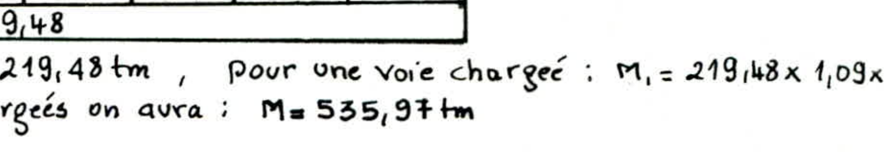
positionnement : $\sum M/_{P_3} = 0 \Rightarrow R.x = -12\times(4{,}50) - 24\times(9) - 24\times(10{,}50) + 24\times(1{,}50) + 6\times(1$

$\Rightarrow x = 3{,}45\,m$.



la ligne d'influence sera :

les relations de Similitudes des triangles nous donne la valeur de chaque y_i :



P_i (t)	6	12	12	6	12	12
y_i (m)	2,58	5,15	6,00	4,20	2,208	1,54
$P_i\,y_i$	15,48	61,8	72	25,20	26,50	18,48
$\Sigma P_i y_i$ (t.m)	219,48					

donc $M = \Sigma P_i y_i = 219{,}48\,tm$, pour une voie chargeé : $M_1 = 219{,}48 \times 1{,}09 \times 1{,}2 = 287{,}6$

et pour 2 voies chargeés on aura : $M = 535{,}97\,tm$

positionnement de la charge P_4 :
on utilise le même procédé de calcul qui a été utilisé pour la charge P_3 les resultats sont inscrits dans le tableau ci-aprés.
$x = 1{,}05$ m.

P_i (t)	6	12	12	6	12	12
y_i (m)	1,09	3,24	3,96	6,11	3,76	2,98
$P_i y_i$ (tm)	210,48					

pour une seule voie chargeé : $M = \delta \times b_c \times \sum_{i=1}^{6} P_i y_i = 1{,}092 \times 1{,}2 \times 210{,}48 = 275{,}81$ tm.
pour 2 voies chargées : $M = \delta \times b_c \times \sum P_i y_i = 1{,}11 \times 2 \times 1{,}1 \times 210{,}48 = 514$ tm.
conclusion :
Vu la valeur du moment dans la section sous P_3 on conclut que la section dangereuse est à $x = 10{,}525$ m de l'appui de gauche, le moment maximum est obtenu pour la charge P_3 et pour 2 convois.

$$M_{max} = 535{,}97 \text{ tm}.$$

Connaissant maintenant la section dangereuse et l'effort qui lui est appliqué on se propose de calculer les effort maximums connaissant les sections, les relations à verifier sont les suivantes et elles doivent être satisfaites simultanement.

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

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

detail d'un exemple :
Section situeé à $L/8$ de l'appui de gauche : $a = \frac{L}{8} = 3{,}0625$ m et $b = \frac{7L}{8} = 21{,}4375$ m
toujours les charges sont considerées dans l'ordre respectifs precités dans le paragraphe precedent : $P_1 = P_4 = 12$ t, $P_2 = P_3 = P_5 = P_6 = 24$ t c'est à dire deux convois B_c.

au droit de $P_1 = 12$ t

$$\frac{12}{3{,}0625} > \frac{108}{21{,}4375} \quad \text{Non}$$
$$\frac{0}{3{,}0625} < \frac{120}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$

au droit de $P_2 = 24$

$$\frac{24}{3{,}0625} > \frac{84}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$
$$\frac{0}{3{,}0625} < \frac{108}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$

au droit de $P_3 = 24$ t

$$\frac{48}{3{,}0625} > \frac{60}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$
$$\frac{24}{3{,}0625} < \frac{84}{21{,}4375} \quad \text{Non}$$

au droit de $P_4 = 12$ t

$$\frac{12}{3{,}0625} > \frac{48}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$
$$\frac{0}{3{,}0625} < \frac{60}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$

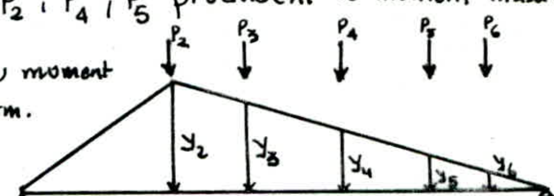
au droit de $P_5 = 24$ t

$$\frac{24}{3{,}0625} > \frac{24}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$
$$\frac{0}{3{,}0625} < \frac{48}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$

au droit de $P_6 = 24$ t

$$\frac{48}{3{,}0625} \quad \frac{0}{21{,}4375} \quad \text{oui}$$
$$\frac{24}{3{,}0625} \quad \frac{24}{21{,}4375} \quad \text{Non}$$

on remarque que les charge P_2, P_4, P_5 produisent le moment maximum à la section $L/8$.
cas de la charge P_2 :
on aura pour la valeur du moment
$M = \sum_{i=2}^{6} P_i y_i \times b_c \times \delta = 254{,}66$ tm.



Pour les charges P_4, P_5
les moments trouvés sont inferieurs à celui provoqué par P_2 à la section $L/2$.

les autres valeurs des moments dans les différentes sections sont recapitulées dans le tableau ci-aprés :

SECTIONS	$L/4$	$3L/8$	$L/2$
charge provoquant le moment maximum [t]	$P_2 = 24$	$P_2 = 24$	$P_3 = 24$
M [tm]	426,86	503,35	512,82

le procédé de calcul est le même utilisé pour l'exemple detaillé et cela en considerant seulement le cas de deux voies chargées car c'st le cas defavorable pour les sections considerées. (valeurs calculées en tenant compte des divers coefficients notamment δ, b_c)

b/ ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT :

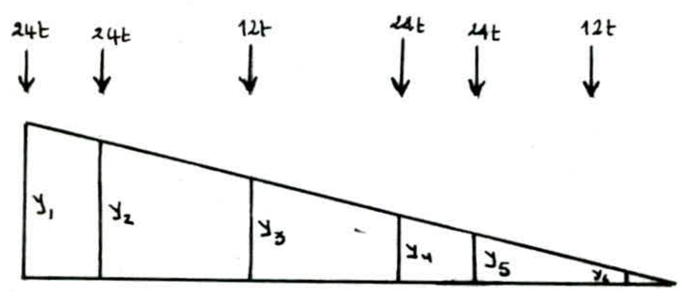
pour avoir un effort tranchant maximum on doit chosir pour celui-ci une disposition defavorable et celle-ci respectera le procédé suivant :

c'st de placer les charges lourdes au droit des points qui ont une ordonneé grande et d'eviter au maximum de les placer dans la partie negative de la ligne d'influence.

la relation donnant l'effort tranchant est :

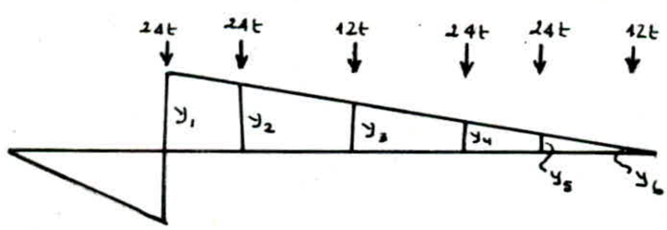
$$T_{max} = \Sigma P_i y_i$$

Section d'appui :



$T_{max} = \delta \times b_c \sum_{i=1}^{6} P_i y_i = 104,53$ t .

Section à $L/8$:



$T_{max} = \delta \times b_c \sum_{i=1}^{6} P_i y_i = 86,03$ t .

les autres valeurs de l'effort tranchant pour les deux sections restantes sont regroupées dans le tableau ci-dessous.

SECTIONS	$L/4$	$3L/8$	$L/2$
EFFORT TRANCHANT (t)	67,72	50,11	33,62

Tableau recapitulatifs des efforts dans le cas du chargement B_c.

$M_{max} = \delta . b_c . M$, $T_{max} = \delta . b_c . T$

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [tm]	1 convoi	0	179,00	228,52	269,61	287,60	275,18
	2 convois	0	254,66	426,86	503,35	535,97	512,82

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	L/8
T[t]	1 convoi	55,99	46,17	36,34	26,89	18,04
	2 convois	104,35	86,03	67,72	50,11	33,62

c/ <u>Sous surcharges militaires M_{c120}</u> :

la surcharge militaire M_{c120} comprend 2 chenilles, le convoi ayant une masse totale egale à 110t uniformement repartie sur une longueur de 6,10m.

$$q = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$$

le coefficient de majoration dynamique inhérent à cette surcharge est égale à :
avec comme expression pour δ :

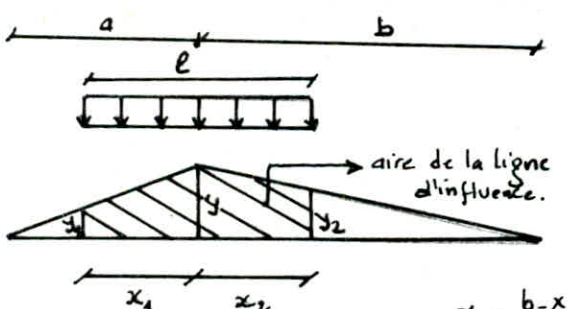
$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{P}{S}}$$

L = 24,50m , S = 110t , p = 431,74t (poids propre du tablier)
on trouve

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 24,50} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{431,74}{110}} = 1,103$$

Moment Flechissant :

raisonnons avec la ligne d'influence d'une section se situant à une distance a de l'appui de gauche.



La valeur du moment pour cette surcharge est :
$M = \delta . q . S$
mais pour avoir un moment maximum il faut que l'aire sous la surcharge soit maximum et cela est acquis quand $y_1 = y_2$.

$$S = \frac{(y+y_1)x_1}{2} + \frac{(y+y_2)x_2}{2} \quad \text{avec } y = \frac{ab}{L},\ y_1 = \frac{a-x_1}{a}y$$

$$y_2 = \frac{b-x_1}{b}y \ ; \quad \ell = x_1 + x_2$$

donc comme $y_1 = y_2$ on aboutit à : $bx_1 = bx_2$ et comme $x_1 + x_2 = \ell$ on trouve :
$x_1 = \frac{a\ell}{L}$; $x_2 = \frac{b\ell}{L}$ d'où $y_1 = y_2 = \frac{ab}{L}\left(1 - \frac{\ell}{L}\right)$ en injectant ces valeurs dans

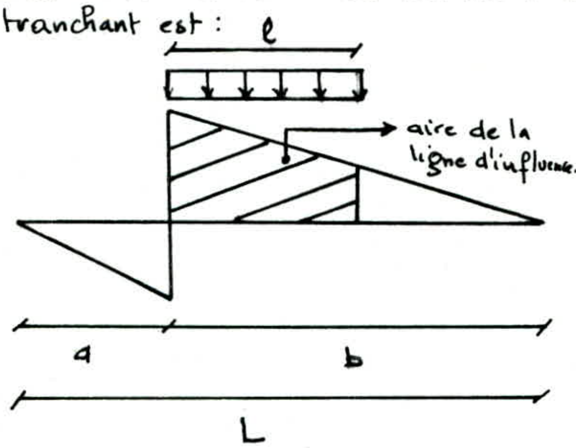
la relation de S on trouve : $S_{max} = \frac{ab}{2}\left(2 - \frac{\ell}{L}\right)\frac{\ell}{L}$ et $M_{max} = \delta . q . S_{max}$

les valeurs des moments sont regroupées dans le tableau ci-aprés.

les valeurs des moments sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [tm]	0	284,60	487,90	523,15	637,63	650,53

Effort tranchant :
pour une section donnée située à une distance a de l'appui de gauche la ligne d'influence de l'effort tranchant est :



$y_1 = b/L$; $y_2 = \frac{b}{L}\left(1 - \frac{\ell}{b}\right)$

cette disposition choisie nous donne la valeur de l'effort tranchant maximale.

$S = (y_1 + y_2) \times \frac{\ell}{2}$ (surface d'un trapèze)

$\Rightarrow$ en remplaçant y_1 et y_2 on aura :

$S = \frac{b\ell}{2L}\left(2 \frac{\ell}{b}\right)$ et $T = \delta . q . S$.

les valeurs sont condensées dans le tableau ci-après :

SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
T (t)	106,20	91,04	75,88	60,71	45,85

d/ Sous la surcharge exceptionnelle D :

Cette surcharge ayant une masse de 240t sera uniformément repartie sur une longueur de 18^m,60 :

$$q = \frac{240}{18,60} = 12,903 \ t/ml$$

les relations calculées pour le convoi militaire M_{C120} restent valables ; car on a les mêmes allures des lignes d'influences. $\ell = 18,60$ m .

$S_{max} = \frac{ab}{2} \times \left(2 - \frac{\ell}{L}\right) \times \frac{\ell}{L}$ pour le moment

$S_{max} = \frac{b\ell}{2L}\left(2 - \frac{\ell}{b}\right)$ pour l'effort tranchant

$M_{max} = q\,S^{max}$ et $T^{max} = q\,S_{max}$; les efforts dûs au convoi exceptionnel ne sont pas frappés de majoration dynamique.

Moments flechissants :

SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [tm]	0	398,99	683,98	854,98	893,90	949,58

Efforts tranchants :

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
T [t]	148,90	118,90	88,89	58,89	28,89

DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

Introduction :

les liaisons transversales des élements porteurs d'une construction jouent un trés grand rôle, c'est à dire que l'element ainsi directement chargé va reprendre un pourcentage de charge faible par rapport au même élément non lié transversalement.

Rigidité de l'entretoise :

cette rigidité definie essentiellement la methode de repartition à utiliser et son expression est :

$$r = \frac{n \cdot a}{2\,L} \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$$

avec : m = nbre de poutres principales constituant une travée de la dalle.

a = entre-axe des poutres principales

L = porteé des poutres principales

I_P = moment d'inertie propre d'une poutre

I_E = moment d'inertie propre d'une entretoise

si $r \geq 0{,}3$ la rigidité de l'entretoise est prise en compte.

la methode de MM GUYON-MASSONNET est l'une des methode actuellement efficaces pour le calcul des ponts à poutres multiples en tenant compte de l'effet de la resistance à la torsion.

si $r < 0{,}3$ l'entretoise est infiniment rigide, ainsi on ne tient pas compte de la resistance à la torsion, dans ce cas la methode courbon est préférable.

calcul de la rigidité de l'entretoise :

$n = 5$; $a = 2{,}19$ m ; $L = 24{,}50$ m ; $I_p = 9106753{,}36$ cm^4 (section mediane).

$$I_E = \frac{100 \times 20^3}{12} = 66666{,}66 \text{ cm}^4 \; ; \Rightarrow \; r = \frac{5 * 2{,}19}{2 * 2450} \sqrt[4]{\frac{9106753{,}36}{66666{,}66}} = 0{,}764 > 0{,}3$$

ce qui justifie l'utilisation de la méthode de MM. GUYON-MASSONNET.

presentation theorique de la methode :

le grillage est formé de deux familles de poutres en général perpendiculaires, étant solidaires de la dalle constituant le platelage. Le comportement de la construction dans ce cas est intermediaire entre celui d'une dalle anisotrope et celui d'un grillage simple.

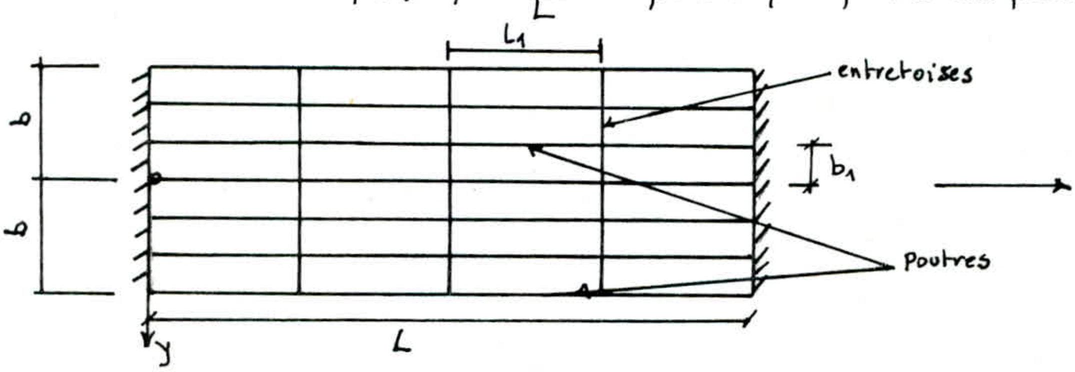
principe de la methode :

la methode consiste essentiellement :

1- à substituer au pont réel un pont à structure continue qui posséde les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel, mais analysable rigoureusement par le calcul differentiel.

2- à analyser de maniére approchée l'effet de la repartition transversale 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 :

$$p'(x) = p \sin \frac{\pi x}{L} \qquad p = \text{cte} \; ; \; L = \text{portee des poutres}.$$



les poutres assemblées aux entretoises, les noeuds étant très rigides, donc résistent aussi efficacement à la flexion qu'à la torsion.
Soient $B_p = EI_p$ la rigidité flexionnelle des poutres et $B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises, on désigne par C_p et C_E les rigidités à la torsion des poutres et des entretoises.
Les rigidités flexionnelles par unité de longueur des poutres principales et des entretoises sont respectivement :

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} \quad ; \quad \rho_E = \frac{B_E}{l_2}$$

les rigidités de torsion par unité de longueur des poutres principales et des entretoises sont respectivement :

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

$$G = \frac{E}{(1+\nu)\times 2}$$

pour cela l'équation différentielle d'un grillage simple dont les rigidités sont réparties continûment est :

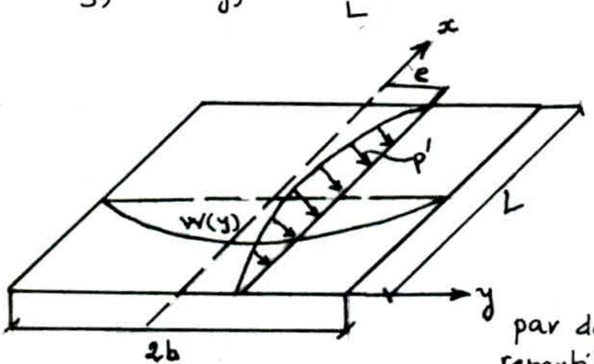
$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E)\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y)$$

Si on pose $\gamma_p + \gamma_E = 2\alpha\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}$, l'équation devient : $\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\alpha\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,$
l'effet de torsion se traduit par le paramètre suivant :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \quad (\text{paramètre de torsion}) \quad , \quad \theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \quad (\text{paramètre d'entretoisement})$$

Ces deux coefficients définissent le comportement du pont à structure continue.
coefficient de répartition transversale :
soit une charge linéaire répartie sur la construction sur une droite parallèle à l'axe x-x excentrée de e, cette charge est supposée répartie suivant la sinusoïde : $p(x) = p\sin\frac{\pi x}{L}$.
La construction prend alors une déformée en demi-onde de sinusoïde selon l'équation

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



Si maintenant la charge p(x) répartie uniformément sur la largeur 2b (tout en restant sinusoïdale dans le sens de la longueur), la construction prend alors dans ce cas une déformée en surface cylindrique d'équation : $w_0(x) = w_0\sin\frac{\pi x}{L}$
par définition on appelle coefficient de répartition transversale le rapport sans dimensions : $K(y) = \frac{w(y)}{w_0}$, le coefficient K dépend de θ, α, $\frac{e}{b}$ (excentricité relative de la charge) et de y/b (ordonnée relative du point considéré)
l'étude de nombreux cas a permis à MASSONNET d'établir la formule d'interpolation suivante :

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

pour le calcul exact c'est à dire correspondant à notre paramètre α nous utiliserons la relation de SATTLER :
K_0 correspond à $\alpha = 0$; K_1 correspond à $\alpha = 1$; K_0 et K_1 sont donnés par les Tableaux de MASSONNET.

Relation de SATTLER :

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

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

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

Largeur active et position active :

cette largeur est donnée par la relation suivante :

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

n = nbre de poutres
b_0 = distance entre 2 poutres

Dans notre cas $n = 5$; $b_0 = 2,19$ m on trouve $b = 5,47$ m

Cette largeur est celle sur laquelle la methode de MM GUYON- MASSONNET est basée.

Calcul des paramétres θ et α :

Inertie moyenne de la poutre : $I_m = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I - I_0)$ avec I_0 et I sont les moments d'inertie respectivement à l'appui et en travée.

$I_0 = 0,9 \times 20676050,83 = 18608445,75\ cm^4$; $I = 0,9 \times 18929862,85 = 17036876,6\ cm^4$

donc $I_m = 18608445,75 + \frac{8}{3\pi}(17036876,6 - 18608445,75) = 17274456,39\ cm^4$

on aura pour ρ_P et ρ_E :

$$\rho_P = \frac{E\,I_P}{b_1} = \frac{E \times 17274456,39}{219} = 78878,8\ E$$

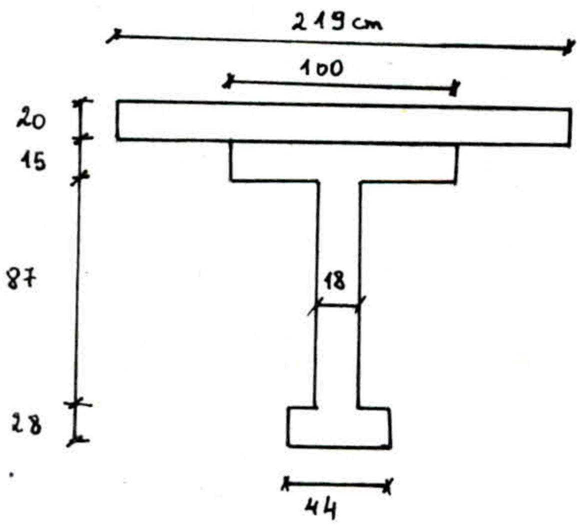
$$\rho_E = \frac{E\,I_E}{L_1} = \frac{E \times 66666,6}{100} = 666,66\ E$$

Comme il n'y a pas d'entretoises intermediaires la dalle va jouer ce rôle, l'espacement fictif de ces entretoises est de $\ell_1 = 1,00$ m.

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{5,47}{24,50}\sqrt[4]{\frac{78878,8E}{666,66\,E}} \simeq 0,74$$

calcul des rigidités torsionnelles par unité de longueur :

pour simplifier les calculs on modifie legérement la géometrie de la section et elle devient la suivante :



$$C_P = \frac{G}{3}\sum b_i^3 h_i$$

où b_i et h_i sont respectivement le plus petit et le plus grand côté du rectangle element-aire i :

$$C_P = \frac{G}{3}\left[219 \times 20^3 + 100 \times 15^3 + \frac{1}{2} \times 87 \times 18^3 + 40 \times 28^3\right]$$

$C_P = 1103026,66\ G$ avec $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ $\nu = 0,15$

d'où $C_P = 479576,81\ E$

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

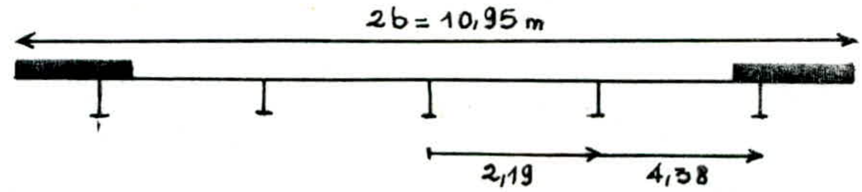
d'où $C_E = 57971,01\ E$

Comme $\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{479576,81}{219}E = 2189,85E$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{\ell_1} = 579,71\ E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_E}} = \frac{(2189,85 + 579,71) \times E}{2\sqrt{666,66 \times 78878,8E^2}} = 0,190$$ donc $\theta = 0,74$ et $\alpha = 0,191$

lignes d'influence de K_α :
comme $0,1 < \theta = 0,74 < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{(1 - e^{\frac{0,065-\theta}{0,663}})}$
tout calcul fait la relation devient $K_\alpha = 0,64 K_0 + 0,360 K_1$ $(\alpha = 0,191$
positions reelles des poutres :



les tables numeriques de MASSONNET nous donnent les valeurs de K_0 et K_1 pour $\theta = 0,75$ pour les excentricités de charges : $e = -b$; $-\frac{3b}{4}$; $-\frac{b}{2}$; $-\frac{b}{4}$; 0, $\frac{b}{4}$; $\frac{b}{2}$; $\frac{3b}{4}$; b et pour des points $y = 0$; $\frac{b}{4}$; $\frac{b}{2}$; $\frac{3b}{4}$; b.
pour avoir les valeurs des fonctions K_α qui correspondent aux positions réelles de nos poutres, on a fait des interpolations, les resultats sont regroupés dans le tableau ci-aprés.

e / y [m]	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
y = 0	0,147	0,586	1,035	1,445	1,649	1,445	1,035	0,586	0,147
y = 2,19	-0,188	0,098	0,414	0,784	1,198	1,565	1,707	1,591	1,390
y = 4,38	-0,220	-0,143	-0,035	0,155	0,498	1,062	1,876	2,858	3,830

Ces valeurs pour chaque poutre vont nous permettre de tracer les lignes d'influences:
calcul du coefficient de repartition K_α :
. cas des surcharges localisées : on calcule les ordonneés y_i de la ligne d'influence de K_α sous chaque surcharge, le coefficient K_α sera obtenu par la relation ci-dessous :

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

comme dans le sens transversal, les charges P_i ont même valeur. La relation devient alors :

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

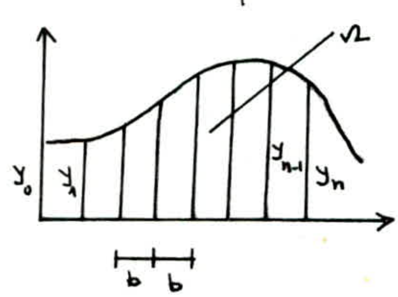
avec n = nbre de file de roues ou chenilles

. cas des surcharges et charges uniformément reparties dans le sens transversal :

$$K_\alpha = \frac{\Omega}{\ell}$$

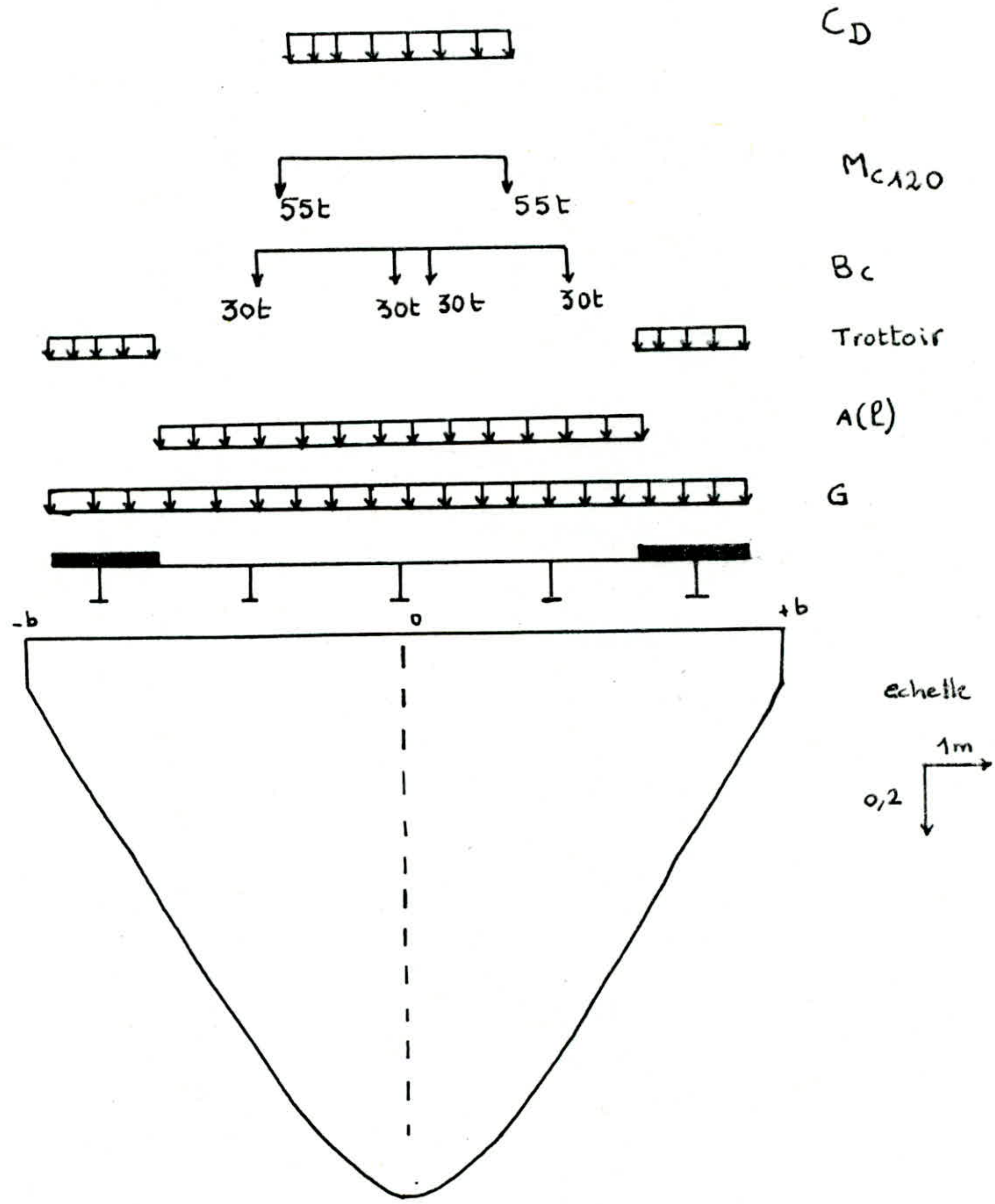
avec Ω = aire d'influence
ℓ = largeur chargée

l'aire Ω sera calculeé par la methode des trapézes : $\Omega = \frac{b}{2}\left[y_0 + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}) + y_n\right]$



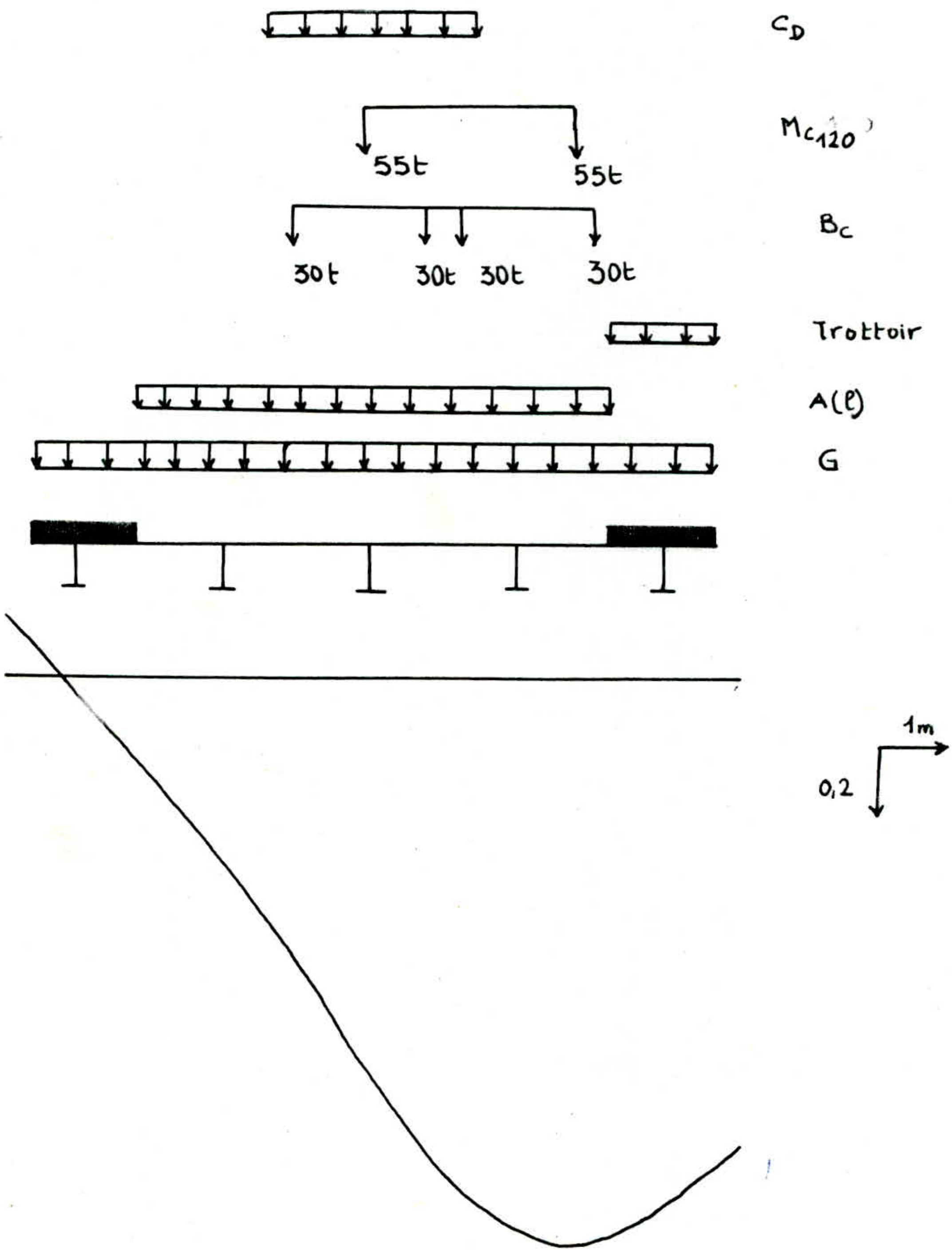
pour cela on va envisager toute les dispositions transversales des charges afin d'avoir K_α maximum.

poutre $y=0$

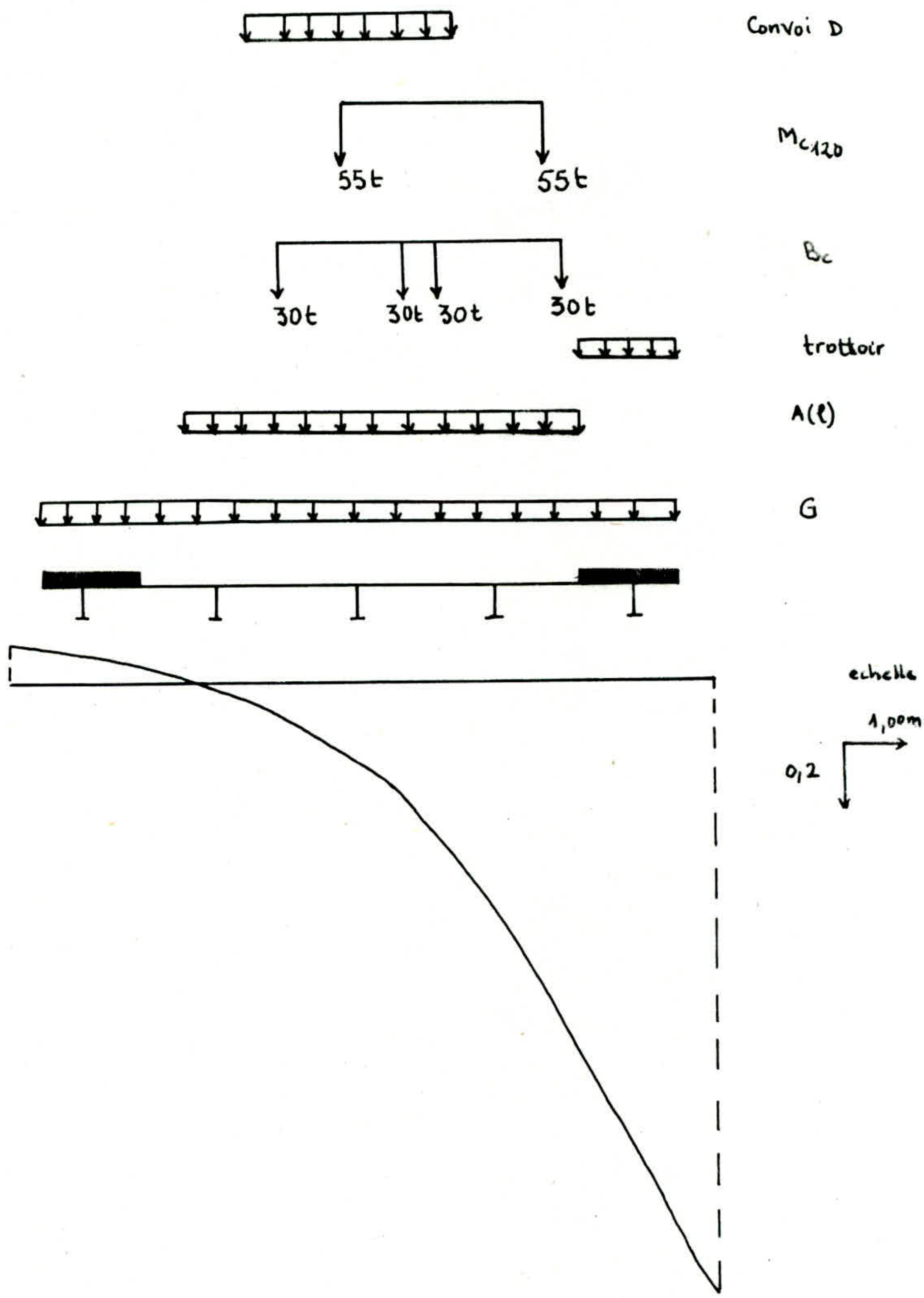


C_D
M_{C120}
55t
55t
B_c
30t
30t
30t
30t
Trottoir
$A(\ell)$
G
-b
0
+b
echelle
1m
0,2

Poutre $y = 2{,}19$ m



poutre $y = 4,38$ m



Coefficients de repartition transversale :

Charges et surcharges	mode de chargement	Poutre P_0 $y=0$	Poutre P_1 $y=2,19$	Poutre P_2 $y=4,38$
G	toute la largeur	0,915	1,020	0,889
Trottoirs	1 trottoir chargé $l_t = 0,90$ m	0,535	1,535	3,650
	2 trottoirs chargés $l_t = 1,80$ m	0,535	0,790	1,742
A(l)	1 voie chargeé $l_v = 3,50$ m	1,307	1,545	1,326
	2 voies chargeés $l_v = 7$m	1,307	1,120	0,744
Mc_{120}	1 vehicules á 2 chenilles	1,360	1,405	0,61
B_c	1 convoi 2 files de roues	1,355	1,365	1,58
	2 convois 4 files de roues	1,520	1,610	1,03
C_D	un seul convoi	1,310	1,122	0,510

calcul des efforts dans les poutres :

a/ moment flechissant :

$M_i = K_{d_i} \frac{M_0}{n}$ avec M_i = moment revenant à la poutre une fois repartie.
M_0 = moment total sollicitant la poutre (charge ou surcharge)
n = nbre total de poutre.

b/ effort tranchant ;

$T_i = K_{d_i} \frac{T_0}{n}$ avec T_i = effort tranchant revenant à la poutre une fois reparti.
T_0 = effort tranchant sollicitant la poutre sous les charges ou surcharges.
n = nbre total de poutres.

pour cela on ne presentera que les valeurs des efforts dans les différentes sections pour la poutre P_0, car ce sont les moments défavorables dans cette poutre qui vont nous permettre de cabler la poutre.
les moments et éfforts tranchants dans cette poutre sont regroupés dans les tableaux ci-aprés.

moments flechissants dans la poutre P_0 $(y=0)$ exprimés en t.m
les combinaisons utilisées pour les differents cas de chargement sont citées ci-aprés:
a/ $G + 1{,}1\,[A(l) + \text{Trottoir}]$

b/ $G + 1{,}1\,[B_c + \text{Trottoir}]$

c) $G + M_{c120}$

D) $G + C_D$
de toutes ces combinaisons la plus défavorable pour le moment et l'effort tranchant c'est la combinaison : $G + C_D$.

Sections	K_α	0	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	"S"	$l/2$
G	0,915	0	105,67	181,48	226,85	237,14	241,99
C_D	1,310	0	104,53	179,20	223,97	234,20	248,79
$G + C_D$		0	210,20	360,68	450,82	471,34	490,78

les mêmes combinaisons ont été faite pour l'effort tranchant et la combinaison (D) est toujours la plus défavorable pour la poutre P_0 qui est la plus sollicitée des poutres.

Sections	K_α	0	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$l/2$
G	0,915	39,50	29,62	19,75	9,87	0
C_D	1,310	39,01	31,15	23,28	15,43	7,57
$G + C_D$		78,51	60,77	43,03	25,30	7,57

moment de flexion transversale :
ce moment de flexion transversale est un moment qu'on determinera avec pratiquement le même procédé de calcul que pour le moment longitudinal, mais cette on utilisera le coefficient μ_α et pour avoir une precision appreciable de ce moment, MASSONNET exige de prendre en compte les 3 premiers termes de la Serie de Fourier ($m=1,3,5$).
A ce Sujet MASSONNET a dressé des Tableaux pour le calcul de ces coefficients.
pour avoir les valeurs de la fonction μ_α (correspondant à α) on utilisera la relation de SATTLER qui est une relation d'interpolation.

$$\text{pour} \quad 0{,}1 < \theta \leq 1 \rightarrow \mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\,\alpha^{\left(1 - e^{\frac{0{,}065-\theta}{0{,}663}}\right)}$$

aprés remplacement de θ par sa valeur on aura : $\mu_\alpha = 0{,}656\,\mu_0 + 0{,}344\,\mu_1$
les tableaux de μ_{α_1}, μ_{α_3}, μ_{α_5} (correspondant à $\theta_1 = \theta$, $\theta_3 = 3\theta$, $\theta_5 = 5\theta$)
Sont dressés dans la page qui suit.

Tableau de valeurs de la fonction μ_{α_1} (correspondant à $\theta_1 = \theta = 0{,}75$) ; $m = 1$

$y(m)$ \ e	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	-0,0841	-0,0520	-0,0135	0,0445	0,1417	0,0445	-0,0135	-0,0520	-0,0841
2,19	-0,0348	-0,0276	-0,0199	-0,0052	0,0246	0,0815	0,0789	-0,0365	-0,1350
4,38	-0,0056	-0,0060	-0,0063	-0,0058	-0,0030	-0,0041	0,0205	0,0520	-0,0967

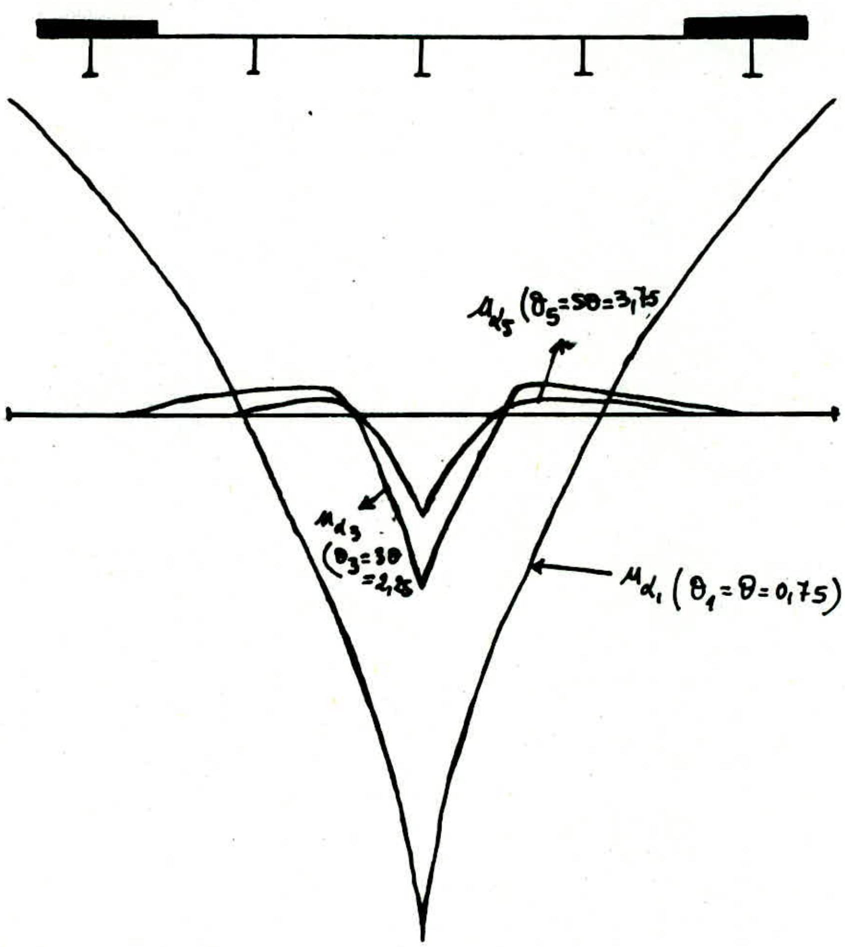
Tableau de valeurs de la fonction μ_{α_3} (correspondant à $\theta_3 = 3\theta = 2{,}25$) ; $m = 3$

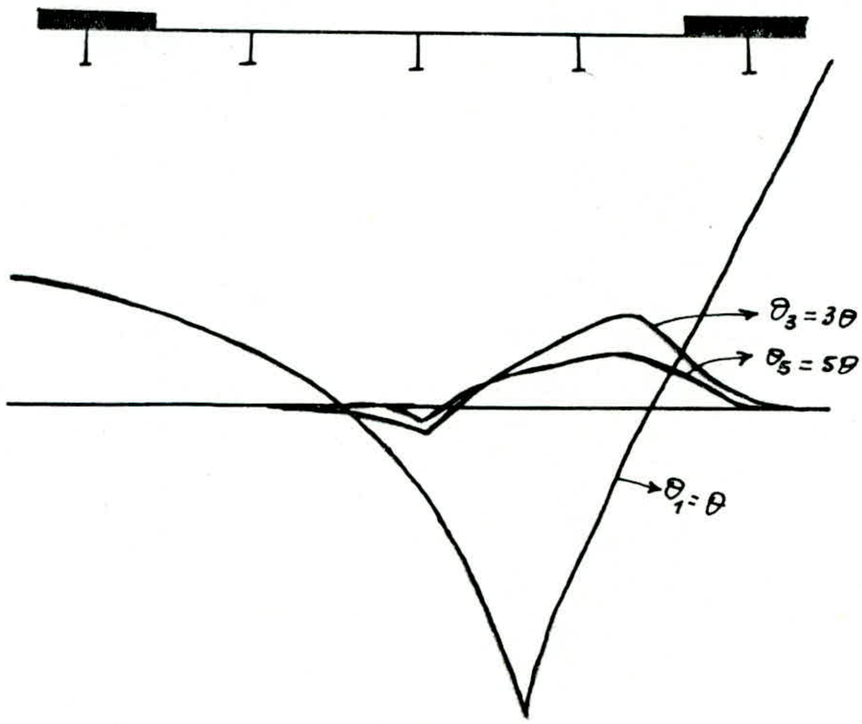
$y(m)$ \ e	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0,00083	-0,0006	-0,0051	-0,0075	0,0460	-0,0075	-0,0051	-0,0006	0,0008
2,19	-0,00004	0,0001	0,0001	-0,0023	-0,0060	0,0138	0,0254	-0,0034	-0,0051
4,38	-0,0000	0,0000	0,0000	0,0001	-0,0006	-0,0036	-0,0039	0,0365	-0,0338

Tableau de valeurs de la fonction μ_{α_5} (correspondant à $\theta_5 = 5\theta = 3{,}75$) ; $m = 5$

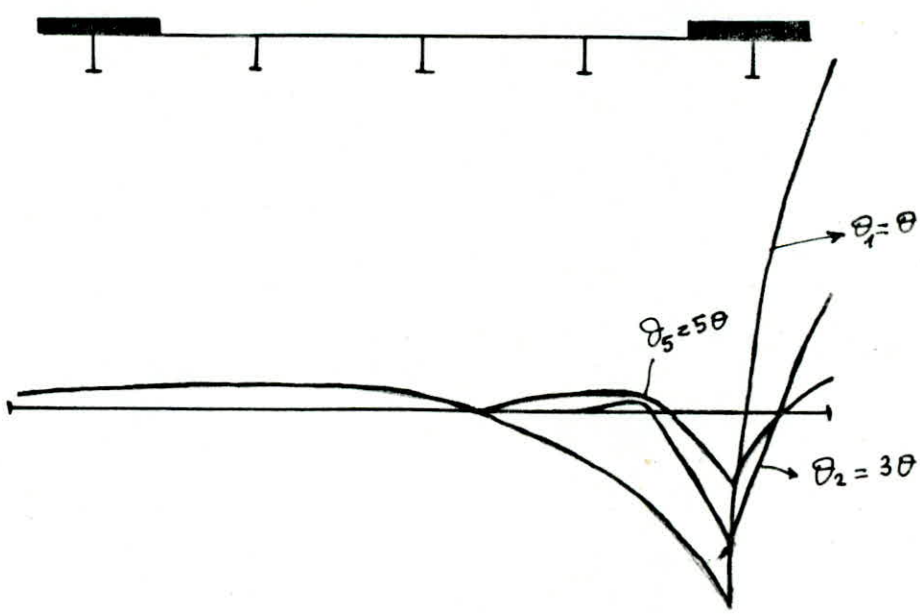
$y(m)$ \ e	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0042	0,0273	-0,0042	0,0000	0,0000	0,0000
2,19	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0044	0,0084	0,0147	-0,0026	0,0005
4,38	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-0,0033	0,0221	-0,0085

Ces tableaux vont nous permettre de tracer les lignes d'influence de μ_{α_m} et on procédera de la même manière que le coefficient K_α, c'st à dire on recherche toujours la valeur maximum de μ_α (positive) ou la valeur minimum de μ_α (negative), pour cela pour les charges concentrées on calcul les ordonnées au droit de chaque charge, et pour les charges uniformement reparties on utilise la formule des trapézes.


μ_{d_5} ($\theta_5 = 5\theta = 3{,}75$
μ_{d_3} ($\theta_3 = 3\theta = 2{,}25$
μ_{d_1} ($\theta_1 = \theta = 0{,}75$)



$\theta_3 = 3\theta$
$\theta_5 = 5\theta$
$\theta_1 = \theta$



$\theta_1 = \theta$
$\theta_5 = 5\theta$
$\theta_2 = 3\theta$

Tableau de valeurs des coefficients μ_{α_m} $(m = 1, 3, 5)$ les plus defavorables paur chaque surcharge.

		μ_{α_1}		μ_{α_3}		μ_{α_5}	
		$\mu^+_{\alpha_1}$	$\mu^-_{\alpha_1}$	$\mu^+_{\alpha_3}$	$\mu^-_{\alpha_3}$	$\mu^+_{\alpha_5}$	$\mu^-_{\alpha_5}$
Trottoir	1 trottoir chargé	—	-0,039	—	-0,0033	—	-0,0015
	2 trottoirs chargés	—	-0,039	—	-0,0016	—	-0,0007
$A(\ell)$	1 voie chargée	0,035	—	0,022	—	0,0005	—
	2 voies chargées	0,035	—	0,022	—	0,0005	—
B_r	1 roue isolée	0,140	—	0,046	—	0,024	—
B_t	1 tandem	0,060	—	0,011	—	0,011	—
	2 tandems	0,041	—	0,003	—	0,005	—
B_c	1 convoi	0,060	—	0,008	—	—	-0,005
	2 convois	0,035	—	0,002	—	0,006	—
M_{c120}		0,039	—	0,005	—	—	-0,003
C_D		0,08	—	0,011	—	0,005	

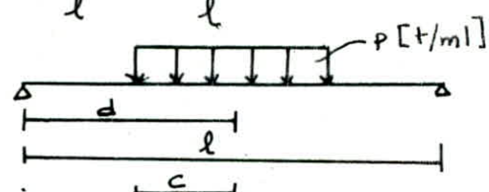
<u>les relations utilisées pour le calcul des moments transversaux</u> :

- pour une charge uniformément repartie ($A(\ell)$ et surcharge repartie du trottoir)

$$M_y = \sum_{m=1}^{5} \mu_{\alpha_m} \frac{4P}{\pi m} b \sin \frac{m\pi x}{\ell} \qquad \text{avec } x = \frac{\ell}{2}$$

- pour une charge uniformément repartie sur une distance ℓ_1 (M_{c120} et C_D)

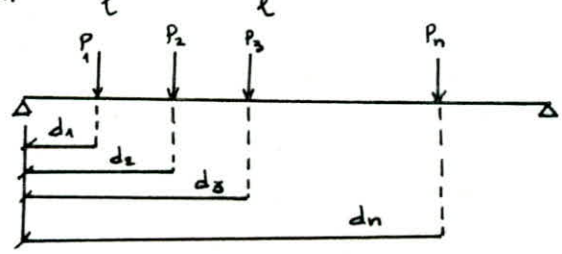
$$M_y = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1}^{5} \frac{1}{m} \mu_{\alpha_m} \sin \frac{m\pi c}{\ell} \sin \frac{m\pi d}{\ell} \sin \frac{m\pi x}{\ell}$$



- pour un systéme de charges concentreés (cas de B_r, B_t et B_c)

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

$x = \ell/2$



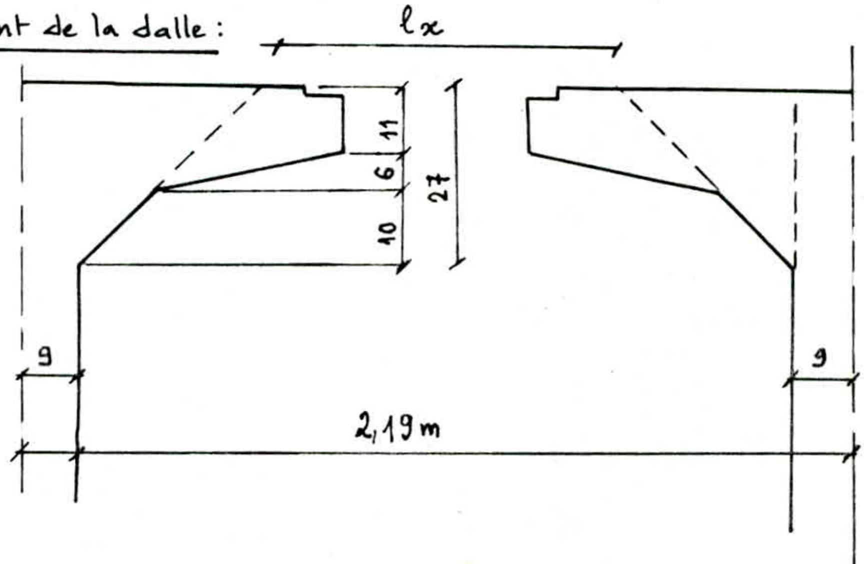
les resultats donnant la valeur des moments sont regroupés dans le tableau ci-aprés.

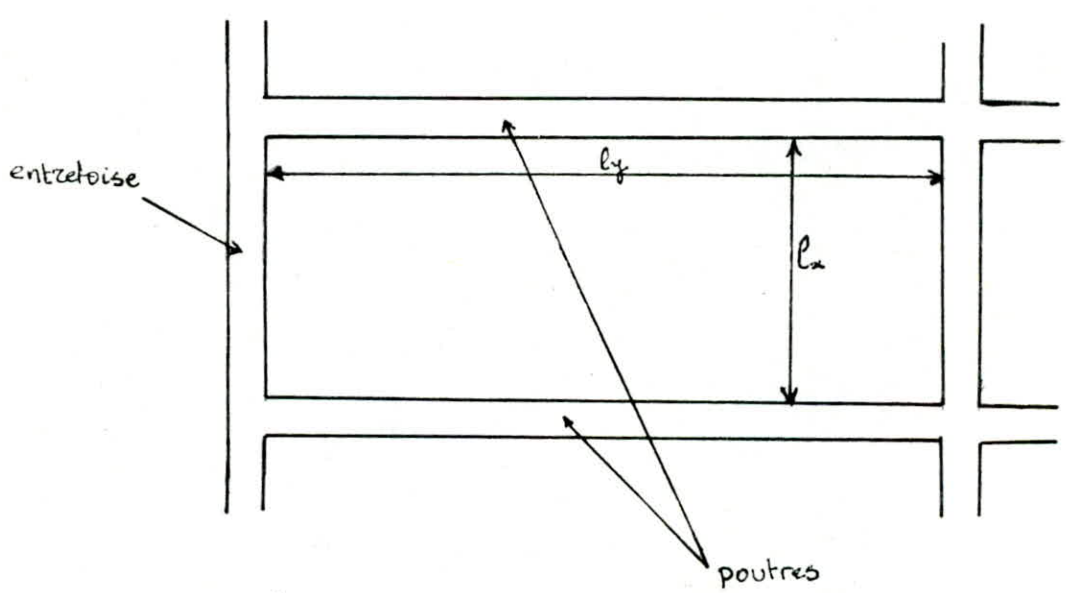
	Trottoir		$A(\ell)$		B_t		B_c		B_r	M_{c120}	C_D
	1 Trott	2 trott	1 voie	2 voies	1 tandem	2 tandem	1 conv	2 conv			
M^+_y tm/ml	—	—	0,82	1,64	0,84	1,11	1,22	1,42	0,87	1,52	1.72
M^-_y tm/ml	-0,07	-0,144	—	—	-0,2	—	-0,33	—	-0,15	—	—

ETUDE DU PLATELAGE

le platelage est constitué d'une dalle en beton armé en liaison avec les poutres, cette liaison est assurée par des aciers en attente sur les poutres.
la dalle sera coulée sur place et son rôle c'st de reprendre les efforts de flexion locale auquels s'ajoutent les moments de flexion transversale.
La predalle sert de coffrage uniquement, elle sera calculée à part, telle qu'elle peut supporter une surcharge (poids de l'ouvrier) et son poids propre ainsi que le poids du revetement et Hourdis lui revenant.

I/ Dimensionnement de la dalle :





$l_x = 219 - 2 \times (9 + 27) = 147$ cm
$l_y = 2450 - 40 = 2410$ cm

l_x, l_y sont les distances entre-nu du panneau.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{147}{2410} = 0{,}061 < 0{,}4$ donc le panneau est trés allongé et ne travaille que selon l_x.

le panneau intermediaire fera l'objet de notre calcul afin d'assurer la continuité.

II/ Calcul des efforts :

a/ determination des charges permanentes :

hourdis : $2{,}5 \times 0{,}20 \times 1 = 0{,}5\,t/ml$

revetement : $2{,}2 \times 0{,}08 \times 1 = 0{,}176\,t/ml$

donc $q_G = 0{,}5 + 0{,}176 = 0{,}676\,t/ml$

On prendra au milieu de ly une bande de 1m de large suivant l_x ce qui revient à etudier une poutre de 1m de largeur, de hauteur $h_0 = 20cm$ et de porteé $l_x = 147\,cm$.

b/ Moments flechissants :

Suivant l_x : $M_{0x} = \dfrac{q_G \cdot l_x^2}{8} = \dfrac{676 \times (1{,}47)^2}{8} = 182{,}6\ kgm$

En travée : $M_{tx} = 0{,}8\,M_{0x} = 0{,}8 \times 182{,}6 = 146{,}07\ kgm$

En appui : $M_{ax} = 0{,}5\,M_{0x} = 0{,}5 \times 182{,}6 = 91{,}29\ kgm$

Suivant l_y : On prend forfaitenement comme le preconise le reglement ;

$$M_{0y} = \frac{1}{4} M_{0x} = \frac{1}{4} \times 182{,}6 = 45{,}65\ kgm$$

$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = \frac{1}{4} \times 146{,}07 = 36{,}52\ kgm$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 91{,}29\ kgm$$

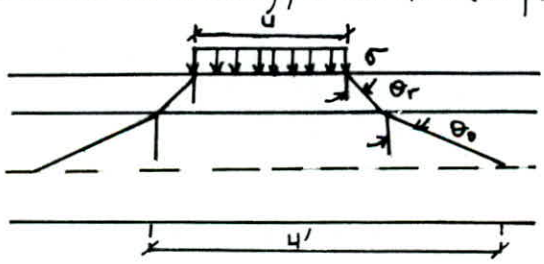
c/ Efforts tranchants :

Au milieu de l_x : $T_y = \dfrac{1}{3}\, q_G\, l_x = \dfrac{1}{3} \times 676 \times 1{,}47 = 331{,}24\ kg$

Au milieu de l_y : $T_x = \dfrac{q_G \cdot l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x} = \dfrac{676 \cdot 24{,}1 \times 1{,}47}{2 \times 24{,}1 + 1{,}47} = 482{,}15\ kg$

III/ Sous surcharges :

Calcul des efforts dus aux surcharges localisées : lorsque une surcharge localisée s'exerce sur la dalle, les contraintes dûes à cette surcharge sont diffusées dans le plan moyen (π, situé à mi-hauteur de la dalle), il est de même pour la surface d'impact.



e_r = epaisseur du revêtement

h_0 = epaisseur de la dalle

u = largeur d'impact

u' = largeur d'impact aprés diffusion

θ_r = angle de diffusion dans le revetement

θ_0 = angle de diffusion dans la dalle

dans notre cas $\theta_0 = 45°$ car on a une dalle en B.A.

Le revetement est peu rigide (asphalte) θ_r est tel que $tg\,\theta_r = 0{,}75$

les dimensions d'impact aprés diffusion sont :

$$u' = u + 1{,}5\,e_r + h_0 \qquad u' \parallel l_x$$

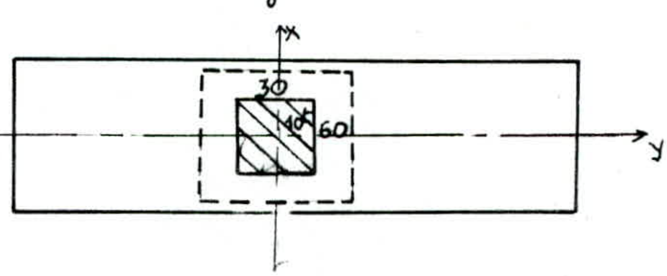
$$v' = v + 1{,}5\,e_r + h_0 \qquad v' \parallel l_y$$

a/ Roue isoleé B_r :

$u' = 60 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 92\,cm = 0{,}92\,m$

$v' = 30 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 62\,cm = 0{,}62\,m$

$\rho \simeq 0$



$\frac{u'}{l_x} = 0{,}626$ $\qquad M_1 = 12{,}6 \cdot 10^{-2}$

$\frac{v'}{l_y} = 0{,}427$ $\qquad M_2 = 6{,}62 \cdot 10^{-2}$ $\Bigg\}$ d'après les abaques de PIGEAUD.

<u>Moments fléchissants</u> : $M_x = (M_1 + \nu M_2) \times P = (12{,}6 \cdot 10^{-2} + 0{,}15 \cdot 6{,}62 \cdot 10^{-2}) \cdot 10 \cdot 10^3 = 1359$ Kgm

$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times P = (6{,}62 \cdot 10^{-2} + 0{,}15 \cdot 12{,}6 \cdot 10^{-2}) \cdot 10 \cdot 10^3 = 851$ Kgm

<u>efforts tranchants</u> :

$u' > v'$ Au milieu de u' : $T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10 \times 10^3}{2 \times 0{,}92 + 0{,}62} = 4065{,}04$ Kg/ml

Au milieu de v' : $T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10 \times 10^3}{3 \times 0{,}92} = 3623{,}2$ Kg/ml

les efforts tranchants au milieu de l_x et l_y sobtiennent en majorant $T_{u'}$ et $T_{v'}$ de 25%

Au milieu de l_y : $T_x = 1{,}25 \times 4065{,}04 = 5081{,}3$ Kg/ml

Au milieu de l_x : $T_y = 1{,}25 \times 3623{,}20 = 4528{,}9$ Kg/ml

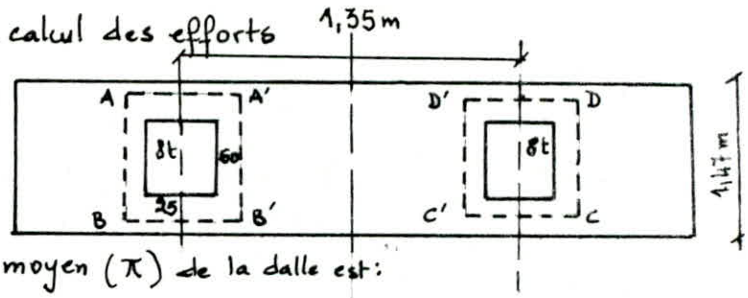
b/ <u>Sous la surcharge B_t</u> :

On utilisera l'artifice de RESAL pour le calcul des efforts

$u' = 60 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 92$ cm

$v' = 25 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 57$ cm

comme $v' < 135$ cm $\Rightarrow$ il n'y a pas d'interférence suivant l_y.



la pression de répartition sur le plan moyen (π) de la dalle est :

$$\sigma = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{8}{0{,}92 \times 0{,}57} = 15{,}25 \text{ t/m}^2$$

Surface ABCD

$u'_1 = 92$ cm

$v'_1 = 135 + 57 = 192$ cm

$\rho = 0 \Rightarrow \begin{cases} u'_1/l_x = 0{,}62 \\ v'_1/l_x = 1{,}30 \end{cases}$ $\qquad M_1 = 0{,}095$, $\quad M_2 = 0{,}017$

la charge fictive $P_1 = \sigma \cdot u' \cdot v' = 15{,}25 \times 0{,}92 \times 1{,}92 = 26{,}94$ t

$M_{x_1} = (M_1 + \nu M_2) P_1 = (0{,}095 + 0{,}15 \times 0{,}017) \times 26{,}94 = 2{,}630$ tm/ml.

$M_{y_1} = (M_2 + \nu M_1) P_1 = (0{,}017 + 0{,}15 \times 0{,}095) \times 26{,}94 = 0{,}855$ tm/ml.

Surface A'B'C'D'

$u'_2 = 92$ cm

$v'_2 = 135 - 57 = 78$ cm

$\rho = 0 \Rightarrow \begin{cases} u'_2/l_x = 0{,}626 \\ v'_2/l_x = 0{,}531 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0{,}12 \\ M_2 = 0{,}058 \end{cases}$ avec $P_2 = 10{,}94$ t

$M_{x_2} = 1{,}40$ tm/ml , $M_{y_2} = 0{,}835$ tm/ml

les moments fléchissants dûs à la surcharge B_t sont alors :

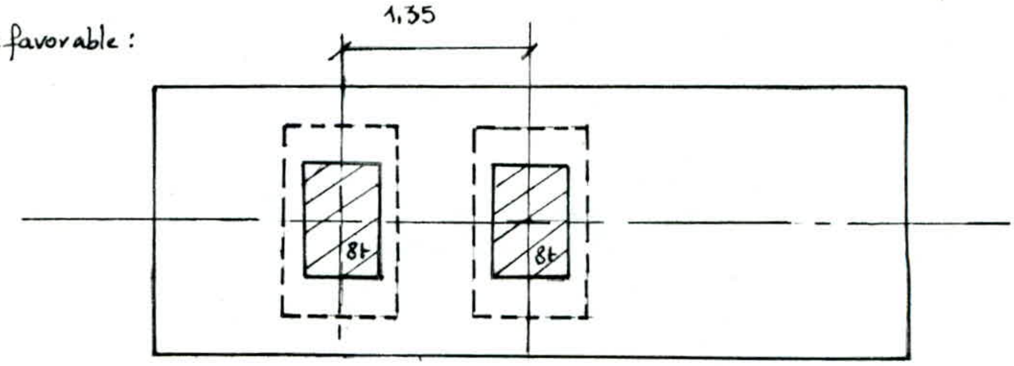
$M_x = M_{x_1} - M_{x_2}$

$M_y = M_{y_1} - M_{y_2}$ $\Rightarrow \begin{cases} M_x = 1{,}22 \text{ tm/ml} \\ M_y = 0{,}020 \text{ tm/ml} \end{cases}$

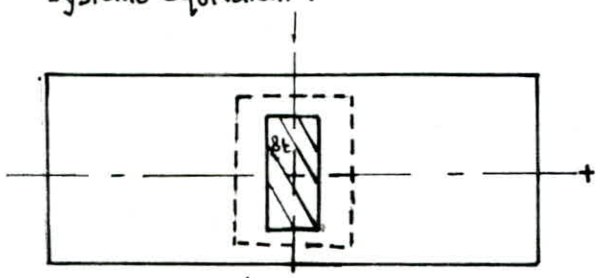
<u>Effort tranchant</u> :

Disposition défavorable :

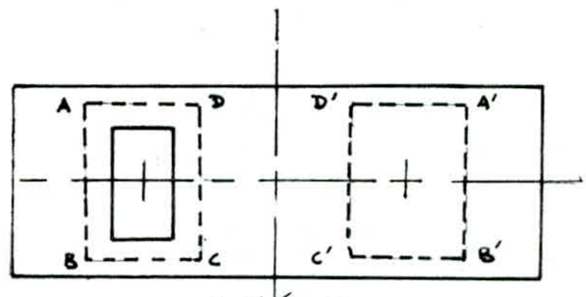
Disposition défavorable :



Système équivalent :



Système I



Système II

pour l'effort tranchant du système I on trouve :

$T_{u'_1} = 3,32\ t/ml$; $T_{v'_1} = 2,90\ t/ml$

pour le système II :

Surface $AA'B'B$

$u'_2 = 0,92\ m$ donc comme $P_2 = \sigma\, u'_2 \cdot v'_2 = 15,25 \times 0,92 \times 3,27 = 45,87\ t/m$

$v'_2 = 1,35 \times 2 + 0,57 = 3,27\ m$

$v'_2 > u'_2 \Rightarrow T'_{u_2} = \dfrac{P_2}{3\,v'_2} = \dfrac{45,87}{3 \times 3,27} = 4,677\ t/ml$; $T_{v'_2} = \dfrac{P_2}{2\,v'_2 + u'_2} = \dfrac{45,87}{2 \times 3,27 + 0,92} = 6,15\ t/ml$

Surface $DD'C'C$

$u'_3 = 0,92\ m$; $v'_3 = 2 \times 1,35 - 0,57 = 2,130$

$P_3 = \sigma\, u'_3\, v'_3 = 15,25 \times 0,92 \times 2,130 = 29,88\ t$

$u'_3 < v'_3 \Rightarrow T_{u'_3} = \dfrac{P_3}{3\,v'_3} = \dfrac{29,88}{3 \times 2,13} = 4,67\ t/ml$; $T_{v'_3} = \dfrac{P_3}{2\,v'_3 + u'_3} = \dfrac{29,88}{2 \times 2,13 + 0,92} = 5,77\ t/m$

donc pour le système II on aura : $T''_{u_2} = \frac{1}{2}\left(T_{u'_2} - T_{u'_3}\right) \Rightarrow T''_{u_2} = 0$

$T''_{v_2} = \frac{1}{2}\left(T_{v'_2} - T_{v'_3}\right) \Rightarrow T_{v''_2} = 0,191\ t/ml.$

Pour les systèmes I + II on aura :

$T_{u'} = T_{u'_1} + T_{u''_2} = 3,32\ t/ml$ et $T_{v'} = T_{v''_1} + T_{v''_2} = 3,08\ t/ml$

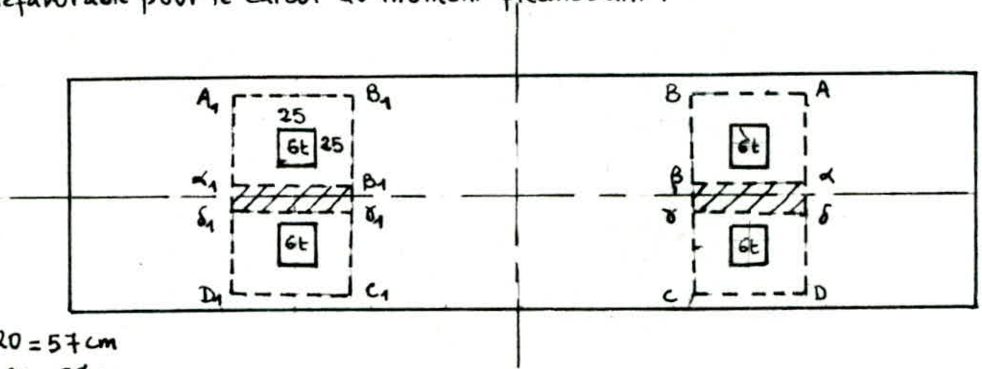
les efforts engendrés au milieu de l_x et de l_y on aura une majoration de 25%

on trouve : $T_x = 1,25\ T_{u'} = 4,15\ t/ml$.

$T_y = 1,25\ T_{v'} = 3,85\ t/ml$.

calcul des efforts dans le cas du systéme Bc :

a) Disposition défavorable pour le calcul du moment flechissant :



$u' = 25 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 57\,cm$

$v' = 25 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 57\,cm$

Remarque : $u'/2 = 28{,}5\,cm > 25\,cm$ existence d'une interference suivant l_x sur une distance $\Delta = 7\,cm$, tandis que suivant l_y cette interference est absente car $\frac{v'}{2} < 75\,cm$.

En utilisant l'artifice de RESAL on aura :

Surface $A_1 A D D_1$

$u' = 107\,cm$; $v' = 207\,cm$ $\Longrightarrow$ $M_{x_1} = 3{,}64\,tm/ml$; $M_{y_1} = 1{,}09\,tm/ml$

Surface $B_1 C_1 B C$

$u' = 107\,cm$; $v' = 93\,cm$ $\Longrightarrow$ $M_{x_2} = 2{,}15\,tm/ml$; $M_{y_2} = 1{,}16\,tm/ml$

Surface $\alpha_1 \alpha \delta \delta_1$

$u' = 7\,cm$; $v' = 207\,cm$ $\Longrightarrow$ $M_{x_3} = 0{,}313\,tm/ml$; $M_{y_3} = 0{,}097\,tm/ml$

Surface $\beta_1 \gamma_1 \beta \gamma$

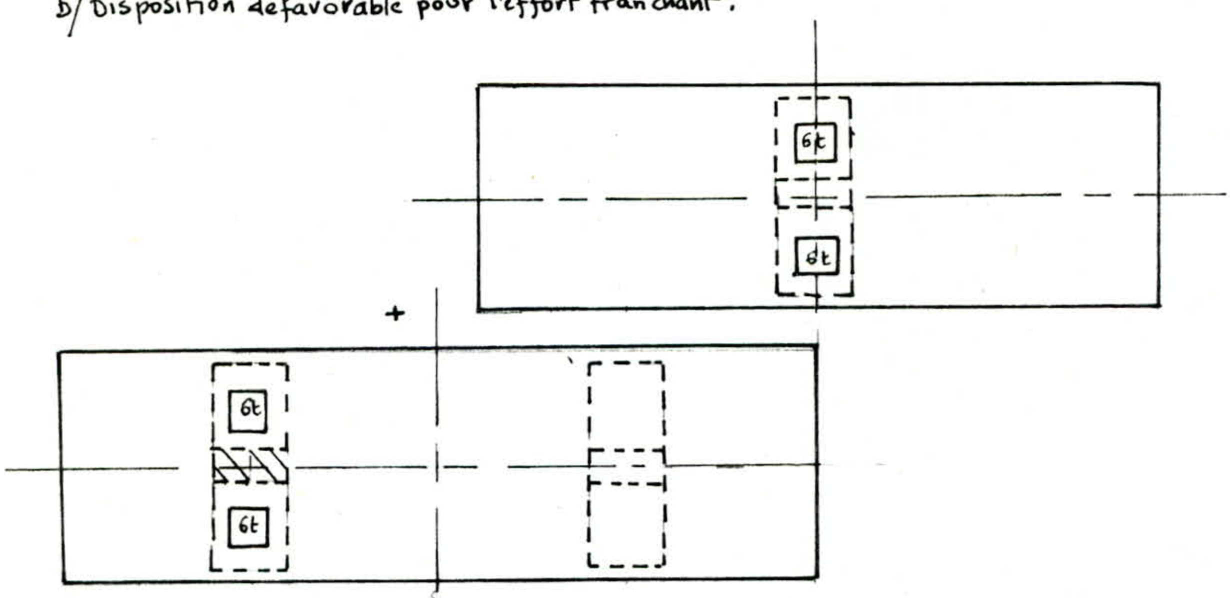
$u' = 7\,cm$; $v' = 93\,cm$ $\Longrightarrow$ $M_{x_4} = 0{,}265\,tm/ml$; $M_{y_4} = 0{,}114\,tm/ml$

les moments globaux sont :

$$M_x = M_{x_1} - M_{x_2} + M_{x_3} - M_{x_4} = 3{,}64 - 2{,}15 + 0{,}313 - 0{,}265 = 1{,}54\,tm/ml$$

$$M_y = M_{y_1} - M_{y_2} + M_{y_3} - M_{y_4} = 1{,}09 - 1{,}16 + 0{,}097 - 0{,}114 = -0{,}086\,tm/ml$$

b/ Disposition défavorable pour l'effort tranchant :



C'est le même procédé de calcul que la charge B_t, seulement ici il y a le phénomène d'interférence en plus.
les résultats sont : $T_{u'} = 4{,}58\ t/ml$ et $T_{v'} = 4{,}58\ t/ml \Rightarrow T_x = 5{,}73\ t/ml$ et $T_y = 5{,}73\ t/ml$

Surcharge militaire M_{c120} :

$l_x = 1{,}47\ m$, dans cette largeur on ne peut placer qu'une seule chenille de 55 t.

$u' = 100 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 132\ cm$

$v' = 610 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 642\ cm \rightarrow \sigma' = \dfrac{55}{1{,}32 \times 6{,}42} = 6{,}50\ t/m^2$

donc $p' = \sigma' \times u' \times v' = 6{,}50 \times 1{,}32 \times 6{,}42 = 55\ t$

moments fléchissants :

$\rho = 0 \rightarrow \dfrac{u'}{l_x} = 0{,}898$; $\dfrac{v'}{l_x} = 4{,}36 \rightarrow M_1 = 0{,}0011$, $M_2 = 0{,}044$ donc $M_x = 2{,}43$; $M_y = 0{,}42$

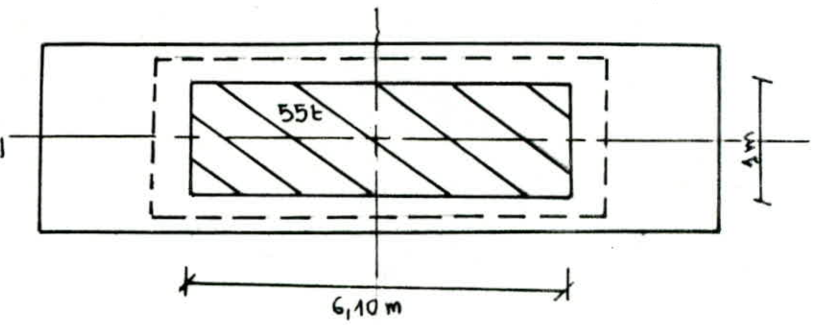
effort tranchant :

$u' < v' \rightarrow T_{u'} = \dfrac{P'}{3v'} = 2{,}29\ t/ml$

$T_{v'} = \dfrac{P'}{2v' + u'} = 3{,}101\ t/ml$

donc on aura : $T_x = 2{,}87\ t/ml$

$T_y = 3{,}87\ t/ml$



Surcharge militaire M_{e120} :

$u' = 400 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 432\ cm$

$v' = 15 + 1{,}5 \times 8 + 20 = 47\ cm \rightarrow \sigma = \dfrac{33}{4{,}32 \times 0{,}47} = 16{,}25\ t/m^2$

surface AA'D'D

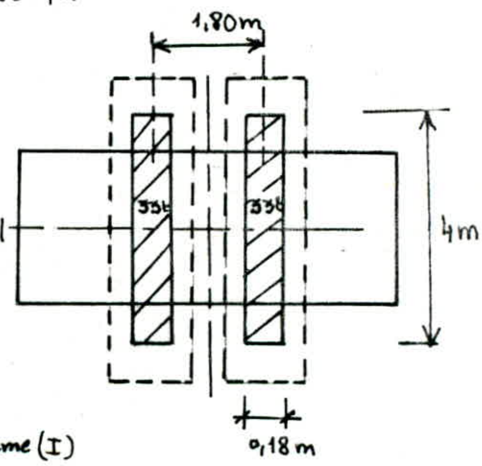
$u'_1 = 1{,}47\ m$

$v'_1 = 2{,}27\ m \Rightarrow M_{x_1} = 3{,}65\ tm/ml$; $M_{y_1} = 1{,}00\ tm/ml$

Surface BB'CC'

$u'_2 = 1{,}47\ m$

$v'_2 = 1{,}33\ m \rightarrow M_{x_2} = 2{,}62\ tm/ml$; $M_{y_2} = 1{,}13\ tm/ml$



donc les moments globaux seront :

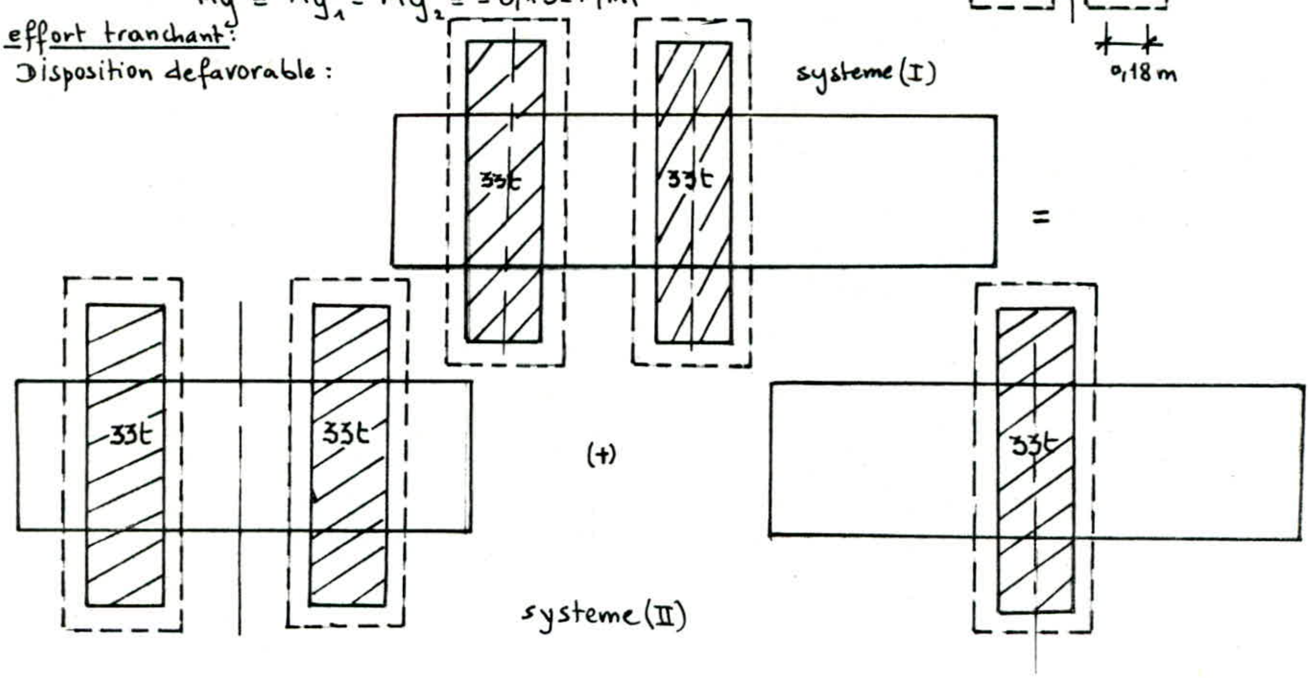
$M_x = M_{x_1} - M_{x_2} = 1{,}025\ t/ml$

$M_y = M_{y_1} - M_{y_2} = -0{,}132\ t/ml$

effort tranchant :

Disposition défavorable :

systeme (I)



systeme (II)

effort tranchant systeme I :

$u' = 400 + 1{,}5\times 8 + 20 = 432$ cm

$v' = 15 + 1{,}5\times 8 + 20 = 47$ cm $\Big\} \Rightarrow \sigma = 16{,}253\,t/m^2$

donc $p = \sigma . u . v = 16{,}253 \times 1{,}47 \times 0{,}47 = 11{,}229\,t$

Comme $u > v \rightarrow T_{u_1} = \dfrac{p}{2u+v} = 3{,}29\,t$

$T_{v_1} = \dfrac{p}{3u} = 2{,}54\,t$

$\Rightarrow T_{x_1} = 4{,}11\,t/ml$ et $T_{y_1} = 3{,}18\,t/ml$

Sytéme 2 :

surface ABCD $\Rightarrow T'_{x_1} = 9{,}955\,t/ml \quad T'_{y_1} = 12{,}648\,t/ml$

surface $A_1B_1C_1D_1 \Rightarrow T''_{x_2} = 9{,}955\,t/ml \quad T''_{y_2} = 12{,}085\,t/ml$

donc $T_x = \dfrac{T'_{x_1} - T''_{x_2}}{2} = \dfrac{+9{,}955 - 9{,}955}{2} = 0 \qquad T_y = \dfrac{12{,}648 - 12{,}085}{2} = 0{,}281\,t/ml$

on aboutit a' :

$T_x = T_{x_1} + T_x = 4{,}11 + 0 = 4{,}11\,t/ml \quad ; \quad T_y = T_{y_1} + T_y = 3{,}18 + 0{,}281 = 3{,}46\,t/ml$

Convoi exceptionnel D :

le même procédé de calcul que la surcharge M_{c120} qui se reproduira et les calculs donnent :

$u' = 3{,}52$ m

$v' = 18{,}92$ m et $\rho = 0 \Rightarrow M_1 = 0{,}040$, $M_2 = 0{,}0009$ et $\sigma = 3{,}604\,t/m^2$ et $p = 100{,}236\,t$

on trouve :

$M_x = 4{,}023$ tm/ml et $M_y = 0{,}842$ tm/ml

effort tranchant :

$v' > u' \Rightarrow T_u = \dfrac{p}{3v'} = \dfrac{100{,}236}{3\times 18{,}92} = 1{,}766\,t/ml$ et $T_v = \dfrac{p}{2v' + u'} = \dfrac{100{,}36}{2\times 18{,}92 + 1{,}47} = 2{,}55\,t/m$

donc on aura au milieu de l_x et l_y : $T_x = 2{,}207\,t/ml$ et $T_y = 3{,}188\,t/ml$.

Surcharge A(l):

c'est une surcharge uniformement repartie, le panneau travaille suivant sa petite portée donc le panneau c'est equivalent a' une poutre appuyée simplement, le procédé de determina-tion des efforts sera le même que pour la charge permanente.

$q_G = 1{,}2163\,t/m^2 \Rightarrow M_x = \dfrac{q_G\, l_x^2}{8} = \dfrac{1{,}2163\times 1{,}47^2}{8} = 0{,}329$ tm/ml

$M_y = \dfrac{M_x}{4} = 0{,}0082$ tm/ml

effort tranchant :

$T_x = \dfrac{q_G\, l_x . l_y}{2\times l_y + l_x} = \dfrac{1{,}2163\times 1{,}47\times 24{,}10}{2\times 24{,}10 + 1{,}47} = 0{,}868\,t/ml \quad ; \quad T_y = q_G \dfrac{l_x}{3} = \dfrac{1{,}2163\times 1{,}47}{3}$

$\Rightarrow T_y = 0{,}596\,t/ml$.

Coefficient de majoration dynamique :

ce coefficient sert a' majorer les systémes B_c, B_r, B_t, et les surcharges militaires mais non les convois exceptionnels.

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

δ = coefficient de majoration pour les dalles.
l_r = largeur roulable
L = portée des poutres principales
l = entre-axe des poutres principales de rive.
$l_1 = \max\{l_r, l\}$

On aura : $l_r = 7m$, $L = 24,50m$; $l = 8,76\,m$, $l_1 = 8,76m$
si $l_1 < L \Rightarrow L = l_1$
P = poids total de l'hourdis à l'exception des p.p et des entretoises, sur la largeur $l_1 = 8,76m$.
garde-corps 4,38t
revetement 10,79t
hourdis 44,23t
trottoir. 21,909t
predalle. 5,74t
donc on aura comme poids total : P = 87,047t
S = Surcharge totale que l'on peut disposer sur la distance L = 8,76m
Cas de B_c : ($b_c = 1,1$) pour 2 convois $\Rightarrow$ $S = 2 \times 1,1 \times 30 = 66t$
cas de B_t : on peut evidemment disposer de 2 convois : ($b_t = 1$) $\Rightarrow$ $S = 1 \times 2 \times 32 = 64t$
Les valeurs de δ sont regroupées dans le tableau ci-dessous.

Surcharges	B_r	B_t	B_c	M_{c120}	M_{e120}
S(t)	10	64	66	110	66
δ	1,162	1,239	1,241	1,289	1,241

le panneau étant semi-encastré et comme $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$ nous prenons :
suivant l_x :

$M_{tx} = 0,8\,M_x$; $M_{ax} = 0,5\,M_x$ Sous les charges uniformement repartie

$M_{tx} = 0,75\,M_x$; $M_{ax} = 0,5\,M_x$ Sous les charges concentrées.

suivant l_y :

$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx}$; $M_{ay} = M_{ax}$.

les combinaisons des efforts se fera selon les 2 criteres ci-dessous.
surcharge civil :
$G + 1,2S$ avec G = poids permanent , S = Surcharge
surcharge militaire ou exceptionnelle :
$G + S$
Une fois ces combinaisons faites on deduit les plus défavorables pour le moment et l'effort tranchant, ensuite suivant l'axe $x-x$ il existe des moments transversaux déterminés dans le chapitre précédent et cela est dû à ces surcharges donc pour cela en plus de la flexion locale on ajoutera l'effet de la flexion transversale.
Les resultats sont regroupés dans le tableau ci-après en ayant tenu compte du coefficient de majoration dynamique.

Tableau de valeurs des moments et efforts tranchants en appui et en travée :

	G	A(ℓ)	B_c	B_t	B_r	M_{c120}	M_{e120}	C_D
M_{tx} (tm/ml)	0,146	0,263	1,433	1,135	1,185	2,509	0,993	3,218
M_{ax} (tm/ml)	0,091	0,956	0,956	0,756	0,790	1,568	0,620	2,012
M_{ty} (tm/ml)	0,0365	0,0660	0,358	0,284	0,296	0,627	0,248	0,805
M_{ay} (tm/ml)	0,091	0,165	0,956	0,756	0,790	1,568	0,620	2,012
T_x (t/ml)	0,482	0,868	7,114	5,142	5,904	4,601	4,97	2,207
T_y (t/ml)	0,331	0,596	7,103	4,77	5,263	6,258	4,19	3,188

Tableau recapitulatif des combinaisons : G + S et G + 1,2 S.

moments	Combinaison defavorable G + C_D
M_{tx} [tm/ml]	3,364
M_{ax} [tm/ml]	2,103
M_{ty} [tm/ml]	0,841
M_{ay} [tm/ml]	2,103

Suivant l_x :

flexion locale : $M_{tx} = 3,364$ tm/ml $M_{ax} = 2,103$ tm/ml

flexion transversale : $M_{tx} = 1,72$ tm/ml . et $M^T = 5,084$ tm/ml

suivant l_y :

flexion locale uniquement : $M_{ty} = 0,841$ tm/ml et $M_{ay} = 2,103$ tm/ml

Effort tranchant :

la combinaison la plus defavorable est celle occasionnée par B_c :

$G + 1,2\,S = 0,482 + 1,2 \times 7,114 = 9$ t/ml $\Rightarrow T_x = 9$ t/ml

et $T_y = 8,85$ t/ml

Ferraillage :

suivant l_x : $M^T_{tx} = 6,614$ tm/ml et $e = 1$ cm (enrobage) $\Rightarrow h_x = 18,2$ cm ; $h_y = 16,6$ cm

la methode de charon nous donne :

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = \frac{15 \times 5,084 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (18,2)^2} = 0,082 \Rightarrow K = 28,1 \ ; \ \varepsilon = 0,8840$$

$$A = \frac{5,084 \times 10^5}{2800 \times 0,8840 \times 18,2} = 11,28 \text{ cm}^2$$ on prend 6T16 equivalent à 12,06 cm²

Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\,\tilde{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2{,}4\sqrt{K\frac{n}{\phi}\bar{\sigma}_b}$$ avec $K = 10^6$ (fissuration prejudiciable)

$\eta = 1{,}6$, $\bar{\sigma}_b = 7{,}5$ bars

$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{12{,}06}{100\times 1{,}8\times 2} = 0{,}033 \Rightarrow \sigma_1 = 2471{,}9\ kg/cm^2 \text{ et } \sigma_2 = 2078{,}46\ kg/cm^2$$

on recalcul le ferraillage avec $\bar{\sigma}_a = 2471{,}9\ kg/cm^2$ on trouve $A = 12{,}78\ cm^2$ donc on prend une autre section pour respecter la fissuration on prend : $7T16 \Rightarrow A = 14{,}07\ cm^2$, l'espacement des armatures est de : $t = 14\ cm$

Armatures superieures :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15\times 2{,}103}{2800\times 100\times (18{,}2)^2} = 0{,}034 \Rightarrow K = 48{,}2 \ ; \ \varepsilon = 0{,}9209$$

donc $$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \times \varepsilon \times h} = \frac{2{,}103\times 10^5}{2800\times 0{,}9209\times 18{,}2} = 4{,}48\ cm^2/m \Rightarrow 5T12\ (A = 5{,}65\ cm^2)$$

la condition de fissuration nous donne : $\sigma_2 = 2400\ kg/cm^2$; $\sigma_1 = 1995{,}46\ kg/cm^2$
$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2400\ kg/cm^2 \Rightarrow A = 5{,}22\ cm^2 < A = 5{,}65\ cm^2$, le Ferraillage ainsi calculé est valable.

Suivant l_y :

Armatures inferieures : ($M_{ty} = 0{,}841\ tm/ml$)

$\mu = 0{,}0163 \Rightarrow K = 74$; $\varepsilon = 0{,}9438 \Rightarrow A = 1{,}91\ cm^2$; une section faible, le réglement preconise pour cela de prendre $A_{ty} = A_{tx}/4$ on trouve $A_{ty} = 2{,}51\ cm^2/ml$ soit $4T12/ml \Rightarrow$ avec un espacement de 33 cm.

Armatures superieures :

on prend $A_{ay} = A_{ax} = 5T12/ml$

Verifications :

Verification au cisaillement : $\tau_b = \dfrac{T}{b\cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1{,}15\bar{\sigma}_b = 8{,}8\ kg/cm^2$

Suivant $l_x \Rightarrow T_x = 9{,}018\ t/ml$; $b = 100\ cm$; $z = \frac{7}{8}\times 18{,}2 = 15{,}925\ cm \Rightarrow \tau_b = 5{,}66\ kg/cm^2$
donc $\tau_b < \bar{\tau}_b$.

Suivant l_y : $T_y = 8{,}854\ t/ml \Rightarrow \tau_b = \dfrac{T_y}{b\cdot\frac{7}{8}h_y} = \dfrac{8{,}854\times 10^5}{100\times\frac{7}{8}\times 16{,}6} = 6{,}095\ kg/cm^2 < 8{,}8\ kg/cm^2$
$\tau_b < \bar{\tau}_b$ ainsi le cisaillement est verifie

Verification au poinçonnement :

pour les charges concentrees : $\dfrac{1{,}5\,P}{P_c\cdot h_t} \leq 1{,}2\,\bar{\sigma}_b = 9{,}18\ kg/cm^2$

P = valeur de la charge localisée.
h_t = épaisseur de la dalle.
P_c = perimétre du contour de diffusion sur le plan moyen de la dalle.

Cas de la charge B_r :

$P_c = 2(u' + v') = 2(92 + 62) = 308\ cm$; $P = 10t$; $h_t = 20\ cm \Rightarrow \dfrac{1{,}5\,P}{P_c\times h_t} = \dfrac{1{,}5\times 10\times 10^3}{308\times 20} = 2{,}435\ kg/cm^2 < 9{,}18\ kg/cm^2$

cas de B_t :

$P_c = 2(u'+v') = 2(92+52) = 298$ cm

$p = 8t$; $h_t = 20$ cm $\Rightarrow \dfrac{1{,}5\,P}{P_c\,h_t} = \dfrac{1{,}5 \times 8 \times 10^3}{298 \times 20} = 2{,}015\ \text{Kg/cm}^2 < 9{,}18\ \text{Kg/cm}^2$

cas de B_c :

$P_c = 2(u'+v') = 2(57+57) = 228$ cm

$p = 6t$ et $h_t = 20$ cm ; on a $\dfrac{1{,}5P}{P_c\,h_t} = \dfrac{1{,}5 \times 6 \times 10^3}{228 \times 20} = 1{,}97\ \text{Kg/cm}^2 < 9{,}18\ \text{Kg/cm}^2$

Condition de Non-Fragilité :

La section d'armature inférieure suivant l_x, c'est a dire les armatures tendues doit être superieure ou égale 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'armatures susceptible de resister aux sollicitations précédentes majorées de 20%.

$$\left.\begin{aligned} &A_1 = 1{,}2\,A_0 \\ &A_2 = 0{,}69 \times \frac{\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}}\,bh\,\frac{2-\rho}{2} \end{aligned}\right\} \text{suivant } l_x$$

$$\left. A_2 = 0{,}69\,\frac{\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}}\,bh\,\frac{1+\rho}{4} \right\} \text{suivant } l_y$$

$$\left.\begin{aligned} &A_0 = 1{,}20 \times 14{,}01 = 16{,}81\ \text{cm}^2 \\ &A_2 = 2{,}218 \end{aligned}\right\} \text{suivant } l_x \Rightarrow \max\{A_0, \min(A_1, A_2)\} = 16{,}81\ \text{cm}^2$$

Suivant l_y :

$A_0 = 5{,}65\ \text{cm}^2 \Rightarrow A_1 = 1{,}2\,A_0 = 1{,}20 \times 5{,}65 = 6{,}78\ \text{cm}^2$

$A_2 = 0{,}510\ \text{cm}^2$

$A = \max\{A_0, \min(A_1, A_2)\} = 5{,}65\ \text{cm}^2$

donc on conclut qu'on est en securité vis à vis de la rupture par fragilité.

Verification à l'adherence :

$\overline{\tau}_d = 2{,}5\,\Psi_d\,\overline{\sigma}_b = 2{,}5 \times 1{,}5 \times 7{,}5 = 28{,}12\ \text{Kg/cm}^2$

Suivant l_x :

$\tau_d = \dfrac{T_x}{n\,P_x\,z_x}$; $T_x = 9\ \text{t/ml}$; $n = 5$; $P_x = \pi\phi = \pi \times 1{,}6 = 5$ cm

$z_x = \frac{7}{8} h_x = \frac{7}{8} \times 18{,}2 = 15{,}925$ cm

$\tau_d = \dfrac{9 \times 10^3}{5 \times 5 \times 15{,}92} = 22{,}654\ \text{Kg/cm}^2$

suivant l_y :

$\tau_d = \dfrac{T_y}{n\,P_y\,z_y} \Rightarrow \tau_d = 26{,}8\ \text{Kg/cm}^2 < \overline{\tau}_d = 28{,}12\ \text{Kg/cm}^2.$

ETUDE DE la predalle :

Rôle de la predalle : son rôle est uniquement un rôle constructif, ainsi qu'a une commodité de circulation des ouvriers lors des Travaux de realisation du platelage. Elle sert aussi à coffrer la partie vide entre les poutres (coffrage perdu).
Son calcul se fera en considérant son poids propre ainsi qu'une surcharge de 150 kg/m² (surcharge des ouvriers) et le poids permanent lui revenant.

charges et surcharge de la prédalle :

charges :

- Revêtement : . . . . $2{,}2 \times 0{,}08 = 0{,}176\ t/m^2$
- poids du Hourdis . . . . $2{,}5 \times 0{,}2 = 0{,}5\ t/m^2$
- poids propre de la predalle . . . . . $2{,}5 \times 0{,}05 = 0{,}125\ t/m^2$

surcharge des ouvriers : $G = 0{,}801\ t/m^2$

$p = 0{,}150\ t/m^2$

$\rho = 0$,

La prédalle est simplement appuyée sur deux côtés seulement, donc elle travaille uniquement dans le sens de la largeur.
La prédalle sera assimilée à une poutre appuyée simplement de largeur $l_x = 1{,}19\ m$.

Sollicitation du 1er genre : $G + 1{,}2p = 0{,}801 + 1{,}2 \times 0{,}150 = 0{,}981\ t/m^2$

donc $q = 0{,}981 \times 1 = 0{,}981\ t/ml$

et le moment maximum qui la sollicite est à mi-travée :

$$M = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{0{,}981 \times 1{,}19^2}{8} = 0{,}174\ tm.$$

FERRAILLAGE :

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0{,}174 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 4^2} = 0{,}0583 \Rightarrow \text{Table de charon} \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8996 \\ s = 34{,}8 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon\, h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0{,}174 \times 10^5}{0{,}8996 \times 4 \times 2800} = 1{,}72\ cm^2 \Rightarrow \text{on prend } 7T6 = 1{,}98\ cm^2.$$

espacés de 16,5 cm.

dans le sens de longueur on aura pour ferraillage :

$$A_{ty} = \frac{A_{tx}}{4} = 0{,}431\ cm^2$$ dans ce sens on prend 5T6

Verification des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{34{,}8} = 80{,}46\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

INTRODUCTION :

Qu'est ce que la precontrainte : le beton armé est un materiau hétérogéne formé de 2 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 precontraint n'est pas un materiau mixte, c'est un materiau que l'on a rendu homogéne sur le plan fonctionnement grâce à un traitement mécanique préalable, apte à resister aux deux sens de sollicitations (compression et traction).

Ce traitement mecanique consiste à soumettre à l'avance le béton 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 piéce à précontraindre.

Ancrages:

les ancrages sont destinés à transmettre au béton, les forces exterieures dans les armatures sur une surface de repartition tel que le béton localement puisse resister à la contrainte de compression correspondante.

Hypothéses de calcul :

Au cours de la deformation d'une poutre sous l'action d'un systéme 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 linéaire des contraintes, en conséquence les régles habituelles de la R.D.M, en particulier celle de la flexion composeé sont applicables.

Contrairement au B.A materiau hétérogéne, le béton précontraint sera considéré comme un materiau homogéne non fissuré.

Disposition des cables :

pour les sections fortement sollicitées en flexion, les cables doivent être excentreés et groupeés au maximum.

Les cables doivent être disposés de façon à assurer :

Le betonnage jusqu'au fond du coffrage et la parfaite vibration.

Chaque gaine doit être bien enrobeé afin de protéger le cable contre la corrosion et d'assurer l'adhérence des gaines au béton.

Relevage des cables :

notre étude porte sur des poutres isostatiques appuyées simplement par conséquent le moment de flexion est maximum dans la section médiane et tend vers zero en s'approchant des appuis on diminue les excentricités en relevant des cables avant d'atteindre la section d'about où le moment des charges exterieures est nul.

Souvent dans les ouvrages en beton precontraint, les contraintes dans le béton en charge sont moins élevées qu'a vide, par conséquent on doit étudier non seulement l'ouvrage sous les surcharges maximales mais aussi le cas à vide.

Il convient par ailleurs de l'étudier également en phase de construction.

Calcul des différentes contraintes

a/ service à vide : $\sigma = \sigma_p + \sigma_G$ fibre superieure

$\sigma' = \sigma_p' + \sigma_G'$ fibre inferieure

b) service 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 qui est milieu en coupant transversalement le tablier.

Contraintes élémentaires de flexion dans le béton :

moment flechissant sous le poids propre : $M_G = 241{,}99$ tm

moment flechissant sous les surcharges : $M_Q = 248{,}79$ tm

les caracteristiques de la section mediane sont :

$I_G^{net} = 17036876{,}57$ cm^4 ; $i^2 = 2048{,}14$ cm^2 ; $S_G^{net} = 348243{,}73$ cm^3 ; $B_{net} = 8318{,}2$ cm^2 ;

$V_s = 41{,}86$ cm ; $V_i = 108{,}13$ cm ; $e = -108{,}13 + 10 = -98{,}13$ cm

Sous charges permanentes :

$M_G = 241{,}99$ tm ; Fibre superieure $\Rightarrow \sigma_G = \frac{M_G \cdot V_s}{I} = \frac{241{,}99 \times 41{,}86 \times 10^5}{17036876{,}57} = 59{,}46$ kg/cm^2

Fibre inferieure $\Rightarrow \sigma_G' = -\frac{M_G \cdot V_i}{I} = \frac{-241{,}99 \times 108{,}13 \times 10^5}{17036876{,}57} = -153{,}58$ kg/cm^2

Sous les surcharges :

$M_Q = 248{,}79$ tm ; Fibre superieure $\Rightarrow \sigma_Q = \frac{248{,}79 \times 41{,}86 \times 10^5}{17036876{,}57} = 61{,}128$ kg/cm^2

Fibre inferieure $\Rightarrow \sigma_Q' = \frac{-248{,}79 \times 108{,}13 \times 10^5}{17036876{,}57} = -157{,}90$ kg/cm^2

la force de precontrainte doit être calculée de telle façon qu'elle provoque une compression au moins égale à la traction des fibres inferieures.

$$\sigma_p' \geq \sigma_G' + \sigma_Q' = -(153{,}58 + 157{,}90) = -311{,}48 \text{ kg/cm}^2$$

Comme la section soumis à la force de precontrainte travaille en flexion composée avec N comme effort normal et e comme excentricité pour cela on aura pour contrainte.

fibre superieure : $\sigma_p = \frac{N}{B} + \frac{N \cdot e \cdot V_s}{I} \Rightarrow \sigma_p = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{e V_s}{i^2}\right)$

fibre inferieure : $\sigma_p' = \frac{N}{B} + \frac{N e V_i}{I}$ $\quad \sigma_p' = \frac{N}{B}\left(1 - \frac{e V_i}{i^2}\right)$

on doit respecter : $\sigma_p' \geq (\sigma_G' + \sigma_Q') \Rightarrow \frac{N}{B}\left(1 - \frac{e V_i}{i^2}\right) \geq 311{,}48 \Rightarrow N \geq 419{,}245$ t

on estime que les pertes de tension sont de 25% donc ce qui nous donnera

$$P_0 = 1{,}25 \times 419{,}245 = 524{,}056 \text{ t}$$

donnés du constructeur :

$R_g = 18500$ kg/cm^2 ; $T_g = 14800$ kg/cm^2 ; $\omega = 9{,}73$ cm^2

On a $\sigma_0 = \min(0{,}85 R_g \,;\, 0{,}95 T_g) \Rightarrow \sigma_0 = 14060$ kg/cm^2 $\Rightarrow n = \frac{P_0}{\omega \cdot \sigma_0}$

on trouve : $n = 3{,}83$.

le nombre total de cables pris est égal à 4 ; pour cela on laisse filer 2 cables jusqu'à la section d'about et on relève les deux autres.
Dans la section médiane on affecte aux cables une excentricité maximale.
Dans la section d'about le centre de gravité de la section et le centre de gravité des cables sont confondus pour eviter la creation de moment parasite dû à la precontrainte.
Angle de relevage:

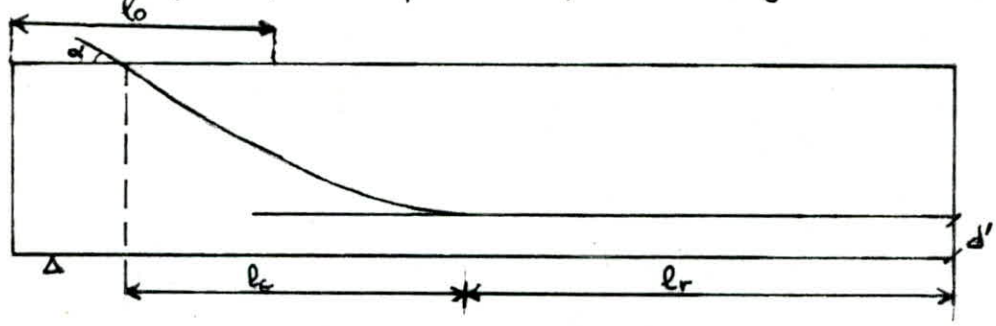
$0° < \alpha < 20°$ pour les cables d'about

et $\alpha = 24{,}23°$ pour les cables émergents.

Rayon de courbure des cables :

$R \geqslant 800\,\phi$; avec ϕ = diamètre du fil constituant le câble.

les cables présentent une partie parabolique et une partie rectiligne.



la zône de relevage des cables est definie par la longueur ℓ_0 :

$$\ell/4 \leqslant \ell_0 \leqslant \ell/3 \quad (\ell = \text{portée de la poutre})$$

$6{,}125\ m \leqslant \ell_0 \leqslant 8{,}166\ m$.

l'equation de la partie parabolique s'ecrit sous forme : $y = ax^2 = f(x)$

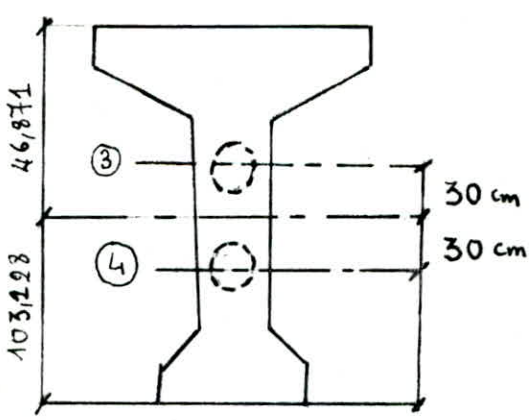
on a $x = \ell_c \Rightarrow y = a\,\ell_c^2$ avec $y_i = v_i - d'$

$f'(x) = 2ax \Rightarrow f'(\ell_c) = 2a\,\ell_c = \operatorname{tg}\alpha \Rightarrow a = \dfrac{\operatorname{tg}\alpha}{2\ell_c} \Rightarrow \ell_c = \dfrac{2y_c}{\operatorname{tg}\alpha}$

Coordonneés des cables emergeants 1 et 2

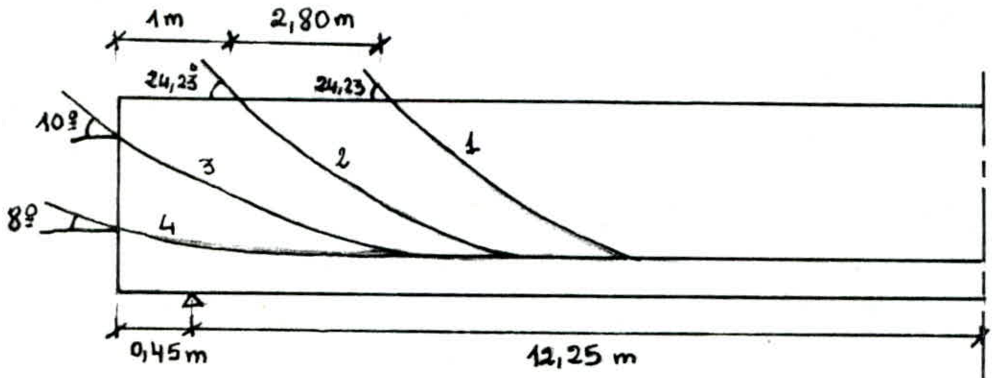
cables	$\alpha°$	d' (cm)	ℓ_c (m)	ℓ_r (m)	a (m^{-1})
1	24,23	13,1	5,19	3,70	$4{,}33 \times 10^{-4}$
2	24,23	6,5	5,48	6,21	$4{,}10 \times 10^{-4}$

Cables d'about:

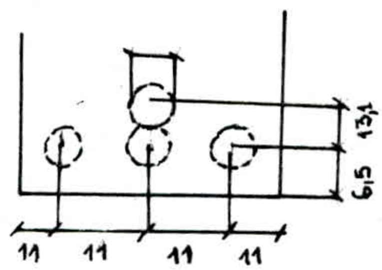


Coordonnées des cables d'about:

cables	$\alpha°$	d' (cm)	l_c (m)	l_r (m)	a (m^{-1})
3	10	6,5	10,98	1,71	$8{,}029 \times 10^{-5}$
4	8	6,5	5,23	7,46	$1{,}34 \times 10^{-4}$



Disposition des cables dans la section mediane :
les cables sont groupés et présentent une excentricité maximum.



Tracé du cable équivalent :
On doit disposer convenablement les cables afin que les contraintes dûs à la precontrainte et aux charges et surcharges prises en somme ne doivent pas depasser les contraintes admissibles dans n'importe qu'elle section de la poutre.

Calcul des caracteristiques géometriques nettes des sections et des excentricités du câble équivalent dans chaque section :

c'st la section poutre + dalle qui est prise en compte.

$S^{\Delta}_{net} = B_{net} \cdot V_s \Rightarrow V_s = \frac{S^{\Delta}_{net}}{B_{net}} = \frac{S_{br} - S\phi}{B_{br} - B(\phi)}$ $\quad d' = \frac{\Sigma B_i(\phi) \cdot d_i'}{\Sigma B_i(\phi)}$; $S(\phi) = B(\phi) \cdot (h_t - d')$

$I^{net}_{\Delta} = I^{br}_{\Delta} - I_{\Delta}(\phi)$ avec $I_{\Delta}(\phi) = I_0(\phi) + \Sigma B_i(\phi) \times z_i^2 \Rightarrow I^{net}_{G} = I^{net}_{\Delta} - S^{net}_{\Delta} V_s$; $V_i = h_t - V_s$

avec :

S_{br} = moment statique de la section brute par rapport à la fibre supérieure (axe Δ)
$S(\phi)$ = moment statique des trous par rapport à la fibre superieure.
B_{net} = Section nette
B_{br} = Section brute
$B(\phi)$ = Section des cables
I^{br}_{Δ}, I^{net}_{Δ} : moment d'inertie respectivement de la section brute et section nette par rapport à la fibre supérieure.
I^{net}_{G} = moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section nette
V_s, V_i : distance respectivement entre le c.d.g de la section nette et la fibre supérieure, et le c.d.g de la section nette et la fibre inferieure.

Exemple de calcul :

Section d'about :

N° cable	$\alpha^{(°)}$	y_i (cm)	z (cm)	$\cos\alpha_i$	$z_i \cos\alpha_i$	z_i^2
1	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—	—
3	10	96,82	46,68	0,984	45,96	2179,023
4	8	36,82	106,68	0,990	105,63	14262,05

ce qui nous donne : $z = \dfrac{\Sigma z_i \cos\alpha_i}{\Sigma \cos\alpha_i} = \dfrac{45,96 + 105,63}{0,984 + 0,990} = 76,76$ cm

$B_{net} = 9795,576\ cm^2$ et on aura aussi : $V_S = 46,87$ cm ; $V_I = 103,13$ cm

$I_G = 2,0554448 \times 10^{+7}\ cm^4$ et $e = -29,81$ cm ; $i^2 = 2098,34\ cm^2$.

le calcul electronique nous donne les valeurs des caracteristiques des sections :

SECTIONS	Bnette (cm²)	V_S (cm)	V_i (cm)	I_G (cm⁴)	e (cm)
ABOUT	9795,576	46,871	103,128	2,0554448 × 10⁷	-29,890
juste avant l'emergence du cable n° 2	9795,576	46,768	103,23	2,0487142 × 10⁷	-44,800
Juste apres l'emergence du cable n° 2	9761,364	46,848	103,151	2,0474928 × 10⁷	-22,166
Juste avant l'emergence du cable n° 1	9761,364	46,322	103,677	2,0113952 × 10⁷	-72,701
Juste aprés l'emergence du cable n° 1	9727,152	46,394	103,605	2,0109014 × 10⁷	-49,365
Section L/4	8619,152	41,825	108,175	1,7819926 × 10⁷	-89,931
Section médiane	8619,152	41,664	108,335	1,7576112 × 10⁷	-100,185

premier fuseau limite :

coordonnées du noyau central :

$a = \dfrac{i^2}{v_s}$ borne superieure et $a' = -\dfrac{i^2}{v_i}$ borne inférieure.

les valeurs limites de l'excentricité de la precontrainte sont alors :

$e_1 = a' - \dfrac{M_G}{N}$ et $e_2 = a - \dfrac{M_G + M_Q}{N}$

Deuxieme fuseau limite :

les valeurs limites de l'exentricité du cable équivalent sont :

$$S_1 = \left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1\right) \frac{i^2}{v_s} - \frac{M_G + M_Q}{N} \quad \text{en charge}$$

$$S_2 = -\left(\frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1\right) \frac{i^2}{v_i} - \frac{M_G}{N} \quad \text{à vide.}$$

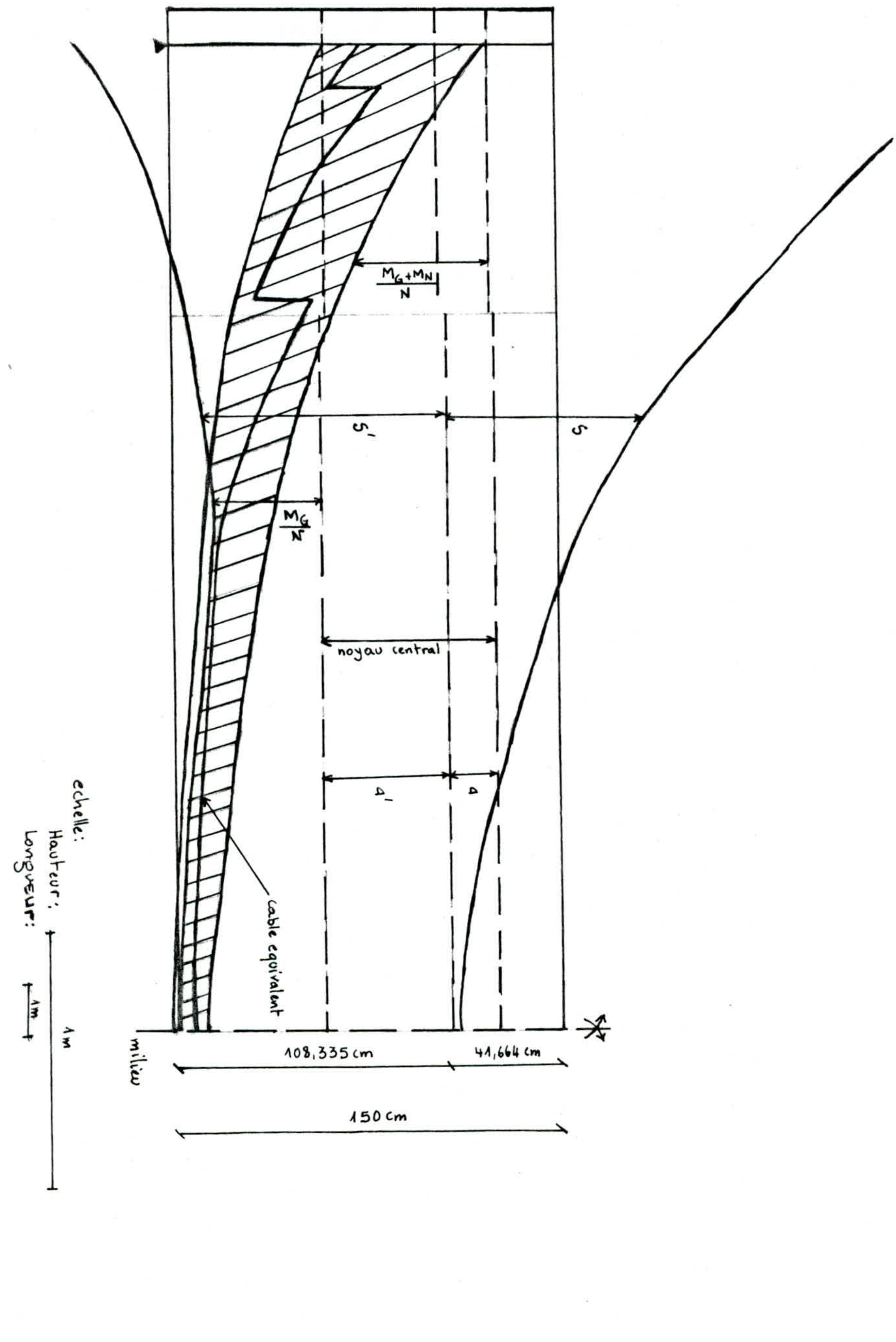
le tracé de ces deux fuseaux se limitera aux 3 sections (mediane, L/4, about) les valeurs de e_1, e_2, s et s' pour les sections : about, quart, mediane sont regroupeés dans les deux tableaux suivants ; ces valeurs vont nous servir pour tracer le fuseau limite.

Premier fuseau limite :

SECTION	M_G [tm]	M_Q [tm]	$N = p\sum\cos\alpha_i$ [t]	M_G/N (cm)	M_G+M_Q/N (cm)	a (cm)	a' (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)
Mediane	249	248,79	419,245	57,672	117,015	18,823	-48,940	-106,610	-98,192
Quart	181,49	179,203	416,834	43,54	86,53	19,110	-49,430	-92,970	-67,420
About	0	0	207,619	0	0	20,350	-44,660	-44,660	20,350

Deuxieme fuseau limite :

SECTION	B^{net} [cm²]	N(t)	$-a' = \frac{i^2}{v_s}$	$a = \frac{i^2}{v_i}$	$\frac{\bar{\sigma} B}{N}$	M_G/N (cm)	$\frac{M_G+M_Q}{N}$	S (cm)	S' (cm)
Mediane	8619,152	419,245	48,940	18,823	3,45	57,67	117,015	2,883	-103,86
Quart	8619,152	416,834	49,430	19,110	3,47	43,54	86,53	35,56	-90,84
About	9795,576	207,619	44,660	20,350	7,95	0	0	310,07	-140,92



$\frac{M_G+M_N}{N}$
s'
s
$\frac{M_G}{N}$
noyau central
a'
a
cable equivalent
echelle:
Hauteur:
Longueur:
1m
1m
milieu
108,335 cm
41,664 cm
150 cm

PERTES ET CHUTES DE TENSION

Deux cas de pertes accompagnent la précontrainte.

les pertes instantanées
- Frottements
- Recul d'ancrage
- Raccourcissement instantaneé du beton

les pertes différées
- Fluage du béton
- Retrait du béton
- Relaxation des aciers

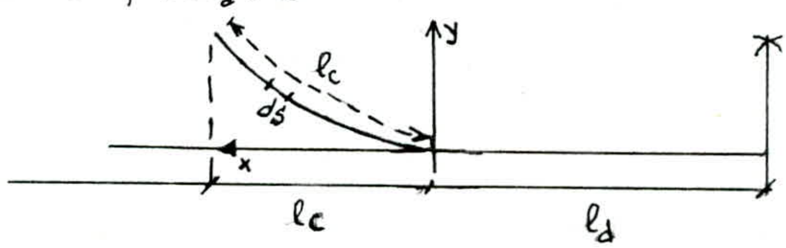
Evaluation des pertes :

pertes instantanées :

pertes par frottements : Ces pertes sont evaluées avec la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_0 \left[f.\alpha + \varphi \ell \right] \text{ avec}$$

f = coefficient de frottement cable gaine : $f = 0,23$
α = angle de relevage de cable - gaine en radian
φ = coefficient de perte en ligne ; $\varphi = 0,0017$ rd/m
σ_0 = contrainte initiale à la mise en tension $\sigma_0 = \min(0,85\,R_g ,\ 0,95\,T_g) = 14060$ kg/cm²
ℓ = Longueur du cable ; $\ell = \ell_d + \ell_c$



Calcul de ℓ_c :

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

le tronçon ℓ_c est parabolique d'equation $y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax\,dx$.

en effectuant un changement de variable :

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

pertes par frottement entre la section d'about et la section mediane :

Cable	$\alpha^{(o)}$	$\alpha^{(rd)}$	$x^{(m)}$	$\ell_c^{(m)}$	$\ell_d^{(m)}$	$\ell^{(m)}$	$\Delta\sigma_{fr}^{(kg/cm^2)}$
1	24,23	0,423	5,19	5,36	3,70	9,06	1673,48
2	24,23	0,423	5,48	5,66	6,21	11,87	1744,41
3	10	0,174	10,98	11,03	1,72	12,75	916,17
4	8	0,139	5,24	5,26	7,46	12,72	795,87

$\Delta\sigma_{fr}^{moy} = 1282,48$ kg/cm²

pertes par frottement entre la section d'about et la section d'emergence du cable n° 2.

Cable	$\alpha^{(o)}$	$\alpha^{(rd)}$	$x^{(m)}$	ℓ_c	ℓ_d	$\ell^{(m)}$	$\Delta\sigma_{fr}$ (kg/cm²)
1	—	—	—	—	—	—	—
2	—	—	—	—	—	—	—
3	9,105	0,159	1,00	1,00	1,71	2,71	611,48
4	6,487	0,113	1,00	1,00	7,46	8,46	599,52

$\Delta\sigma_{fr}^{moy} = 605,5$ kg/cm².

perte par frottement entre la Section d'about et la Section d'emergence du cable n°1 :

Cables	$\alpha(°)$	α (rd)	X (m)	Lc (m)	Ld (m)	L (m)	$\Delta\sigma_{fr}$ [kg/cm²]
1	——	——	——	——	——	——	——
2	12,432	0,217	3,80	3,861	0	3,861	838,630
3	6,578	0,115	3,80	3,800	0	3,800	488,713
4	2,211	0,038	3,80	3,800	0	3,800	225,72

$\Delta\sigma_{fr} = 517,687 \ kg/cm^2$

Recul d'ancrage :

$$X = \sqrt{\frac{g \, E_a}{\sigma_0\left(f\frac{\alpha}{2}+\varphi\right)}} \quad \text{et} \quad \Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_0\left[f\alpha+\varphi\right]\frac{x}{L} = \frac{2g}{X}E_a$$

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

Cable	X (m)	Section			
		Appui	1 m	3,80 m	mediane
1	10,32	——	——	2314	0
2	11,59	——	2980	2192	0
3	16,62	2275	2137	1754	530,00
4	17,83	2119,97	2001	1568	609,96
		2197,48	2372,66	1982	569,98

Raccourcissement instantanné du béton :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2}\frac{E_a}{E_i}\sigma'_{bj} \qquad \text{avec } \sigma'_{bj} = 90,07 \ kg/cm^2$$

$E_a = 2,1\times10^6 \ kg/cm^2$; $E_i = 21000\sqrt{\sigma'_{28}} = 21000\sqrt{300} = 363730,67 \ kg/cm^2$.

on trouve :

$$\Delta\sigma_{racc} = 260 \ kg/cm^2$$

PERTES differeés :

fluage : $\Delta\sigma_{fluage} = 2\times\frac{E_a}{E_i}\sigma'_{bj} = \frac{2\times2,1\times10^6}{363730,67}\cdot 90,07 = 840,653 \ kg/cm^2$

retrait : $\Delta\sigma_{retrait} = \varepsilon_r \cdot E_a = 3,5\times10^{-4} \cdot 2,1\times10^6 = 735 \ kg/cm^2$

Relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_{relax} = \max\begin{cases}\dfrac{2,4\,\rho_{1000}}{100}\times\dfrac{\sigma_{p_i}-0,55\,R_G}{0,25\,R_G}\,\sigma_{p_i} \\[2ex] \dfrac{\rho_{3000}+2,5}{100}\times\dfrac{\sigma_{p_i}-0,55\,R_G}{0,25\,R_G}\,\sigma_{p_i}\end{cases}$$

$\rho_{1000} = 3\%$

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

$R_G = 1850 \ kg/cm^2$

avec $\sigma_{p_i} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{racc}$

$$\Delta\sigma_{relax} = \begin{cases}220,95 \ kg/cm^2 \\ 184,127 \ kg/cm^2\end{cases}$$

on a : $\sigma_{p_i} = \sigma_0 - \Sigma\Delta\sigma_{instantanées}$ avec $\sigma_0 = 14060\ kg/cm^2$

a la Section d'about : $\sigma_{p_i} = 11602{,}5\ kg/cm^2$
a la Section d'emergence du cable n°2 : $\sigma_{p_i} = 10821{,}84\ kg/cm^2$
à la Section d'emergence du cable n°1 : $\sigma_{p_i} = 11300{,}30\ kg/cm^2$
à la Section médiane : $\sigma_{p_i} = 11947{,}54\ kg/cm^2$

$\sigma_{p_i}^{moy} = 11418{,}045\ kg/cm^2$ et on a aussi : $\Delta\sigma_{relax} = 220{,}95\ kg/cm^2$

l'Ip2 propose de prendre les pertes differeés égales à :

$$\Delta\sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fluage} + \Delta\sigma_{relax} - \dfrac{\Delta\sigma_{rel}\left[\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fluage}\right]}{\sigma_{p_i} - 0{,}55\ Rg} & \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} < \sigma_{p_i} - 0{,}55\ Rg \\ \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fluage} & \text{sinon.} \end{cases}$$

on remarque que $\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fluage} > \sigma_{p_i} - 0{,}55\ Rg$ avec $\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fluage} = 1575{,}613\ kg/cm^2$
et $\sigma_{p_i} - 0{,}55\ Rg = 1243{,}045\ kg/cm^2$

donc : $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fluage} = \underline{1575{,}613}\ kg/cm^2$

VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

Différentes phases d'execution :

les verifications des contraintes se feront suivant les phases d'execution ci-aprés.

phase 1 :

on coule la poutre au sol et une fois le béton durcit on tire les cables 3 et 4, la section resistante est la section de la poutre seule, les contraintes prises en consideration sont celles engendreés par :

- le poids propre de la poutre
- la precontrainte des deux premiers cables mis en en tension.

phase 2.

les poutres sont mises en place et la dalle couleé mais encore fraiche non resistante les contraintes à prendre en compte sont :

- poids propre de la poutre, poids propre de la dalle et entretoise revenant à la poutre, la precontraintrainte residuelle de la 1ère serie de cable.

phase 3.

la dalle a durcit et participe à la resistance, la deuxiéme serie de cables est tires les contraintes prises en compte seront celles produites par :

poids propre de la poutre, poids propre de la dalle et entretoise revenant à la poutre, precontrainte residuelle de la premiére serie de cable, precontrainte des deux cables emmergeants mis en tension.

phase 4 :

la superstructure est mise en place (trottoirs, garde corps ....), les contraintes prises st : poids propre de la poutre, poids propre de la dalle + entretoise revenant à la poutre, poids propre de la superstructure, precontraintes residuelles des deux serie de cable

phase 5 :

c'est une phase de verification en service, on applique les surcharges qui engendrent les plus defavorables dans notre cas c'st le convoi exceptionnel C_D.

Contrainte Initiale de calcul :

la verification se fera pour la section mediane.

$$\sigma_i = \sigma_0 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{recu} - \Delta\sigma_{raccour}$$

tout calcul fait pour la section mediane et pour tout les cables on trouve.

$$\sigma_i^{moy} = 12232,53 \text{ kg/cm}^2$$

Caracteristiques geometriques nettes de la section mediane :

Section	$B(cm^2)$	$I\,[cm^4]$	$i^2(cm^2)$	$V_s\,[cm]$	$V_i\,[cm]$	$e\,[cm]$
poutre seule	4239	8515140,50	2008,69	54,880	75,120	-66,97
poutre + dalle	8619,15	17576114,96	2039,19	41,665	108,335	-100,185

Verification des contraintes :

phase 1 : $\sigma_0 = 12232,53$ kg/cm² pour chaque cable $\Rightarrow N = 2\times\sigma_0\times\omega$

donc l'effort N des 2 cables d'about sera : $N = 2\times 12232,53\times 9,73 = 238045,00$ kg

les contraintes dûe à N sont :

Fibre superieure : $\frac{N}{B}\left(1-\frac{e\times V_s}{i^2}\right) = \frac{2308045,00}{4239}\left(1-\frac{66,97\times 54,880}{2008,69}\right) = -46,6\,\text{kg/cm}^2$

Fibre inferieure : $\frac{N}{B}\left(1+\frac{e\times V_i}{i^2}\right) = \frac{2308045,00}{4239}\left(1+\frac{66,97\times 75,12}{2008,69}\right) = 196,8\,\text{kg/cm}^2$

Contraintes dûes aux charges :

$\sigma = \frac{MV}{I}$ $\Rightarrow$ Fibre superieure : $\sigma_S = \frac{95,87 \times 54,88}{8515140,5} = 61,79 \ kg/cm^2$

avec $M = \frac{q l^2}{8} \Rightarrow M = 95,87 \ tm$; Fibre inferieure : $\sigma_I = -\frac{95,87 \times 75,12}{8515140,5} = -84,57 \ kg/cm^2$

donc on aura comme c^{tes} effectives :

Fibre superieure : $\sigma_S = -46,6 + 61,79 = 15,19 \ kg/cm^2$

Fibre inferieure : $\sigma_I = 196,8 - 84,57 = 112,23 \ kg/cm^2$.

à la fin de cette phase on considére on considére qu'on a un tiers des pertes differées qui est Consommé donc on aura :

$$\sigma' = \sigma - \frac{1}{3}\sigma_{diff} = 12232,53 - \frac{1}{3} 1575,613 = 11707,32 \ kg/cm^2$$

$$N' = 11707,32 \times 2 \times 9,73 = 227824,55 \ kg$$

$\Rightarrow$ Fibre superieure : $\sigma_{PS} = -44,59 \ kg/cm^2$

Fibre inferieure : $\sigma_{PI} = 188,35 \ kg/cm^2$

les contraintes effectives seront :

$\sigma_{FS} = 61,79 - 44,59 = 17,2 \ kg/cm^2$

$\sigma_{FI} = -84,57 + 188,35 = 103,78 \ kg/cm^2$

phase 2 :

les cables d'about vont encore subir une perte estimée à $\frac{1}{3}\Delta\sigma_{diff}$.

la contrainte sera : $\sigma = 11707,32 - \frac{1}{3} 1575,613 = 11182,11 \ kg/cm^2$

$N = 11182,11 \times 2 \times 9,73 = 217603,97 \ kg/cm^2$

Fibre superieure : $\sigma_{PS} = -42,59$, $\sigma_{PI} = 179,90 \ kg/cm^2$.

le moment dû aux. effets exterieures : $M = 205,96 \times 10^5 \ kg\,cm$, les contraintes sont :

$\sigma_S = 132,743 \ kg/cm^2$

$\sigma_I = -181,690 \ kg/cm^2$

contraintes effectives :

$\sigma_{FS} = 90,153 \ kg/cm^2$

$\sigma_{FI} = -1,79 \ kg/cm^2$

phase N° 3

la dalle participe à la resistance : cable 1 et 2 ; $\sigma_i = 12232,53 \ kg/cm^2 \Rightarrow N = 238045,00 \ kg$

Cable 3 et 4 $\sigma' = 11182,11 - \frac{1}{3} \times 1575,613 = 10656,90 \ kg/cm^2 \rightarrow N' = 207383,274 \ kg$

F.S $\rightarrow \sigma = -54,107 \ kg/cm^2$; F.I $\rightarrow \sigma = 326,736 \ kg/cm^2$.

Contraintes produites par le poids propre de la poutre + poids de la dalle revenant à poutre + poids des entretoises lui revenant.

F.S $\rightarrow \sigma_S = 48,82 \ kg/cm^2$; F.I $\rightarrow \sigma_I = -126,91 \ kg/cm^2$.

les contraintes effectives seront,

$$\sigma_{F.S} = -5,287 \ kg/cm^2 \ ; \ \sigma_{F.I} = 199,826 \ kg/cm^2$$

à la fin de cette phase les cables 1 et 2 vont subir une perte de $1/3\Delta\sigma_{diff}$.

on trouve : $\sigma = 11707,32 \ kg/cm^2 \Rightarrow N = 227824,56 \ kg$

donc $N_T = 227824,56 + 207383,274 = 435207,83 \ kg \Rightarrow \sigma_{P_{F.S}} = -52,86 \ kg/cm^2$

$\sigma_{P_{F.I}} = 319,234 \ kg/cm^2$

On aura pour contraintes effectives :

$\sigma_{F.S} = -4,04\ Kg/cm^2$, $\sigma_{F.I} = 192,408\ Kg/cm^2$.

phase 4 :

à cette phase là on aura mis en place la superstructure (trottoirs, revêtement, glissière, garde-corps)

$M_G = 241,99\ tm$, ce moment là engendre les contraintes suivantes :

$\sigma_{GS} = 57,36\ Kg/cm^2$; $\sigma_{GI} = -149,15\ Kg/cm^2$

la serie ⑤ et ④ a subit toutes les pertes : $N = 207383,274\ Kg$

la 2^{eme} serie va subir une perte estimée à $\frac{2}{3}\sigma_d$; $\sigma = 11707,32 - \frac{2}{3}\,1575,613 = 10656,911\ Kg/cm^2$

$\Rightarrow N = 207383,49\ Kg$

donc l'effort total de precontrainte : $N_T = 414766,99\ Kg$

les contraintes engendrées sont :

$F.S \Rightarrow \sigma_{P_S} = -50,383\ Kg/cm^2$; $F.I \Rightarrow \sigma_{P_I} = 304,247\ Kg/cm^2$

la valeur des contraintes effectives sera :

$\sigma_{FS} = 6,977\ Kg/cm^2$; $\sigma_{F.I} = 155,097\ Kg/cm^2$.

phase 5 :

le convoi D est celui qui engendre le moment le plus defavorable à la section médiane

$M_{G+Q} = 490,78\ tm \Rightarrow F.S \Rightarrow \sigma_S = 116,341\ Kg/cm^2$; $F.I \Rightarrow \sigma_I = -302,550\ Kg/cm^2$

On aura pour valeur des contraintes effectives :

$F.S \Rightarrow \sigma_{FS} = 65,958\ Kg/cm^2$

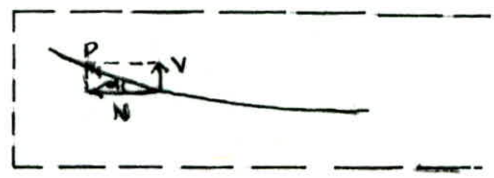
$F.I \Rightarrow \sigma_{F.I} = 1,742\ Kg/cm^2$

Conclusion : Toutes les contraintes éffectives sont admissibles, ce qui place notre section dans la securité.

VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Dans une section quelconque le relevage des cables introduit deux composantes pour la force de precontrainte

$N = \sum p\cos\alpha_i$ et $V = \sum p\sin\alpha_i$



N = composante normale.
V = composante tangentielle.
p = force de precontrainte par cable.
α_i = angle de relevage.
pour cela il resulte un effort tranchant reduit : $T_r = Q - \sum p\sin\alpha_i$
avec Q = effort tranchant dû aux sollicitations extrêmes.

Contrainte de cisaillement :
la contrainte de cisaillement est donneé par la relation suivante :

$$\tau_b = \frac{T.S}{b_0 I}$$

avec T = effort tranchant
b_0 = épaisseur nette de l'âme
S = moment statique par rapport à l'axe qui passe par le c.d.g
I = moment d'inertie

$$z = \frac{I}{S}$$

Contrainte de cisaillement admissible :
la contrainte admissible de cisaillement $\bar{\tau}$ est donneé par la formule de CHALOS_BETEILLE (IP1)

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

σ_g = contrainte au niveau du c.d.g de la section.
$\bar{\sigma}'$ et $\bar{\sigma}$ sont respectivement les contraintes admissibles en compression et en traction definies dans l'IP_1.

$\bar{\sigma}' = 0{,}42\,\sigma_j'$ en service $\Rightarrow$ $\bar{\sigma}' = 168\,kg/cm^2$ (j = 28 jours)
$\bar{\sigma}' = 0{,}55\,\sigma_j'$ en charge $\Rightarrow$ $\bar{\sigma}' = 220\,kg/cm^2$

Contrainte de rupture en traction : $\sigma_{28}' = 31\,kg/cm^2$

$\bar{\sigma} = 0{,}42\,\sigma_j'$ en service $\Rightarrow$ $\bar{\sigma} = 13\,kg/cm^2$
$\bar{\sigma} = 0{,}55\,\sigma_j'$ en charge $\Rightarrow$ $\bar{\sigma} = 17{,}05\,kg/cm^2$

on doit verifier pour chaque phase que $\tau < \bar{\tau}$

Section d'about :
caracteristiques :

SECTION	B [cm²]	I [cm⁴]	Vs [cm]	Vi [cm]	i² [cm²]	e [cm]	Σ cos αi	Σ sin αi
poutre seule	5415,58	9438308,41	56,68	73,32	1742,81	0,000	1,975	0,313
Poutre avec dalle	9795,58	20554448	46,87	103,13	2098,34	-29,17	1,975	0,313

Contrainte initiale d'about : $\sigma_i = \sigma_0 - \sum\Delta\sigma_{inst}$.

$\sigma_i = 14060 - 2197{,}5 - 260 = 11602{,}5\,kg/cm^2$

phase 1 :

Contrainte residuelle : $\sigma_i' = 11602{,}5 - \frac{1}{3} \times 1575{,}6 = 11077{,}3\,kg/cm^2$.

$N = P\sum\cos\alpha_i = 11077{,}3 \times 9{,}73 \times (1{,}975) = 213307{,}26\,kg$

$V = P\sum\sin\alpha_i = 11077{,}3 \times 9{,}73 \times (0{,}313) = 33805{,}15\,kg$

$T_r = T_G - V = \frac{1{,}28 \times 24{,}5}{2} - 33{,}805 = -18{,}125\,t$

$b_0 = 32 - 6{,}6 = 25{,}4\,cm$

$S = \frac{32}{2} \times (73{,}32)^2 + 2 \times 6 \times 18\,(73{,}32 - 9) + 2 \times 6 \times \frac{9}{2} \times (73{,}32 - 21) - 34{,}2 \times 36{,}503$

$\Rightarrow S = 101483{,}16\ cm^3$

$z = 93{,}00\ cm$; donc $\tau = -\frac{18{,}125 \times 10^3}{25{,}4 \times 93} = -7{,}67\ kg/cm^2$

Calcul de $\overline{\tau}$

Contraintes par N : $\sigma = \frac{N}{B}\left(1 \pm \frac{e(V_s, V_i)}{I}\right)$ on trouve : F.S : $\sigma = 39{,}35\ kg/cm^2$

F.I ; $\sigma = 39{,}35\ kg/cm^2$

donc $\sigma_g = 39{,}35\ kg/cm^2$; donc $\overline{\tau}^2 = 789{,}53\ kg^2/cm^4 \Rightarrow \overline{\tau} = 28{,}1\ kg/cm^2$ on a bien $\tau < \overline{\tau}$

phase 2 :

Contrainte residuelle : $11077{,}3 - \frac{1}{3} \times 1575{,}6 = 10552{,}1\ kg/cm^2$

donc $N = 102671{,}93 \times 1{,}975 = 202777{,}07\ kg$

$V = 102671{,}93 \times 0{,}313 = 32136{,}32\ kg$

$T_r = T_{poutre} + T_{dalle} - V = 15{,}68 + 13{,}91 - 32{,}136 = -2{,}5495\ t$

donc $\tau = -\frac{2{,}5495}{25{,}3 \times 93} = -1{,}08\ kg/cm^2$

Contrainte produite par N :

Fibre superieure : $\frac{202777{,}07}{5415{,}58} = 37{,}41\ kg/cm^2$

Fibre inferieure : $\frac{202777{,}07}{5415{,}58} = 37{,}41\ kg/cm^2$ $\Rightarrow \sigma_g = 37{,}41\ kg/cm^2$

$\overline{\tau}^2 = \frac{17{,}05}{220}(220 - 37{,}41)(17{,}05 + 37{,}41) = 771{,}7\ kg^2/cm^4 \Rightarrow \overline{\tau} = 27{,}80\ kg/cm^2 > |\tau|$

phase 3 :

Section resistante = poutre + dalle .

Contrainte residuelle dans chaque cable d'about : $10552{,}1 - \frac{1}{3} \times 1575{,}6 = 10026{,}9\ kg/cm^2$

l'effort de precontrainte par cable : $10026{,}9 \times 9{,}73 = 97561{,}74\ kg$

$N = 97561{,}74 \times 1{,}975 = 192684{,}43\ kg$.

$V = 97561{,}74 \times 0{,}313 = 30536{,}82\ kg$.

$S = \frac{32}{2} \times (103{,}13)^2 + 2 \times 6 \times 18 \times (103{,}13 - 9) + \frac{2 \times 6 \times 9}{2} \times (103{,}13 - 21) - 34{,}2 \times 72{,}63 = 192455{,}9$

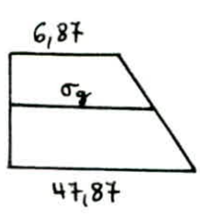
$z = \frac{I}{S} = 106{,}8\ cm$

$T_r = 15{,}68 + 13{,}91 - 30{,}537 = -0{,}947\ t \Rightarrow \tau = -\frac{0{,}947 \times 10^3}{106{,}8 \times 25{,}4} = -0{,}35\ kg/cm^2$

contraintes engendrées par N :

Fibre superieure : $\frac{192684{,}43}{9795{,}58}\left(1 - \frac{29{,}17 \times 46{,}87}{2098{,}34}\right) = 6{,}87\ kg/cm^2$

Fibre inferieure : $\frac{192684{,}43}{9795{,}58}\left(1 + \frac{29{,}17 \times 103{,}13}{2098{,}34}\right) = 47{,}87\ kg/cm^2$



$\sigma_g = 6{,}85 + \frac{46{,}87}{150}(47{,}87 - 6{,}85) = 19{,}67\ kg/cm^2$

$\overline{\tau}^2 = \frac{17{,}05}{220}(220 - 19{,}67)(17{,}05 + 19{,}67)$

$\overline{\tau} = 24{,}71\ kg/cm^2 > |\tau| = 0{,}35\ kg/cm^2$

phase 4 :
Toutes les pertes ont été consommées
$N = 192684{,}43\ kg$
$V = 30536{,}82\ kg$
$T_r = T_{poutre} + T_{dalle} + T_{superstructure} - T_V = 48{,}79 - 30{,}537 = 18{,}253\,t$

$$\tau = \frac{18{,}253 \times 10^3}{25{,}4 \times 106{,}8} = 6{,}73\ kg/cm^2 \quad \text{Comme } \bar{\tau} = 24{,}71\,kg \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$$

phase 5 :
$N = 192684{,}43\ kg$; $V = 30536{,}82\ kg$
$T_r = T_G + T_{surcharge} - T_V \Rightarrow T_r = 78{,}11 - 30{,}537 = 47{,}53\,t$

donc $\tau = \dfrac{47{,}53}{25{,}4 \times 106{,}8} = 17{,}54\ kg/cm^2$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{13}{168}(168 - 19{,}67)(13 + 19{,}67) \Rightarrow \bar{\tau} = 19{,}36\ kg/cm^2 \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$$

le même calcul va être mené pour les 2 autres sections dont les resultats sont regroupés dans les 2 tableaux suivants.
Section d'emergence du cable n° 1 :

	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5
$\lvert\tau\rvert$ [kg/cm²]	5,5	0,56	15,04	7,74	2,94
$\bar{\tau}$ [kg/cm²]	27,60	27,28	25,93	21,02	20,93

Section d'emergence du cable n° 2 :

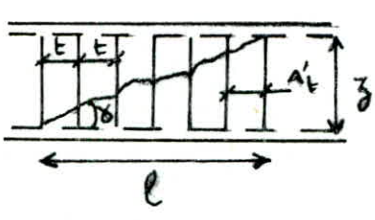
	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5
$\lvert\tau\rvert$ [kg/cm²]	7,36	3,03	17,9	11,84	2,99
$\bar{\tau}$ [kg/cm²]	27,87	28,01	26,01	21,13	21,05

Ce qui nous place dans la sécurité vis à vis de l'effort tranchant car pour toutes les sections étudiées la condition : $|\tau| < \bar{\tau}$ est satisfaite.

Ferraillage de la poutre :

armatures transversales : bien que l'état de contrainte en chaque section de la poutre est situé dans le domaine de la securité, il convient de prevoir des étriers dans l'âme qui suppriment les risques de ruines dûs au retrait et aux reprises de bétonnage.
Ces armatures seront justifiées à partir de la theorie de RITTER-MÖRSH en tenant compte d'une inclinaison γ tel que :

$$tg\,2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma}$$



Soit n le nbre de cadres de section A'_t
On a : $n = \dfrac{\ell}{t} = \dfrac{z}{t\,tg\,\gamma}$ on doit avoir $\dfrac{T_r}{nA'_t} \leq \bar{\sigma}'_{at}$

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

comme $n = \frac{z}{t \times tg\gamma}$ donc on aura : $\frac{T_r}{n A'_t} = \frac{T_r}{A'_t} \times \frac{t\, tg\gamma}{z} \leq \bar{\sigma}'_{at}$ d'où $t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{at} \times A'_t}{T_r} \times \frac{z}{tg\gamma}$

toutefois on doit avoir $t \leq \bar{t}$

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

Section d'appui :

$\sigma_{en_t} = 4200\ kg/cm^2$; $A'_t = 2{,}26\ cm^2$ (2T12) ; $h_t = 130\ cm$

$\rho'_a = 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{\tau}{\bar{\tau}}\right)^2$ pas de reprise de betonnage

$|\tau| = 7{,}67\ kg/cm^2$ et $\bar{\tau} = 28{,}1\ kg/cm^2$ $\Rightarrow$ $\rho'_a = 0{,}975$ $\Rightarrow$ $\bar{\sigma}'_{at} = 4095{,}7\ kg/cm^2$

$tg\, 2\gamma = 0{,}3899$ $\Rightarrow$ $\gamma = 10{,}651°$ $\Rightarrow$ $tg\gamma = 0{,}188$ $\Rightarrow$ $t \leq 175{,}5\ cm$

$\bar{t} = \inf \begin{cases} 82{,}84 \\ 94{,}23 \\ 101{,}6\ cm \end{cases}$

pourcentage minimal :

$$\tilde{\omega}_t = 0{,}25 \frac{h_t}{h_t + 3\, b_0} = 0{,}25 \times \frac{130}{130 + 3 \times 25{,}4} = 0{,}16\%$$ ce qui verifie que $0{,}1\% \leq \tilde{\omega}_t < 0{,}2\%$

$$\bar{t} = \frac{A'_t}{\tilde{\omega}\, b_0} = \frac{1{,}57 \times 100}{25{,}4 \times 0{,}16} = 38{,}63\ cm$$

on prend un espacement $t = 25\ cm$.

Section d'émergence du cable n° 1 :

$\tau = 17{,}9\ kg/cm^2$; $\bar{\tau} = 26{,}07\ kg/cm^2$; $\sigma_g = 28{,}8\ kg/cm^2$, $T_r = -46{,}90t$; $z = 103{,}13\ cm$

$\rho'_a = \left(1 - \frac{1}{3} \times \left(\frac{17{,}9}{26{,}07}\right)^2\right) = 0{,}843$ $\Rightarrow$ $\bar{\sigma}'_{at} = 3540\ kg/cm^2$; $tg 2\gamma = \frac{2 \times 17{,}9}{28{,}8} = 1{,}243$

$\gamma = 25{,}59°$ $\Rightarrow$ $tg\gamma = 0{,}479$; $t \leq 30{,}7\ cm$; $\bar{t} = \begin{cases} 77{,}7\ cm \\ 92{,}12\ cm \\ 102\ cm \end{cases}$

et comme $\tilde{\omega}_t = 0{,}16\%$ on prend $t = 25\ cm$.

Armatures longitudinales :

nous appliquons l'article N° 18 de l'IP1 : le pourcentage d'armatures longitudinales pourra être fixé à la moitié du pourcentage d'armatures transversales.

$$\tilde{\omega}_\ell = 0{,}5\, \tilde{\omega}_t = 0{,}5 \times 0{,}16\% = 0{,}08\%$$

la section minimale est alors :

$$A_{min} = S_a \times \omega_\ell = \frac{32 \times 130}{100} \times 0{,}08 = 3{,}33\ cm^2 \Rightarrow 6T10$$

Cadre du Talon :

Section mediane

$\frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geq c \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \times 100$; $\frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geq \frac{3{,}2 \times 31}{4200} \times 100 = 2{,}36$;

$t \leq \frac{\tilde{\omega}_t}{2{,}36} = 47{,}84\ cm$ d'où $t = 25\ cm$

Section d'about :

$c \geqslant 1{,}3\,D$ (D = Diamètre d'une gaine)

$c \geqslant 1{,}3 \times 6{,}6 = 8{,}58\,cm$ d'où $c = 9\,cm$

$$\frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geqslant 9 \times \frac{31}{4200} \times 100 = 6{,}64 \Rightarrow t = \frac{\tilde{\omega}_t \times 100}{6{,}64} = 17\,cm$$

Nous prenons $t = 15\,cm$.

VERIFICATION A LA RUPTURE

C'est une verification que préconise l'IPI (page 44) afin de s'assurer que si les surcharges augmentent de 80 % l'ouvrage ne perit pas.

Securité à la rupture en flexion :

Moment de rupture par les aciers :

$M_{RA} = 0{,}9\, h\, \omega\, R_g$ avec h = hauteur utile

ω = section d'aciers

R_g = contrainte de rupture garantie

M_{RA} = moment de rupture de l'acier

$M_{RA} = 0{,}9 \times 141{,}85 \times 38{,}92 \times 18500$

$M_{RA} = 919{,}21\ tm$

M_f = moment de fissuration calculé avec une traction ultime : $2\sigma_n = 2 \times 31 \times 62\ Kg/cm^2$

pour la fibre inferieure on prend : $\sigma = \sigma_p + \sigma_n$; (σ_p = contrainte dûe à la precontrainte)

$\sigma_p = 319{,}234\ Kg/cm^2$; $\sigma = 319{,}234 + 62 = 381{,}234\ Kg/cm^2$

$M_f = \sigma \frac{I}{V_i} = 381{,}234 \times \frac{17576114{,}96}{108{,}335} = 61850857{,}16\ Kg/cm^2 = 618{,}5\ tm.$

$M_F < M_{RA} \Rightarrow$ la condition à verifier est : $M_G + 1{,}8\, M_Q \leq 0{,}9\, M_{RA}$

$$\left.\begin{array}{l} M_G + 1{,}8\, M_Q = 689{,}812\ tm \\ 0{,}9\, M_{RA} = 827{,}289\ tm \end{array}\right\} \Rightarrow M_G + 1{,}8\, M_Q < 0{,}9\, M_{RA}$$, la condition est verifiée.

Securité par rapport au béton :

Condition à verifier : $M_G + 1{,}8\, M_Q \leq 0{,}7\, M_{RB}$

$M_G = 241{,}99\ tm$; $M_Q = 248{,}79\ tm$

M_{RB} = moment de rupture du béton ; $M_{RB} = M_{RB_1} + M_{RB_2}$ avec :

$M_{RB_1} = 0{,}35\, b_0\, h^2\, \sigma'_n$ (relatif à l'ame)

$$M_{RB_2} = \min \begin{cases} 0{,}8\,(b - b_0) \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right) \sigma_n \\ 0{,}35\,(b - b_0) \times h^2 \times \sigma_n \end{cases}$$ (relatif à l'hourdis)

$h = h_t - d' = 150 - 8{,}15 = 141{,}85\ cm$ (mi-travée) ; $b = 219\ cm$; $b_0 = 18\ cm$; $\sigma'_n = 400\ Kg/cm^2$

$M_{RB_1} = 507{,}06\ tm$; $M_{RB_2} = 1696{,}12\ tm \Rightarrow M_{RB} = 2203{,}18\ tm$ et $0{,}7\, M_{RB} = 1542{,}22\ tm$

$M_G + 1{,}8\, M_Q = 241{,}99 + 1{,}8 \times 248{,}79 = 689{,}812\ tm$ donc $M_G + 1{,}8\, M_Q < 0{,}7\, M_{RB}$

Securité à la rupture par l'effort tranchant (section d'about) :

compression des bielles (Ip1 art. 14)

Condition de securité : $\sigma = \frac{2\tau}{\sin 2\gamma} \leq 0{,}5\, \sigma'_{28}$

l'effort tranchant reduit est : $T_r = T_G + 1{,}8\, T_Q - V$; $T_G = 39{,}5\ t$; $T_Q = 39{,}01\ t$, $V = 30{,}53\ t$

on Trouve : $T_r = 79{,}181\ t$

$\tau = \frac{T_r}{b_0\, z} = \frac{79{,}181 \times 10^3}{25{,}4 \times 107{,}21} = 29{,}07\ Kg/cm^2$

$tg\, 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_g} = \frac{2 \times 29{,}07}{19{,}67} = 2{,}956$; $\gamma = 35{,}65$; $\sin 2\gamma = 0{,}947$; $\sigma = 61{,}39\ Kg/cm^2$

donc on a bien $\sigma < 0{,}5\, \sigma'_{28} = 200\ Kg/cm^2$.

Resistance des armatures transversales :

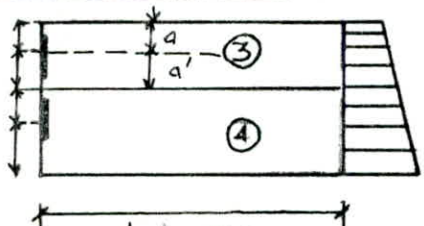
la condition de securité est : $\sigma'_a = \frac{t \cdot T_r \cdot tg\,\gamma}{A_t \cdot Z} = \frac{14 \times 79181 \times 0{,}717}{1{,}57 \times 107{,}21} = 4722{,}070\ Kg/cm^2$

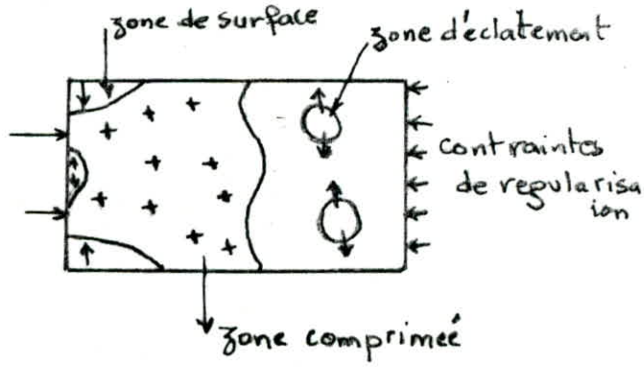
$\sigma'_a \leq 1{,}2\, \sigma_{en_t} = 1{,}2 \times 4200 = 5040\ Kg/cm^2$ donc cela est verifie avec $t = 14\ cm$

VERIFICATION DE LA ZONE D'ABOUT

Introduction : les fortes compressions appliquées localement au béton par les ancrages entrainent l'apparition de contraintes et de deformations importantes qui ne peuvent plus être justifiées selon les régles habituelles de la Resistance des materiaux.

Determination des efforts :





③ prisme associé à l'ancrage du cable ③
④ prisme associé à l'ancrage du cable ④
a, a' : distances de l'ancrage aux bords du prisme qui lui est associé
L : zone de regularisation des contraintes supposées égale à la hauteur de la poutre.

EFFORT de surface T_s et calcul des frettes :

la theorie de M. Guyon nous donne :

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

avec F = Force utile du cable ; F = 118,56t

on trouve : $T_s = 4{,}980t \Rightarrow A = \frac{T_s^{max}}{\bar{\sigma}_a}$ avec $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 kg/cm^2$ (acier doux)

$A = 3{,}081\ cm^2$.

Adoption de Frette verticale en ϕ 10 et une frette horizontale en ϕ 10 aussi

EFFort d'eclatement (T_e) :

designons par : a_1 = largeur d'ancrage
2a = largeur du prisme fictif avec a < a', si a > a' on prend 2a', K = coefficient de reduction ; F = force utile du câble ; $\mathcal{S}$ = surface du prisme fictif, p = contrainte moyenne d'eclatement ; $\sigma_{y_{max}}$ = contrainte maximale d'eclatement.

posons :

$$y = \frac{a_1}{2a} \quad ; \quad p = \frac{F}{\mathcal{S}} \quad ; \text{ on a : } \sigma_{y_{max}} = 0{,}65\, p(1-y) \ [\text{en } kg/cm^2] \quad \text{et } K = 1 - \left(\frac{8}{\sigma_{y_{max}}}\right)^2$$

la valeur de l'effort d'eclatement est evalué approximativement à partir du régle du prisme symetrique (prisme fictif).

$$T_e = \frac{F}{\mathcal{S}}(1-y)K$$

On trouve $T_e = 21{,}40t$; les armatures necessaire pour reprendre cet effort : $A = 13{,}4\ cm^2$
on prend 9 ϕ 14, et on prend aussi un pourcentage de 0,3% d'armatures pour reprendre la poussée au vide : $A = 12{,}48\ cm^2 \Rightarrow$ 8 cadres ϕ 10.

Contrainte maximale sous l'ancrage :

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

, a_1, a_2 : dimensions du prisme
b_1, b_2 : dimensions de la section du prisme ayant même c.d.g que la plaque.

plaque d'ancrage : 24 × 24 [cm^2]

Contrainte admissible de compression : $\sigma' = \frac{1}{1{,}6} \times 400 \times K = 250K\ [kg/cm^2]$

prisme ③ : on prend $a_1 = a_2 = 24cm$; $b_1 = 32cm$; $b_2 = 50\ cm$, $\Rightarrow K = 1{,}64$

$$\bar{\sigma}'_3 = 250 \times 1{,}64 = 410\ kg/cm^2 > \frac{F}{\mathcal{S}} = \frac{118{,}56 \times 10^3}{418} = 283{,}63\ kg/cm^2$$

prisme ④ : $b_1 = 32cm$, $b_2 = 60cm$

$K = 1{,}72 \Rightarrow \bar{\sigma}'_4 = 430\ kg/cm^2 > \frac{F}{\mathcal{S}}$.

CALCUL DES DEFORMATIONS

Liberté des déformations :

la mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations : flèches, rotations d'appuis, raccourcissements.

Il est impératif que ces déformations puissent librement se produire sous peine de modifier les effets de la précontrainte et par conséquent l'état de contrainte résultant dans les diverses sections de la pièce.

Flèches et contre-flèches :

1) flèche dûe au poids propre propre :

elle est à mi-travée donnée par la relation suivante : $f_g = \frac{q_G \, l^4}{384\, EI}$ avec $q_G = 3{,}24\, t/ml$

$E = \frac{1}{3} E_i = \frac{1}{3}\, 420.000 = 140.000\, kg/cm^2$, $l = 24{,}50\, m$

$I = 17576114{,}96\, cm^4 \Rightarrow f_g = 6{,}17\, cm$

Flèche dûe à la précontrainte :

la contrainte dans les fils au milieu :

. contrainte de mise en tension initiale : $12232{,}53\, kg/cm^2$
. Contrainte en service : $10656{,}91\, kg/cm^2$

la contrainte moyenne sera : $\sigma'_m = \frac{12232{,}53 + 10656{,}91}{2}$

$\sigma_m = 11444{,}72\, kg/cm^2$

la précontrainte par cable : $P = 11444{,}72 \times 9{,}73 = 111357{,}13\, kg$

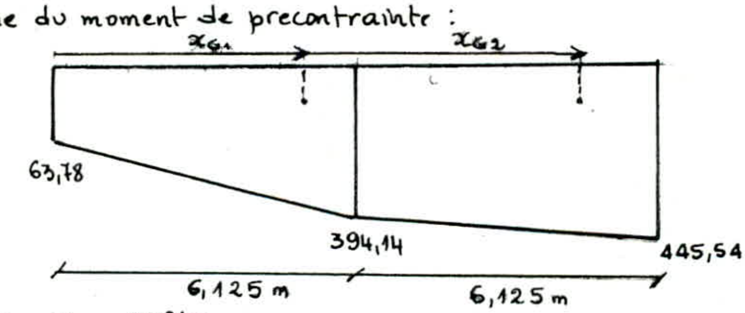
Section médiane : $N = P \sum \cos\alpha_i = 111357{,}13 \times 4 = 445428{,}52\, kg$

Section au quart : $N = P \sum \cos\alpha_i = 111357{,}13 \times 3{,}97 = 442867{,}30\, kg$

Section d'about : $N = P \sum \cos\alpha_i = 111357{,}13 \times 1{,}975 = 219930{,}33\, kg$

Section	N(t)	e [m]	$M_p = N.e$ [tm]
médiane	445,28	-1	-445,28
Quart	442,86	-0,89	-394,14
about	219,93	-0,29	-63,78

Diagramme du moment de précontrainte :



$x_{G_1} = 5{,}69\, m$, $x_{G_2} = 10{,}81\, m$

aires des diagrammes : $A_1 = -1402{,}32\, tm^2$; $A_2 = -2571{,}52\, tm^2$

moment statique : $S_\Delta = \sum x_{G_i} A_i$; $S_\Delta = -35777{,}67\, tm^3$

la flèche dûe à la précontrainte est donnée : $f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x\, dx = \frac{1}{EI} \sum x_{G_i} A_i = \frac{-35777{,}67 \times 10^3 \times 10^6}{140.000 \times 17576114{,}9} =$

$f_p = -14{,}54\, cm$.

Flèche de construction :

$$f_c = \frac{3}{4}\left(f_p - f_G\right) = \frac{3}{4}\left(14{,}54 - 6{,}17\right) = 6{,}27\, cm.$$

Flèche dûe aux surcharges :

la surcharge exceptionnelle est celle qui engendre un moment maximum à mi-travée, L/4 donc automatiquement la flèche pour ce cas de surcharge est la plus défavorable.

Diagramme du moment dû à c_D :

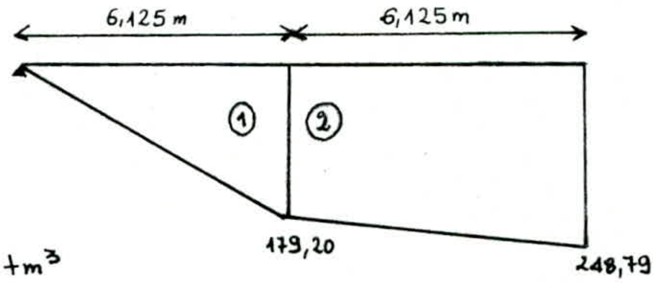
$x_{G_1} = \frac{2}{3} \times 6{,}125 = 4{,}08$ m

$x_{G_2} = 10{,}96$ m

$A_1 = 548{,}8$ tm²

$A_2 = 1310{,}72$ tm²

$S_\Delta = \sum x_{G_i} A_i = 16604{,}6$ tm³



la flèche est donneé par la relation suivante : $f_Q = \frac{S_\Delta}{EI} = \frac{16604{,}6 \times 10^3 \times 10^6}{420.000 \times 17576114{,}9} = 2{,}25$ cm.

Fléche totale à mi-travée :

Service à vide : $f_1 = f_G + f_p + f_c = 6{,}17 - 14{,}54 + 6{,}27 = -2{,}1$ cm.

Service en charge : $f_2 = f_1 + f_Q = -2{,}1 + 2{,}25 = 0{,}15$ cm.

Rotation d'appuis :

l'expression de la rotation est donneé par : $\beta = \int_0^L \frac{M}{EI \cdot L} x \, dx$

Sous charge permanente :

$$\beta_G = \frac{q_G l^3}{24 EI} = \frac{3{,}24 \times 10 \times (2450)^3}{24 \times 140000 \times 17576114{,}96} = 8{,}06 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

Sous la surcharge :

$E = E_i = 420.000$ kg/cm² ; $\int_0^L M dx = 2\,(548{,}8 + 1310{,}72) = 3719{,}04$ tm²

$$\beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^L M\,dx = \frac{3719{,}04 \times 10^7}{2 \times 140.000 \times 17576114{,}96} = 0{,}0075 \text{ rd}$$

Sous l'effort de precontrainte :

$$\int_0^L M\,dx = -2\,(1402 + 2571{,}52) = -7947{,}8 \text{ tm}^2$$

$$\beta_P = \frac{1}{2EI}\int_0^L M\,dx \Rightarrow \beta_p = -0{,}016 \text{ rd}$$

Rotation totale :

Service à vide : $\beta = \beta_G + \beta_P = 8{,}06 \times 10^{-3} - 0{,}016 = -7{,}94 \times 10^{-3}$ rd

Service en charge : $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = -7{,}94 \times 10^{-3} + 0{,}0075 = -4{,}4 \times 10^{-4}$ rd

Deplacement d'appui

deplacement du à la rotation d'appui :

$\Delta_\beta = \beta \cdot \frac{h_t}{2}$; β = rotation d'appui ; h_t = hauteur de la poutre $\Rightarrow \Delta_\beta = -5{,}95$ mm

deplacement dû au fluage :

$\Delta_f = \frac{L}{2} \frac{\sigma'_m}{E_v}$ on a $\sigma'_m = 143{,}4$ kg/cm² $\Rightarrow \Delta_f = -0{,}025$ m $= -25$ mm.

Deplacement dû aux variations de temperature :

on prend une valeur moyenne : $\Delta_t = \pm \frac{L}{10000}$; $\Delta_t = \pm \frac{24{,}5 \times 10^3}{10000} = \pm 2{,}4$ mm

Deplacement maximale :

les poutres sont prefabriqueés et sont poseés sur ses appuis aprés un certain temps et aprés mise en tension :

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3}\left(\Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_f\right) + \Delta_t = \frac{2}{3}\left(-5{,}95 - 4{,}9 - 25\right) - 2{,}4 = 26{,}3 \text{ mm}$$

p.s : le deplacement dû au retrait :

$\Delta_r = -\varepsilon_r \frac{L}{2}$; $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-4}$; $L = 24{,}50$ m $\Rightarrow \Delta_r = -4{,}9$ mm.

JOINTS DE CHAUSSEE

RÔLE des joints : Les joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux elements d'un ouvrage en dépit de leurs deplacements relatifs dûs à l'effet des ecarts de température, aux retraits differés et aux rotations

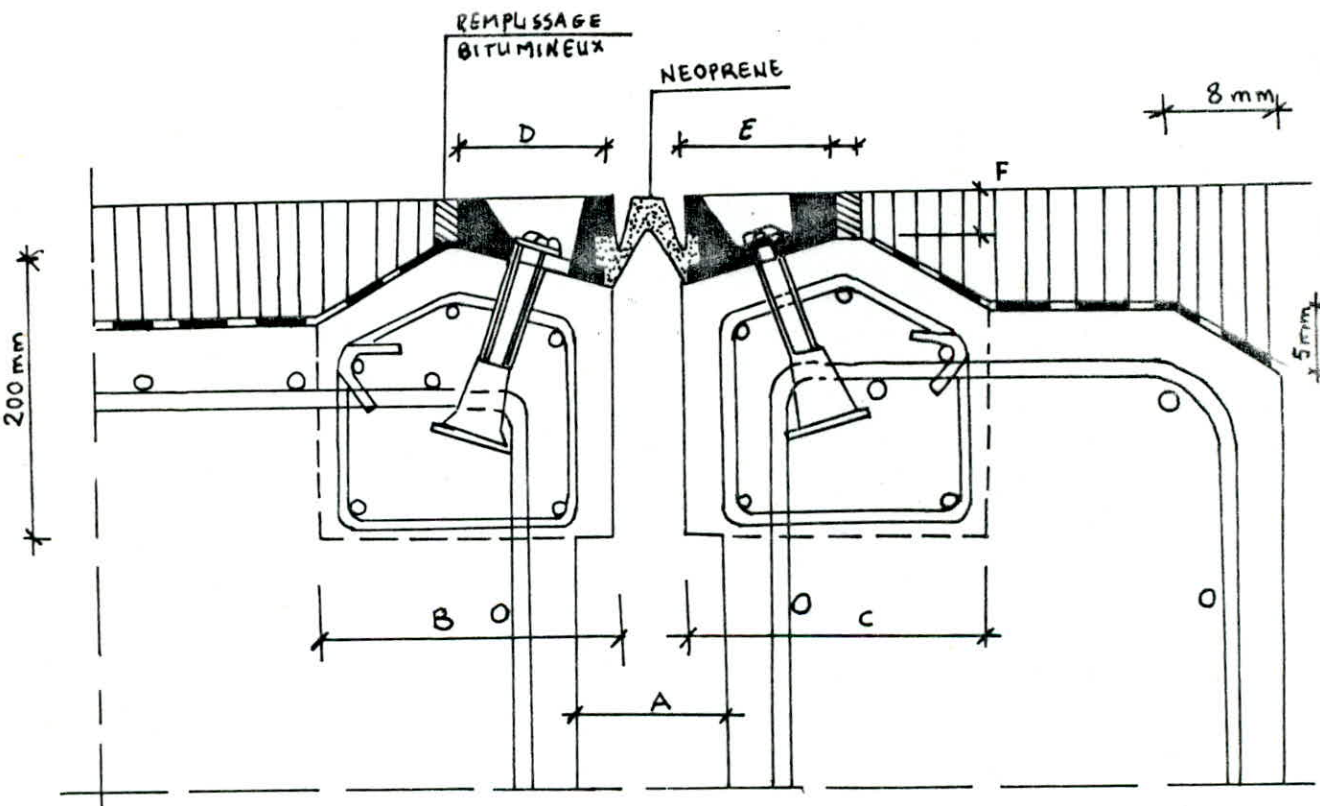
Choix du joint :

D'après le calcul des deformations, nous avons :

- Souffle max = $\Delta max = 26,3$ mm
- Souffle min = $\Delta min = 2,4$ mm

Nous choisissons des joints type MONOBLOC 50 système FREYSSINET INTERNATIONAL. les caracteristiques de ces joints sont les suivantes :

A [mm]		B [m]	C [mm]	D [mm]	E [mm]	F [mm]
min	max					
20	70	200	200	100	100	30



JOINT DE CHAUSSÉE TYPE MONOBLOC 50

ETUDE DES ENTRETOISES D'ABOUT

Role des entretoises :

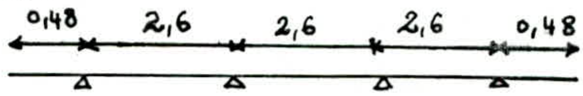
le role principal des entretoises est que une fois un appareil d'appui est rompu on doit automatiquement le changer et pour le faire il faut soulever la partie du tablier qu'il supporte, pour cela on utilise des verins qui prennent appuis sur les entretoises d'about.

les entretoises sont ancrées dans les poutres et assure une bonne securité vis-a-vis de la torsion pour celle-ci.

L'entretoise d'about se calcule comme une poutre continue dont les appuis sont les verins.

Disposition des verins :

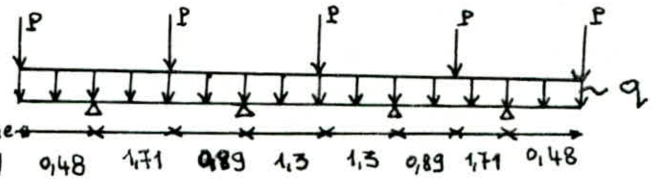
les verins sont placés de maniere à eviter l'effet de console aux extremités des entretoises lors du soulevement.



les verins disponible à l'entreprise sont du type SICET, de charge admissible de 100t.

Calcul des efforts :

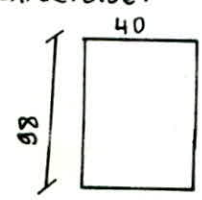
l'entretoise est soumise à son poids propre comme charge uniformément repartie et aussi à la moiteé des charges du tablier qui sont transmises à l'entretoise par les poutres comme charges concentreés.

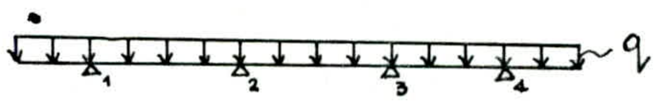


Sous l'effet de la charge uniforme

$q = 0{,}4 \times 0{,}98 \times 2{,}5 = 0{,}98\ t/ml$

section de l'entretoise :





On applique la relation des trois moments :

$M_1 = M_4 = -\frac{q l_1^2}{2} = -\frac{0{,}98 \times 0{,}48^2}{2} = -0{,}113\ tm$

$$\left.\begin{aligned} M_1 l + 4M_2 l + M_3 l &= -\frac{6}{l}\left(\Omega_2\alpha_2 + \Omega_3\alpha_3\right) \\ M_2 l + 4M_3 l + M_4 l &= -\frac{6}{l}\left(\Omega_3\alpha_3 + \Omega_4\alpha_4\right) \end{aligned}\right\} \Leftrightarrow \left.\begin{aligned} 4M_2 + M_3 &= -3{,}199 \\ 4M_3 + M_2 &= -3{,}199 \end{aligned}\right\} \rightarrow$$

$M_2 = M_3 = -0{,}813\ tm$ et $R_1 = 1{,}706\ t$; $R_2 = 2{,}586\ t$; $R_3 = 2{,}586\ t$; $R_4 = 1{,}706\ t$

charges concentreés :

chaque poutre transmet une charge concentreé de valeur : $p = \frac{G/2}{5}$ où G = poids propre du tablier sans les entretoises d'about par travée.

$p = 41{,}36\ t$

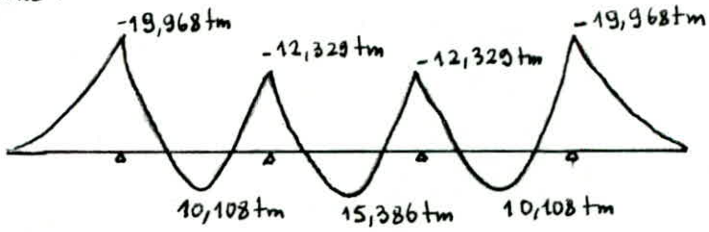
on applique egalement la relation des 3 moments pour les appuis ② et ③ et les resultats sont :

$M_1 = M_4 = -19{,}855\ tm$ et $M_2 = M_3 = -12{,}116\ tm$

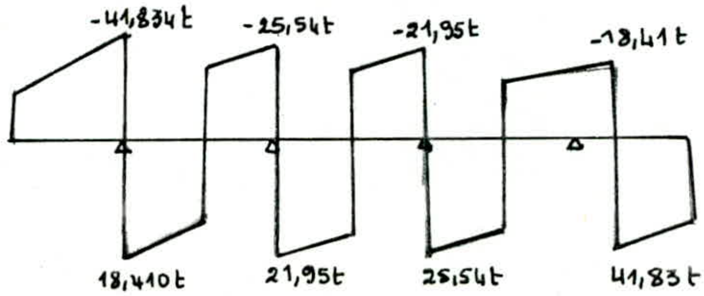
$R_1 = 58{,}5\ t$; $R_2 = 44{,}91\ t$; $R_3 = 44{,}91\ t$; $R_4 = 58{,}5\ t$

Une fois les efforts determinés pour les deux cas de chargements on les cumule et les resultats sont les suivants :

moment flechissant :



Effort tranchant :



Ferraillage de l'entretoise :

moment en travée : $M = 15{,}386$ tm

$\mu = \dfrac{15M}{\bar{\sigma}_a \times b \times h^2} = 0{,}023 \Rightarrow K = 60$ et $\varepsilon = 0{,}9334$

donc $A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 6{,}40\ cm^2 \Rightarrow 4T16\ (A = 8{,}04\ cm^2)$

Verification à la fissuration :

$\tilde{\omega}_f = \dfrac{A}{2db} = \dfrac{8{,}04}{2 \times 4 \times 40} = 0{,}03$; $\sigma_1 = K \dfrac{\eta}{\phi} \dfrac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\,\tilde{\omega}_f}$ et $\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{K \dfrac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$

avec $\eta = 1{,}6$; $K = 10^6$ (fissuration préjudiciable) ; $\bar{\sigma}_b = 7{,}5$ bars ; $\phi = 16$ mm

on trouve :

$\sigma_1 = 2008\ Kg/cm^2$; $\sigma_2 = 2078{,}46\ Kg/cm^2$ on refait le calcul avec $\bar{\sigma}_a = \sigma_2$

$\bar{\sigma}_a = 2078{,}46$ Kg on trouve : $\mu = 0{,}0314 \Rightarrow K = 50{,}5$; $\varepsilon = 0{,}9237 \Rightarrow A = 8{,}52\ cm^2$

d'où $A = 5T16\ (10{,}05\ cm^2)$

moment sur appui :

$M_{max} = 19{,}968$ tm ; $\mu = 0{,}030 \Rightarrow K = 50$; $\varepsilon = 0{,}9231$

$A = 8{,}397\ cm^2$ soit $5T16\ (A = 10{,}05\ cm^2)$

verification à la fissuration :

$\omega_f = 0{,}026 \Rightarrow \sigma_1 = 2078{,}6\ Kg/cm^2$; $\sigma_2 = 2078{,}4\ Kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2078{,}6\ Kg/cm^2$

on trouve : $\mu = 0{,}043$; $K = 42$; $\varepsilon = 0{,}9123$; $A = 11{,}446\ cm^2$

Soit $6T16\ (A = 12{,}06\ cm^2)$

Armatures transversales :

contrainte de cisaillement maximale : $\tau_b = \dfrac{T_{max}}{b \cdot z} = \dfrac{41{,}834 \times 10^3}{40 \times \frac{7}{8} \times 92} = 12{,}992\ Kg/cm^2$

et $\bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 26{,}25\ Kg/cm^2$ donc : $\tau_b < \bar{\tau}_b$ car au niveau de l'appui $\sigma_b' < \bar{\sigma}_b'$.

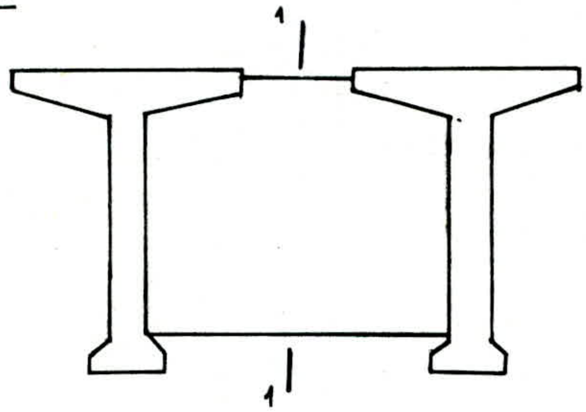
on choisit pour cela un cadre $\phi 10$ et un étrier $\phi 10$
les espacements des armatures droites

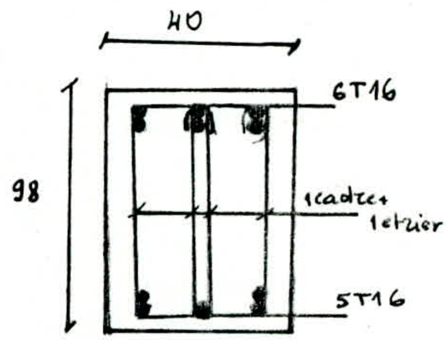
$$\text{espacement } t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{3{,}14 \times 7/8 \times 92 \times 2800}{41{,}834 \times 10^3} = 20{,}93 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max\left\{0{,}2h \, ; \left(1 - 0{,}3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)\right\} = 44 \text{ cm}$$

on choisit comme espacement $t = 20$ cm.

<u>Schémas:</u>





Coupe 1-1

DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

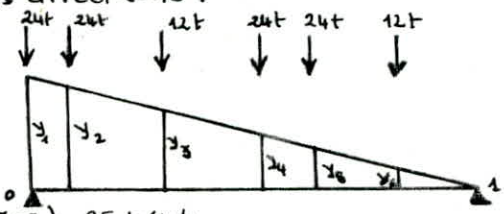
les appuis utilisés sont des appuis enrobés d'elastomére, dans ce type d'appui les toles de frettage sont complétement enrobés dans l'elastomére et l'aspect exterieur de l'appui est celui d'un bloc de caoutchouc ou de neopréne.

Le neopréne constituant les appareils d'appuis est peu compressible mais d'autre part il est trés deformable par cisaillement (distorsion), ils permettent la dilatation ainsi que la torsion de la section d'appui dans toutes les directions.

<u>charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage:</u>

<u>charges verticales</u>:

<u>culée</u>:



$y_1 = 1$; $y_2 = 0{,}939$; $y_3 = 0{,}755$; $y_4 = 0{,}571$

$y_5 = 0{,}51$

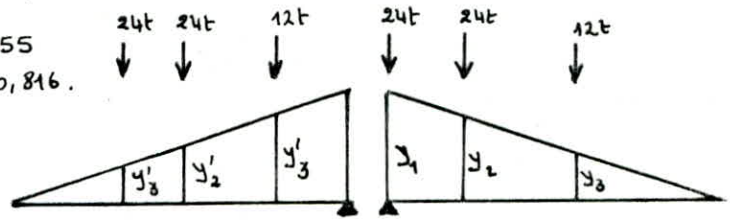
$R_0 = 24(1 + 0{,}939 + 0{,}571 + 0{,}51) + 12(0{,}327 + 0{,}755) = 85{,}464\,t$

<u>pile</u>:

$y_1 = 1$; $y_2 = 0{,}939$; $y_3 = 0{,}755$

$y'_3 = 0{,}571$; $y'_2 = 0{,}633$; $y_4 = 0{,}816$.

$R_0 = 70{,}28\,t$



même procédé pour les autres chargements donts les resultats sont regroupés sur le tableau ci-aprés :

charges / appuis	G	A(ℓ)	trottoir	B_c	M_{c120}	C_D	Seisme verticale 0,07 G
culée	229,56	108,13	5,70	85,46	96,03	148,86	∓ 16,07
Pile	459,12	216,26	11,39	70,28	104,73	190,22	∓ 32,14

acceleration sismique: $\varepsilon_v = 0{,}07$

<u>Charges Horizontales</u>:

<u>Vent</u>: le vent souffle dans le sens normal à l'axe longitudinal du pont, il developpe une pression p sur la surface exposeé.

$p = 0{,}25\,t/m^2 \Rightarrow$ l'effort horizontal sera : $H_v = p.L_p.h \Rightarrow H_v = 49.96\,t$

<u>Freinage</u>: les surcharges de chaussée A(ℓ) et B_c sont susceptibles de developper des reactions de Freinage, la resultante sera supposeé appliquée au centre de l'axe longitudinal du pont.

effort de Freinage developpé par A(ℓ) : $F_A = \dfrac{A}{20 + 0{,}0035\,\Omega}\,\Omega$ avec Ω = surface chargée

$\Omega = \ell \times \ell_s$

donc : $A = 1216{,}29\ Kg/m^2$

$\Omega = 24{,}5 \times 7 = 171{,}5\,m^2$

On trouve : $F_A = 10{,}13\,t$

effort de Freinage developpé par B_c : égale à 30t, poids d'un camion B_c.

Seisme:

$\varepsilon_H = 0{,}1$; coefficient d'accéleration horizontal du seisme.

$G = 18{,}075 \times 126{,}5 = 2286{,}57\,t \Rightarrow H_S = 0{,}1 \times 2286{,}57 = 228{,}65\,t$.

<u>Variation lineaire du tablier</u>:

ce sont des deformations dûes essentiellement au fluage, retrait et aux variations de température, des deformations qui ont un impact direct sur les appui en créant des efforts horizontaux.

Retrait : on admet que 60% du retrait a lieu avant la mise en place des poutres préfabriquées.

$$\frac{\Delta l_r}{L_p} = -\frac{100-60}{100}\,\varepsilon_r \Rightarrow -\Delta l_r = -40.\ \varepsilon_r \times L_p = -40 \times 4.10^{-4} \times 126,5$$

$\Rightarrow \Delta l_r = -20,24$ mm.

fluage :

$$\frac{\Delta l_f}{L_p} = 3\,\varepsilon_i = \frac{3\,\sigma'_m}{E_v} \Rightarrow \Delta l_f = \frac{3\sigma'_m\, L_p}{E_v}$$

avec $E_v = 140\,000$ kg/cm² (module de deformation lente du béton)

$\sigma'_m = 48,77$ kg/cm² (contrainte au niveau de la fibre moyenne.)

$\Rightarrow \Delta l_f = 52,17$ mm .

température :

$\Delta l_t = \pm\, \varepsilon_{\Delta t} \times L_p$ $\quad \varepsilon_{\Delta t}$ est estimé à 0,3 ‰

d'où $\Delta l_t = \pm\, 0,0003 \times 126,5 \times 10^3 = -37,95$ mm.

total des variations lineaires dûes au retrait, fluage, variations de temperature

allongement : $\Delta l^+_{max} = 37,95$ mm

retrecissement $\Delta l^-_{max} = -(20,24 + 39,75 + 52,17) = -110,36$ mm .

Determination des appareils d'appuis :

Reaction d'appui :

sous charge permanente . . . . $\frac{229,56}{5} = 45,91$ t

Sous la surcharge C_D (defavorable) . . . . . . $\frac{148,86}{5} = 29,78$ t

Reaction maximale sous chaque appui :

$R_{max} = 45,91 + 29,78 = 74,97$ t

Reaction minimale sous chaque appui :

$R_{min} = 45,91$ t

choix des appareils d'appui :

pour les piles : 300/400/69

pour les culées : 300/400/122

catalogue S.E.T.R.A

Ces appareils d'appui ont chacun une capacité de 100t et sont en élastomère fretté.

Verification des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{100 \times 10^3}{30 \times 40} = 83,33 \text{ kg/cm}^2$$

on doit avoir $\sigma_{max} < \bar{\sigma}_m$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{74,97 \times 10^3}{30 \times 40} = 62,45 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{max}$$

REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX

Determination des rigidités :

les efforts horizontaux seront repartis sur l'infrastructure en fonction de la rigidité des éléments la constituant. Le Tablier étant supposé infiniment rigide.

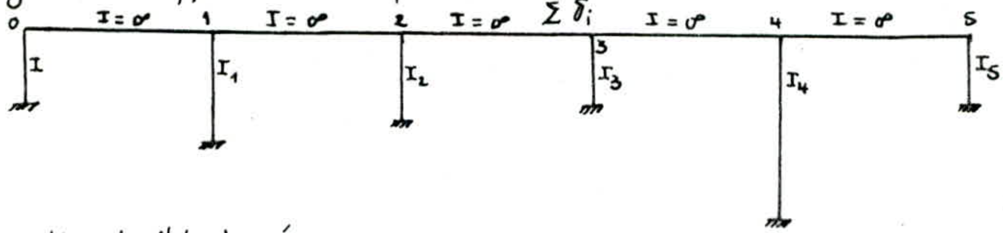
La deformation d'une pile ou d'une culeé sous l'effet d'un effort horizontal unitaire est :

$\Sigma \delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$ avec : δ_1 = deformation de l'elastomére

δ_2 = deformation des fûts de la pile ou de voiles de la culée

δ_3 = deformation de la fondation.

La rigidité d'un appui est donné par : $k = \dfrac{1}{\Sigma \delta_i}$



Deformation de l'elastomére :

$\delta_1 = \dfrac{T_r}{n G A}$ avec T_r = hauteur de l'elastomére

G = module de cisaillement de l'elastomére ($G = 10\,kg/cm^2$)

$A = a \times b = 30 \times 40 = 1200\,cm^2$ aire de l'elastomére.

n = nombre d'appareils d'appui

Appareils d'appui au niveau de la culée : $n = 5$; $T_r = 12,2\,cm$; $\delta_{10} = \delta_{15} = 1,016\,mm$.

Appareils d'appui au niveau de la pile : $n = 10$; $T_r = 6,8\,cm$; $\delta_{11} = \delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{14} = 0,29\,mm$.

Deformation de la culeé et de la pile :

les rigidités des voiles de la culée sont assez grande. Par ailleurs on admet que la deformation de la culeé est nulle : $\delta_{20} = \delta_{25} = 0$

la deformation d'un fût de la pile est :

$\delta_{2i} = \dfrac{h_i^3}{3 E I \times n}$ avec : n = Nbre de fût = 3

$E = 21000\sqrt{\sigma'_{28}} = 363731\,kg/cm^2$.

I = Inertie d'un fût de la pile.

E = module d'elasticité du béton.

n = nbre de fût.

$h_1 = 16,145\,m$; $h_2 = 14,018\,m$; $h_3 = 10,118\,m$, $h_4 = 19,518$; h_i = hauteur de la pile.

on trouve : $\delta_{21} = 0,516\,mm$; $\delta_{22} = 0,333\,mm$; $\delta_{23} = 0,127\,mm$; $\delta_{24} = 0,913\,mm$

Deformation de la fondation :

$\delta(H=1) = \omega + \varphi h$ où ω : deplacement en tête de pieu

φh : deplacement dû à la rotation de la fondation

Cette rotation et ce deplacement sont évalués à l'aide des Tableaux de HEINRICH-WERNER qui tiennent compte des caracteristiques du sol.

on a : $EI\omega = \dfrac{\chi_{\omega}}{\lambda^2} M^* + \chi_{\omega_{P^*}} \dfrac{P^*}{\lambda^3}$ et $EI\varphi = \chi_{\varphi_{M^*}} \dfrac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi_{P^*}} \dfrac{P^*}{\lambda^2}$

Pour une fondation sur n pieux $\Rightarrow$ pour chaque pieu : $P^* = \dfrac{1}{n}$ et $M^* = \dfrac{1 \cdot h}{n}$

λ = paramétre dépendant du module de reaction du sol C_u et des caracteristiques de pieu :

$\lambda = \dfrac{1}{\alpha}$ avec $\alpha = \sqrt[4]{\dfrac{4EI}{C_u \cdot b}}$ α = longueur elastique du pieu.

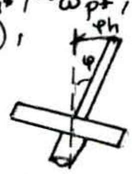
b = diamétre du pieu

C_u = module de reaction du sol

I = moment d'inertie du pieu

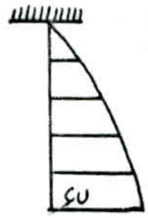
E = module de deformation instantaneé du béton.

Les tableaux de H. WERNER donnent : $\chi_{\omega_{M^*}}, \chi_{\omega_{P^*}}, \chi_{\varphi_{M^*}}, \chi_{\varphi_{P^*}}$ en fonction de $\lambda \ell$ (ℓ = longueur du pieu), de la variation de C_u dans le sol, du mode d'appui du pied du pieu.



<u>deformation de la fondation de la pile</u> :

On retient que pour une fondation reposant sur 2 files de pieux, la rotation en tête du pieu est considérée égale à 0 ($\varphi = 0$) et $p^* = \frac{1}{6} = 0{,}17\,t$: effort tranchant en tête de pieu.
le module de réaction du sol est estimé à $c_U = 6000\,t/m^3$, sa variation est supposé comme l'indique la figure ci-dessous.
(ouvrage "Beton und Stahlbetonbau")

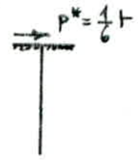


variation du module de reaction du sol le long du pieu.

en appliquant à notre cas :
$c_U = 60000\,t/m^3$; $E = 3{,}64 \times 10^6\,t/m^2$, $I = 0{,}102\,m^4$
on trouve $\alpha = 4{,}47\,m \Rightarrow \lambda = 0{,}223\,m^{-1} \Rightarrow \lambda\ell = 3{,}122$
avec $\ell = 14\,m$.
le Tableau de H. Werner nous donne : $\chi_{\omega_{M^*}} = -1{,}17$
$\chi_{\omega_{p^*}} = -1{,}52$; $\chi_{\varphi_{M^*}} = 1{,}49$; $\chi_{\varphi_{p^*}} = 1{,}17$.

$$\Rightarrow EI\varphi = \chi^*_{\varphi_{M^*}} \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi_{p^*}} \frac{p^*}{\lambda^2} = 0 \Rightarrow M^* = -\frac{\chi_{\varphi p^*}\, p^*}{\chi_{\varphi_{M^*}}\, \lambda} \Rightarrow M^* = -0{,}60\,tm$$

et
$$EI\omega = \chi_{\omega_{M^*}} \frac{M^*}{\lambda^2} + \chi_{\omega_{p^*}} \frac{p^*}{\lambda^2} \Rightarrow \omega = 0{,}35 \times 10^{-5}\,m$$



<u>Deformation de la fondation de la culée</u> :

en tête de pieu l'effort tranchant est $p^* = \frac{1}{8} = 0{,}125\,t$

$$\varphi = 0 \Rightarrow M^* = -\frac{\chi_{\varphi p^*}\; p^*}{\chi_{\varphi_{M^*}}\; \lambda} = \frac{1{,}49 \times 0{,}125}{1{,}17 \quad 0{,}223} = -0{,}714\,tm$$

et $\omega = 3{,}8 \times 10^{-5}\,m$.

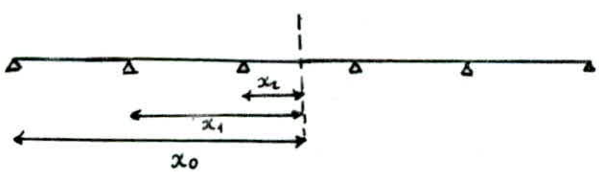
Répartition des efforts horizontaux aux piles et aux culées :

le pourcentage d'effort repris pour chaque appui est donné par l'expression suivante :
$H_i\,\% = \frac{k_i}{\Sigma k_i}$ donc l'effort repris sera : $H_i = \frac{H\,k_i}{\Sigma k_i}$

	abscisse x [m]	elastomères δ_{1i} [10^{-5} m]	Pile, culée δ_{2i} [10^{-5} m]	Fondation δ_{3i} [10^{-3} m]	deformation $\Sigma \delta_i$ [10^{-5}]	k_i	H_i %	$k_i x_i$	Freinage H_{fr} [t]	Seisme H_{seisme} [t]
culée 0	0	101,6	0	3,8	105,4	0,0095	11,91	0	3,573	27,23
pile 1	25	29	51,6	0,35	80,95	0,0124	15,55	0.31	4,606	35,55
pile 2	50,5	29	33,3	0,35	62,65	0,0160	20,00	0,808	6,000	45,73
pile 3	76	29	12,7	0,35	42,05	0,024	30,11	1,824	9,033	68,85
pile 4	101,5	29	91,3	0,35	120,65	0,0083	10,41	0,842	3,123	23,80
culée 5	126,5	101,6	0	3,8	105,4	0,0095	11,91	1,202	3,573	27,23
					Σ	0,0797	100	4,986	30	228,66

<u>Effort horizontaux engendrés par la variation lineaire du Tablier</u> :

la section du tablier qui ne subit aucun deplacement est donné par cet abscisse :
$$x_0 = \frac{\Sigma k_i x_i}{\Sigma k_i} = \frac{4{,}98}{0{,}08} = 62{,}25\,m$$



la variation linéaire d'un point distant de x_i du centre de deplacement est : $U_{L_i} = \Delta L_{max} \cdot \frac{x_i}{L}$
avec $\Delta L_{max} = 110{,}36\,mm$ (variation lineaire maximale dûe à la température, au fluage et au retrait)
Cette variation lineaire engendre sur l'appui un effort horizontal :
$$H_{U_\ell} = \frac{n\, G \cdot U_L \cdot a \cdot b}{T_r}$$

a, b, G, T_r caractéristiques des appareils d'appuis.
n = nbre d'appareils d'appuis.

pour chaque pile : $H_{U_{\ell_1}} = 57{,}3\,t$; $H_{U_{\ell_2}} = 19{,}11$;
pour chaque culée : $H_{U_\ell} = 27{,}07\,t$.

VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI

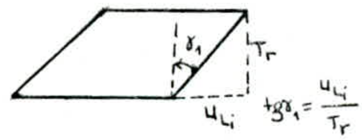
1- Verification au cisaillement

1.1 - Sous variation lineaire :

Condition à verifier : $\tau_{H_1} = G\,tg\gamma_1 \leq 0{,}5\,G \iff tg\gamma_1 \leq 0{,}5$

pour le pile : $u_L = 33{,}23$ mm , $T_r = 69$ mm $\Rightarrow tg\gamma_1 = \frac{u_L}{T_r} = \frac{33{,}23}{69} = 0{,}48 < 0{,}5$

pour la culeé : $u_L = 55{,}05$ mm ; $T_r = 122$ mm ; $\Rightarrow tg\gamma_1 = 0{,}45 < 0{,}5$



1.2 Sous variation lineaire + freinage :

Condition à verifier : $G\,tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{n\,ab} \leq 0{,}7\,G \iff tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{n\,G\,ab} \leq 0{,}7$

pile : $n = 10$; $H_{fr} = 8{,}75\,t$; $u_{L_2} = 10{,}99$ mm $\Rightarrow tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{n\,G\,ab} = \frac{10{,}99}{69} + \frac{8{,}75 \times 10^3}{10 \times 1200 \times 10} = 0{,}23 < 0{,}7$

Culeé : $n = 5$; $H_{fr} = 4{,}93\,t$; $u_{L_0} = 55{,}05$ mm $\Rightarrow tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{n\,G\,ab} = \frac{55{,}05}{122} + \frac{4{,}93 \times 10^3}{5 \times 10 \times 1200} = 0{,}54 < 0{,}7$

1.3 Sous variation lineaire + freinage + Seisme :

condition à verifier est : $G\,tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2n\,ab} + \frac{H_s}{2n\,ab} \leq 1{,}3\,G \iff tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2G\,n.a.b} + \frac{H_s}{2G.n.a.b} \leq 1{,}3$

pile : $H_s = 66{,}78\,t \Rightarrow tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2n\,ab\,G} + \frac{H_s}{2n\,ab\,G} = 0{,}8 < 1{,}3$

culeé : $H_s = 37{,}6\,t \Rightarrow tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2n\,ab\,G} + \frac{H_s}{2n\,ab\,G} = 0{,}81 < 1{,}3$

1.4 Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui :

condition à verifier : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5\,G$

$\tau_N = 1{,}5\,\frac{\sigma_{max}}{\beta}$ (contrainte de cisaillement dûe à la charge verticale) ; $\sigma_{max} = 62{,}45$ kg/cm²

$\beta = \frac{a.b}{2t\,(a+b)}$ (coefficient de forme de l'appareil d'appui)

t = epaisseur d'un feuillet elémentaire de l'elastomére ($t = 10$mm) $\Rightarrow \beta = 8{,}57 \Rightarrow \tau_N = 10{,}93$ kg/cm²

$\tau_H = G\,tg\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2n\,ab} + \frac{H_s}{2n\,ab} = 8{,}1$ kg/cm²

$\tau_\alpha = \frac{1}{2}\,\frac{a^2}{t^2}\,\frac{\alpha_T + \alpha_0}{n}\,G$ avec α_0 = rotation dûe aux imperfections de l'appareil d'appui et aux defauts d'execution : $\alpha_0 = \frac{1}{100}$ rd

α_T = rotation d'appui en service : $\alpha_T = 0{,}0066$ rd

n = nbre de feuillets d'elastomére par appareil d'appui : n = 9

donc $\tau_\alpha = \frac{1}{2}\left(\frac{40}{1}\right)^2 \cdot \frac{0{,}0066 + 0{,}01}{9} \times 10 = 14{,}75$ kg/cm²

$\tau = 10{,}93 + 8{,}1 + 14{,}75 = 33{,}79$ kg/cm² $< 5\,G = 50$ kg/cm²

2- Condition de Non glissement :

la condition à verifier est : $H \leq f.N$

$f = 0{,}1 + \frac{6}{\sigma_{max}} + 0{,}15$ f : etant le coefficient de frottement total ; $f = 0{,}346$

$N = R_{min} = 45{,}19\,t$.

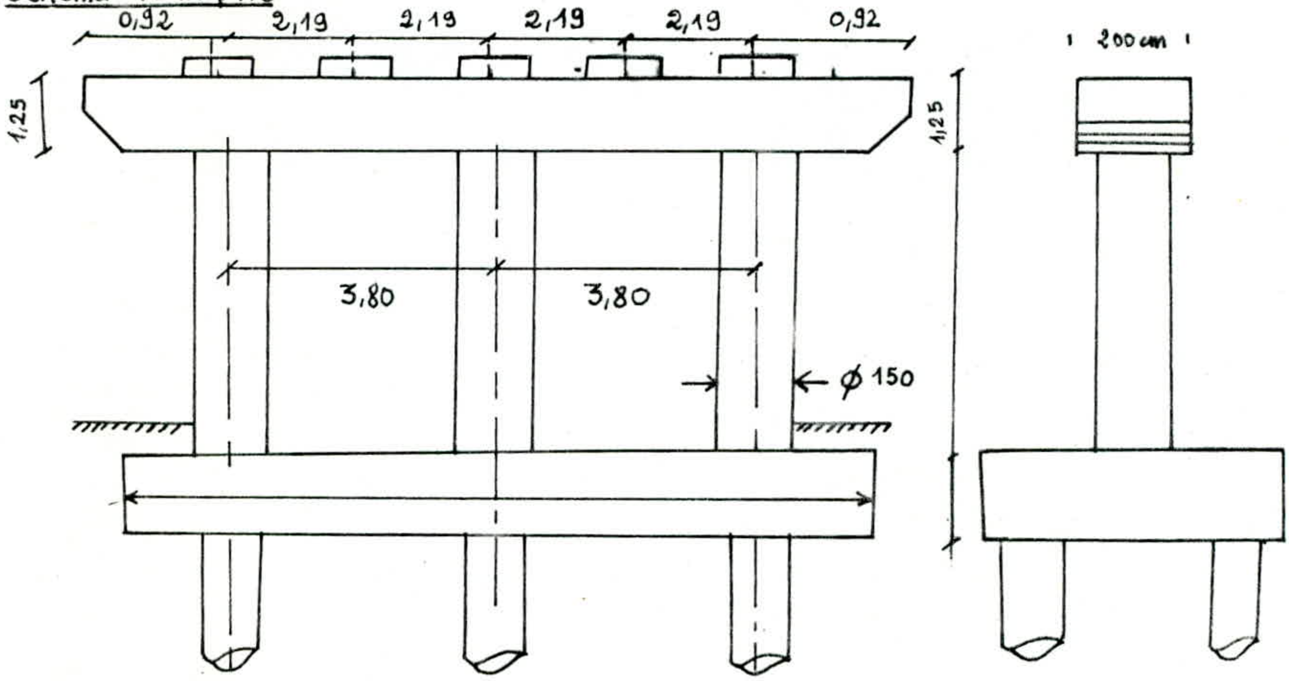
. pour la culeé : $H = \frac{1}{10}\left[H_{fr} + H_s + H_{vL}\right] = \frac{1}{6}\left[4{,}93 + 37{,}6 + 27{,}07\right] = 13{,}92\,t < f.N = 15{,}64\,t$

. pour la pile : $H = \frac{1}{10}\left[H_{fr} + H_s + H_{vL}\right] = \frac{1}{10}\left[8{,}75 + 66{,}78 + 57{,}8\right] = 13{,}33 < f.N = 15{,}64\,t$

le choix est correct, toute les verifications sont satisfaites.

ETUDE DE LA PILE

Schema de la pile :



Etude du chevêtre :

le chevêtre est conçu de manière à resister à son propre poids ainsi qu'aux surcharges provenant du tablier. Il repose sur trois appuis qui sont les fûts et pour cela il sera calculé comme une poutre continue reposant sur trois appuis.

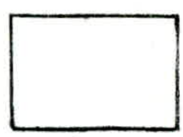
Son rôle principal est de repartir équitablement les efforts provenant du tablier vers les fûts et aux fondations.

Evaluation des efforts :

poids propre du chevêtre : $q_{r_G} = 1{,}25 \times 2 \times 2{,}5 = 6{,}25\ t/ml$

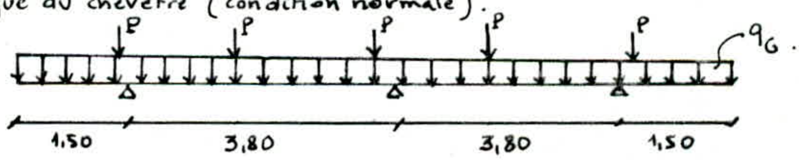
poids propre du tablier dans chaque poutre : $\frac{459{,}12}{5} = 91{,}82t$

Surcharge revenant à la poutre : $\frac{216{,}26}{5} = 43{,}25$

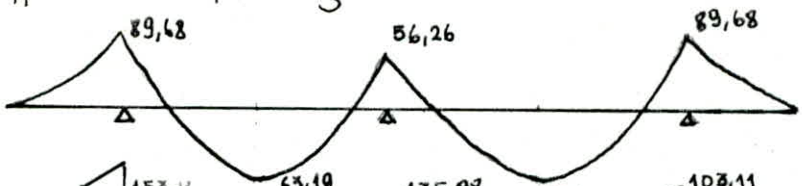


Charge concentrée : $P = P_G + 1{,}2\ P_S = 143{,}73t$

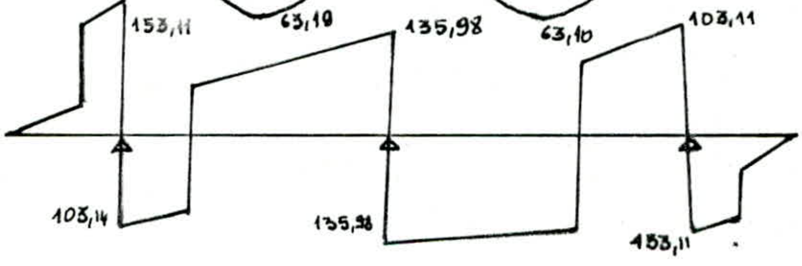
Schema statique du chevêtre (condition normale).



après avoir appliqué la methode des 3 moments pour la determination de ceux-ci, ainsi que l'effort tranchant, les diagrammes obtenus sont :

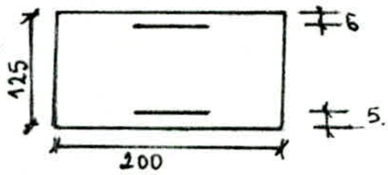


moment en [tm]



effort tranchant en [t]

En condition sismique : (combinaison du second genre : $S = G + p + SI$), on trouve $s' = 141{,}53\,t$ qui est inferieure à la condition normale qui sera prise pour le ferraillage du chevêtre :



moment maximum sur appui : $M_{max} = 89{,}68$ tm

moment maximum sur la travée : $M_{max} = 63{,}19$ tm

et $T_{max} = -153{,}11$ tm.

Ferraillage :

methode de charon :

Armatures supérieures : $M_{max} = 89{,}68$ tm (sur appui)

$h = 125 - 6 = 119$ cm ; $\mu = \dfrac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \dfrac{15 \times 89{,}68 \times 10^5}{2800 \times 200 \times 119^2} = 0{,}017$

$\mu = 0{,}017 \rightarrow K = 72{,}0$; $\varepsilon = 0{,}9425$ ce qui donnera une section d'acier : $A = \dfrac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a}$

$A = 28{,}66\ cm^2$ on prend 9T20 comme armatures superieure.

verification à la fissuration : $\sigma_1 = K \dfrac{n}{\phi} \dfrac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f}$; $\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\dfrac{n K \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$K = 10^6$; $n = 1{,}6$; $\tilde{\omega}_f = \dfrac{A}{B_f} = 0{,}0109 \Rightarrow \sigma_1 = 787{,}36\ kg/cm^2$; $\sigma_2 = 1859\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a = \min\left\{\frac{2}{3}\sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2)\right\} = 1859\ kg/cm^2$; la section d'acier sera calculée avec $\bar{\sigma}_a = 1859\ kg/cm^2$

On trouve $\mu = 0{,}0255 \rightarrow K = 57{,}0$; $\varepsilon = 0{,}9306$; $A = 43{,}56\ cm^2$ on prend 14T20 ($A = 43{,}98\ cm^2$)

les contraintes vis a vis du béton sont verifiées.

Armatures inferieures : $M = 63{,}19$ tm.

$h = 125 - 5 = 120$ cm $\rightarrow \mu = 0{,}0117 \rightarrow k = 88{,}5$; $\varepsilon = 0{,}9517 \Rightarrow A = 19{,}76\ cm^2$ on prend 7T20 $\rightarrow A = 21{,}99\ cm^2$

Effort tranchant :

$T_{max} = 153{,}17$ t

calcul de la contrainte de cisaillement : $\tau_b = \dfrac{T}{b \cdot z} = \dfrac{153{,}17 \times 10^3}{200 \times \frac{7}{8} \times 119} = 7{,}35\ kg/cm^2$.

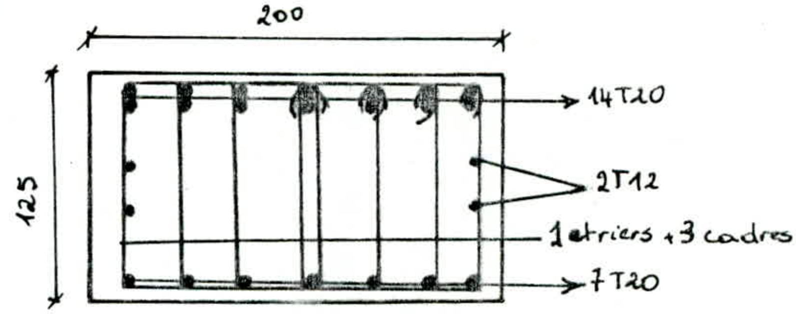
$\bar{\tau}_b = 3{,}5\,\bar{\sigma}_b = 3{,}5 \times 7{,}5 = 26{,}25\ kg/cm^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$

on aura à calculer les armatures transversales :

$\rho_{at} = \max\left[\left(1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) ; \dfrac{2}{3}\right] = 0{,}8995$; $\sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 3778\ kg/cm^2$

$\bar{t} = \min\left\{0{,}2h ; \left(1 - 0{,}3\dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h\right\} = 25{,}8$ cm

on prend $t = 25$ cm.



Etude des fûts :

les charges et surcharges du tablier sont transmises au chevêtre qui les repartie equitablement sur les fûts de la pile, sans pour cela omettre les charges horizontales provenant des effets du seisme; de la temperature, du freinage ainsi que le vent.

Ces efforts provoquent un moment flechissant et un effort tranchant à la base du fût.

Efforts à la base du fût :

CONDITION NORMALE	EFForts Horizontaux H [t]	EFForts Verticaux N [t]	d (m)	moments
Chevêtre		53,05		
Fûts		258,70		
poids propre du tablier		431,74		
surcharge C_D		272,82		
variation lineaire du Tablier	57,8		20,768	1200,39
Freinage	3,124		20,768	53,99
Vent	23,02		10,384	239,04

Combinaison du 1er genre : G + p + V + T

(1) $N_{min} = 743,9t$; $H = 80,82t$; $M = 1439,43tm$

(2) $N_{max} = 1016,31t$; $H = 57,8t$; $M = 1200,39tm$

Efforts à la base de chaque fût :

$N'_{min} = 247,83t$; $H' = 26,9t$; $M' = 479,81t$

$N'_{max} = 338,77t$; $H' = 19,26t$; $M' = 400,13tm$

CONDITION SISMIQUE	H [t]	N [t]	d [m]	M/o [tm]
Chevêtre : 53,05 $\begin{cases}1,07\\0,93\end{cases}$		56,76 49,33		
Fûts : 258,70 $\begin{cases}1,07\\0,93\end{cases}$		276,809 240,591		
Tablier : 431,74 $\begin{cases}1,07\\0,93\end{cases}$		461,96 401,52		
Surcharge C_D		272,82		
Variation lineaire du tablier	57,8		20,768	1200,39
Freinage	3,124		20,768	53,99
Seisme : [2,4 + 0,1 (53,05 + 258,8)]	55		16,94	931,70

Combinaison du second genre : G + p + SI + T

$N_{min} = 691,44t$; $H = 115,4t$; $M = 2186,07t$

$N_{max} = 1068,35t$; $H = 112,8t$; $M = 2132,09tm$

→ efforts à la base de chaque fut :

$N'_{min} = 230,5t$; $H' = 38,46t$; $M' = 728,69tm$

$N'_{max} = 356,11t$; $H' = 37,6t$; $M' = 710,7t$

Ferraillage du fût :

chaque fût est sollicité en flexion composé, et la combinaison défavorable est la condition Sismique qui la donne :

$N^* = 230{,}5\,t$; $H^* = 38{,}46\,t$; $M^* = 728{,}69\,tm$

$e_0 = \frac{M^*}{N^*} = \frac{728{,}69}{230{,}5} = 3{,}16\,m > \frac{D}{8} = \frac{1{,}50}{8} = 0{,}187\,m$ donc la section est partiellement comprimée.

$e_0 > 0{,}375\,D = 0{,}5625\,m \Rightarrow \delta = 0{,}6$ (condition extrême) $\Rightarrow \bar{\sigma}'_{bf.c} = 1{,}5\,\bar{\sigma}'_b = 1{,}5 \times 184 = 276\,kg/cm^2$

Flambement du fût :

pour nous placer dans le domaine de la securité, car il nous est trés difficile de definir la nature des appuis aux extremités on adopte pour la longueur $\ell_c = \beta . \ell_0$ une valeur $\beta = 1{,}3$ où β est le facteur de flambement qui dépend de la nature des appuis aux extremités des fûts, et ℓ_c est la longueur de flambement.

$\ell_0 = 19{,}518\,m \Rightarrow \ell_c = 1{,}3 \times 19{,}518 = 25{,}37\,m$.

fût circulaire de diamétre $D = 1{,}50\,m \Rightarrow S = \frac{\pi D^2}{4} = 1{,}77\,m^2$; $I = \frac{\pi D^4}{64} = 0{,}248\,m^4$

le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0{,}374$, $\lambda = \frac{\ell_c}{i} = 67{,}77$

On a $\lambda > 50$ et $50 < \lambda \leq 150$, le fût se calculera en flexion composeé avec une excentricité f_c :

$f_c = \frac{4a}{3}(1+\gamma) \times 10^{-3} \times (\lambda - 50)^{3/2}$, avec γ etant le rapport de l'effort normal de longue durée à l'effort normal maximal.

$\gamma = 0{,}696 \Rightarrow f_c = 0{,}254\,m$ donc $e = 3{,}654\,m \Rightarrow M = N \times e = 230{,}5 \times 3{,}654 = 842{,}25\,t$

$r = 0{,}75$ (rayon du fût) ; $d = 12\,cm$; $\frac{d}{2r} = 0{,}08$

$K_e = \frac{Nr}{M} = 0{,}20$; $K_a = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}_a} = 0{,}05$ aprés une double interpolation dans les tableaux en annexe de l'aide memoire de B.A (DAVIDOVICI) section circulaires pleines et partiellement comprimées, on obtient : $\tilde{\omega}\% = 2{,}984$; $K = 18{,}812 \Rightarrow A = \frac{\tilde{\omega} . \pi r^2}{100} = 501{,}31\,cm^2$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4000}{18{,}812} = 212{,}63\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 276\,kg/cm^2$; on adopte une section de 40T40 dont $A = 502{,}4\,cm^2$.

Verification des contraintes :

$K = 18{,}812 \Rightarrow$ position de l'axe neutre, aprés interpolation on trouve : $K_{y_1} = 0{,}409$; $K' = 12{,}012$

pour cela $y_1 = K_{y_1} \phi = 0{,}409 \times 150 = 61{,}32\,cm \Rightarrow \sigma'_a = K' \sigma'_b = 12{,}012 \times 212{,}63 = 2554{,}11\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a$

verification en condition normale :

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} . 4000 = 2667\,kg/cm^2$; $\bar{\sigma}'_b = 184\,kg/cm^2$ et $M^* = 421{,}72\,tm$; $N^* = 247{,}83\,t \Rightarrow e_0 = 1{,}70\,m$

donc $e = e_0 + f_{2c}$ avec $f_{2c} = 0{,}254 \Rightarrow e = 1{,}94\,m \Rightarrow M = N.e = 484{,}67\,tm$; $K_e = \frac{Nr}{M} = 0{,}65$

on trouve : $\tilde{\omega}\% = 2{,}84 \Rightarrow K_b = 0{,}7256$; $K = 13{,}6077$ on trouve : $\sigma'_b = \frac{1}{K_b} . \frac{M}{r^3} = 158{,}33\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$

et $\sigma_a = K \sigma'_b = 2154{,}52\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$.

aprés interpolation on trouve : $K' = 12{,}056$; $K_{y_1} = 0{,}4752 \Rightarrow y_1 = K_{y_1} \phi = 71{,}28\,cm$ et $\sigma'_a = K' \sigma'_b$

$\sigma'_a = 1908{,}826\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_a$.

Verification d'un choc accidentel :

en considerant un choc lateral d'un tronc d'arbre ou bloc de cailloux qui engendrera une force laterale $F = 10\,t$ situé à 1,5 m de la base (lit de l'oued).

$M_1 = 15\,tm$ et $T = 10\,t$

cet effet sera cumulé avec l'effet hydrodynamique de l'eau en moment de crue.

la force hydrodynamique de l'eau est donneé par la relation suivante : $R = KSV^2$

avec V = vitesse du courant ; S = surface du maitre - couple.

La valeur de K est de 80 (systeme MKS) pour une pile sans avant bec ; le rapport $\sqrt{\frac{R}{S}}$ n'est pas inferieur à 0,075 bars qd il s'agit de courant de crue.

on prend $h = 2m$; $S = \pi R h = 4{,}71\,m^2$, $V = 4\,m/s \Rightarrow R = 6{,}028\,t \Rightarrow M_2 = R . h \times \frac{2}{3} = 8{,}04\,tm$

On cumule ensuite les efforts dûs au choc et ceux dûs à l'effet de l'eau.
on trouve : $M_T = 23{,}04\ tm$; $T_T = 16{,}028\ t$
l'effort normal à prendre en considération est celui dûe à la condition sismique.
$N^* = 230{,}5\ t$.
D'où l'excentricité sera : $e = \frac{M^*}{N^*} = \frac{23{,}04}{230{,}5} = 0{,}1\ m$ et $\frac{D}{8} = \frac{1{,}50}{8} = 0{,}875\ m \Rightarrow e < \frac{D}{8}$

Section entièrement comprimée.
On trouve pour contrainte : $\sigma'_{b_1} = 37{,}40\ Kg/cm^2$; $\sigma'_{b_2} = 23{,}75\ Kg/cm^2 \Rightarrow$ des contraintes sont vérifiées.

Ferraillage transversale :

zone courante : $t \leq \begin{cases} t_1 = (100\ \phi_t - 15\ \phi_{Lmax})\left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right). \\ t_2 = 15\left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right)\phi_{Lmin}. \end{cases}$

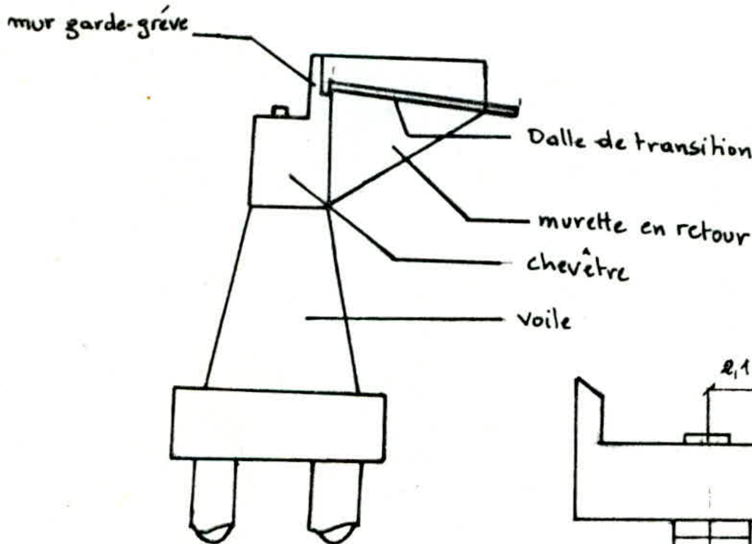
On prendra des cerces de $\phi 12 \Rightarrow \phi_t = 1{,}2\ cm$; $\phi_{Lmax} = \phi_{Lmin} = 4{,}0\ cm$; $\sigma'_b = 158{,}33\ Kg/cm^2$
$\bar{\sigma}'_{b_0} = 92\ Kg/cm^2$.
On aura pour l'espacement transversale :

$$t \leq \begin{cases} t_1 = (100 \times 1{,}2 - 15 \times 4)\left(2 - \frac{158{,}334}{92}\right) = 25\ cm \\ t_2 = 15\left(2 - \frac{158{,}334}{92}\right) \times 4{,}00 = 16{,}73\ cm \end{cases}$$

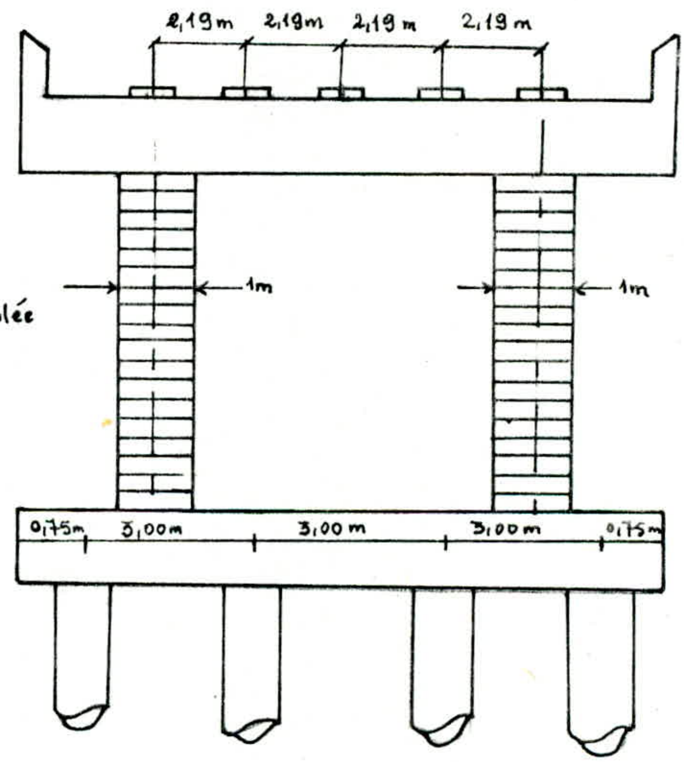
on prend comme espacement en zone courante : $t = 15\ cm$ et en zone de recouvrement : $t = 10\ cm$.

ETUDE DE LA CULÉE

Les culées representent les appuis extrêmes du pont, elles permettent relier la chaussée au terrain au moyen de la dalle de transition les constituants.
Elles sont aussi munies de murs en retours et murs gardes-grève qui sont destinés à retenir les remblais.
Vu l'importance des poussées existantes, le choix d'une culée enterreé est economique et sécuritaire.
schéma :



Coupe transversale de la culée



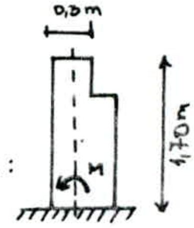
Etude des elements de la culée :

1. Mur garde greve : étant supposé encastré au niveau inferieure, son étude sera menée suivant les considerations du document S.E.T.R.A.

les efforts verticaux sont negligés car ils ne créent pas de moments à la base de la console.

Au nombre de trois, les forces à considérer sont les suivantes :

1 - poussée des terres
2 - poussée d'une charges locale située en arriére du mur garde-gréve.
3 - Force de freinage d'un essieu lourd du camion B_c.



a - Evaluation des efforts à la section d'encastrement du mur garde-gréve :

- poussée des terres :

$$M_T = \frac{i \cdot \Delta \cdot h^3}{6}$$ avec
i = coefficient de poussée → $i = 0,3$
Δ = poids volumique du remblai → $\Delta = 2\,t/m^3$
h = hauteur du garde-greve → $h = 1,70\,m$

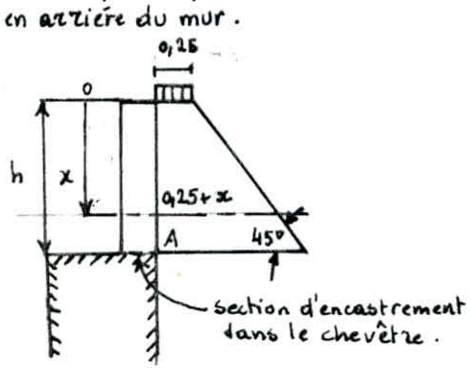
on trouve $M_T = 0,49\,t/ml$

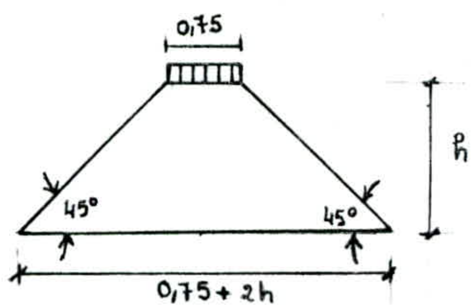
- poussée des charges locales :

il a été verifié que la sollicitation totale dûe aux camions types B_c (poussée des charges locales + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève dans le domaine considéré ($0,5\,m \leq h \leq 3\,m$) que d'autres charges sans freinage telle que tandem B_t, convois militaires, charges exceptionnelles. l'effet le plus defavorable est produit par 2 roues arrière de 6t de deux camions accolés placés de telle maniere que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde-grève.

les charges réelles, soit 2 roues de 6t distantes de 0,50 m, sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t repartie sur un rectangle de 0,25×0,75m circonscrit aux carrés d'impact de chacune des roues.

On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi defini se repartit à 45° lateralement et en arrière du mur.





l'expression du moment en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_P = \frac{12\,K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x}\,dx \quad tm/m$$; dans laquelle K est un coefficient ayant pour valeur : $K = i \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$

avec i = coefficient de poussée (0,3) ; γ = coefficient de ponderation (1,11) ; δ = coefficient de majoration dynamique (1), b_c = coefficient de reduction pour pont de 1er classe, 2 voies chargées)

on trouve $M_P = 2,44\,tm/ml$

le moment à l'encastrement est : $M_F = \frac{6h}{0,25+2h}\,\gamma$ avec $\gamma = 1,2$ et $h = 1,70m$ → $M_F = 3,1\,tm/ml$

le moment total : $M = M_T + M_P + M_F = 0,49 + 2,44 + 3,1 = 6,03\,tm/ml$

le moment à l'encastrement dans le sens opposé est essentiellement dû au freinage minoré de la poussée des terres : $M' = -3,2\,tm/ml$

Ferraillage :

Ferraillage vertical : $M = 6,03\,tm/ml$ on trouve : $\mu = 0,048$ → $K = 39,2$; $\varepsilon = 0,9077$

et $A = 9,125\,cm^2/ml$ soit 9T12 espacés de 10cm et dans la face avant on trouve 5T12/ml espacés de 20cm.

Ferraillage horizontal :

pour $1m \leq h \leq 2m$, on peut prevoir des T10 tous les 15 cm .

Corbeau d'appui :

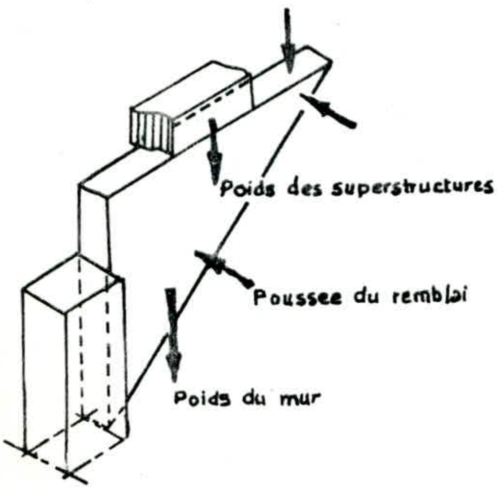
pour le ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition, on adopte celui donné dans le bulletin S.E.T.R.A dont une coupe est represente dans la planche .

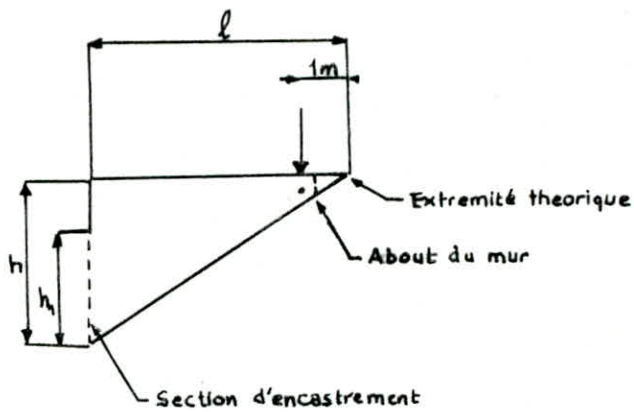
Murette en retour :

chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes, qui peuvent être appliquées ensemble:

- poids propre , y compris superstructures :
- poussee horizontale repartie
- charges concentreés verticales

les schémas ci-dessous definissent les forces appliquees, ainsi que la geometrie du mur prise en compte pour le calcul .





l'evaluation des efforts se fera par rapport à la Section d'encastrement .

- charges verticales

l'effort tranchant à l'encastrement est : $T_V = 2{,}5\,\frac{\ell \cdot h_t}{2}\,e + 0{,}3\,\ell + 4 = 10{,}45\,t$ ($\ell = 4m$; $h_t = 3{,}50m$ $e = 0{,}3m$)

et le moment d'axe horizontale à l'encastrement:

$$M_V = 2{,}5\,\frac{\ell^2 \cdot h}{6}\,e + 0{,}3\,\frac{\ell^2}{2} + 4\times(\ell-1) = 21{,}40\,tm$$

charges horizontales :

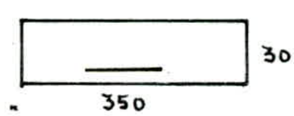
. l'effort tranchant à l'encastrement est : $T_H = \left(\frac{h}{3} + 0{,}5\right)\cdot\frac{\ell \cdot h}{2} + 2 = 13{,}67\,t$

. moment d'axe verticale à l'encastrement :

$$M_H = \left(\frac{h_t}{3} + 0{,}5\right)\frac{\ell^2 h_t}{6} + 2\,(\ell - 1) = 21{,}56\,tm$$

Ferraillage:

Axe verticale: $M_H = 21{,}56\,tm$



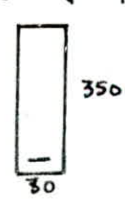
$$\mu = \frac{15 \times 21{,}56 \times 10^5}{2800 \times 350 \times 25^2} = 0{,}053 \Rightarrow \varepsilon = 0{,}9038 \text{ et } K = 37$$

$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{37} = 75{,}67\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$ et $A_H = \frac{21{,}56 \times 10^5}{0{,}9038 \times 25 \times 2800} = 34{,}07\,cm^2 \Rightarrow 11T20\ (34{,}54\,cm^2)$

Axe Horizontale: $M_V = 21{,}40\ tm$.

$\mu = 0{,}003$; $\varepsilon = 0{,}9697$; $K = 150$; on trouve $A_V = 2{,}28\ cm^2$ on prend 2T14 ($3{,}08\,cm^2$)

les dispositions constructives sont presentees dans les planches .



Dalle de transition :

la dalle de transition assure la continuité entre la chasseé du pont et la chausseé du terrain. Elle est prevue aussi pour eviter le denivellement qui peut se produire entre la chausseé du pont et la chausseé courante en cas de tassement du remblai. l'etude de la dalle de transition se fera en suivant les hypothéses de chargement exposeés dans le bulletin S.E.T.R.A

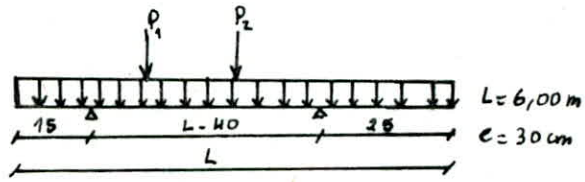
charges et surcharges :

on considere une bande de 1m de large

charges permanentes

poids propre ...... 0,75 t/ml

revêtement ..... 0,176 t/ml



donc $M_G = \frac{q_G \cdot \ell^2}{8} = \frac{0{,}926 \times 5{,}6^2}{8} = 3{,}63$ tm/ml ; $T_G = q_G \frac{\ell}{2} = 0{,}926 \times \frac{5{,}6}{2} = 2{,}6$ t/ml

Surcharges : Le systeme B_t est le plus defavorable, les roues sont placeés comme l'indique la figure (1). On admet que les roues de rangeés P_1 et P_2 sont equivalentes chacune á une charge repartie de 5,5t/ml, assimilable á un rouleau indefini. La rangeé P_1 est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égale á 2 pour tenir compte du choc d'un essieu. La charge équivalente á la rangeé P_2 se repartit entre les deux appuis de la dalle de transition et doit être affecteé d'un coefficient de majoration dynamique qu'on peut estimer á 1,5.

$P_1 = 2 \times 5{,}5 = 11$t ; $P_2 = 1{,}5 \times 5{,}5 = 8{,}25$t

Calcul des efforts :

on utilise le théoreme de BARRÉ pour determiner le moment maximum et on trouve $M_{max} = 22{,}69$ tm/ml

et pour l'éffort tranchant c'st la section d'appui qui est dangereuse, on place P_1 á la section d'appui et on trouve : $T_{max} = 16{,}75$ t/ml

efforts maximaux :

$M = M_G + M_S = 26{,}32$ tm/ml

$T = T_G + T_S = 19{,}35$ t/ml

Ferraillage :

$M = 26{,}32$ tm/ml $\Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 26{,}32 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 27^2} = 0{,}193 \Rightarrow K = 15{,}8$ et $\varepsilon = 0{,}8371$

on trouve : $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{26{,}32 \times 10^5}{2800 \times 0{,}8371 \times 27} = 41{,}60$ cm² $\Rightarrow$ 14 T 20 ($A = 43{,}96$ cm² espaceés de 8cm)

dans l'autre sens on prend des armatures de répartition : $A_r = \frac{A}{4} = 10{,}4$ cm² $\Rightarrow$ 6T16 espaceés de 20cm

Verification au cisaillement :

$\tau_b = \frac{T}{b \times z} \leq 1{,}1\, \bar{\sigma}_b = 8{,}8$ Kg/cm²

$\tau = \frac{19{,}35 \times 10^3}{7/8 \times 27 \times 100} = 8{,}2$ Kg/cm² $\Rightarrow \tau < \bar{\tau}_b$

Chevêtre :

le chevêtre en plus de son poids propre est soumis aux efforts provenant du :

- mur garde-grève
- de la dalle de transition
- des murettes en retour
- du tablier lorsque les points d'appui ne sont pas disposés au droit des colonnes ou poteaux
- des verins pour soulever le Tablier.

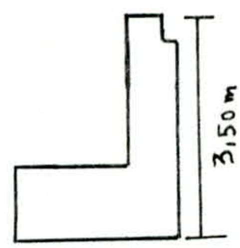
Evaluation des charges :

poids propre : $2 \times 2{,}5 \times S = 5{,}S$ avec S étant la surface du chevêtre y compris le garde-grève.

le coefficient 2 tient compte du poids moyen de la partie du tablier situé au droit du chevêtre au moment de la construction.

$S = 1{,}80 \times 2 + 1{,}7 \times 0{,}55 = 4{,}54\ m^2$

donc $q_G = 22{,}68\ t/ml$.



- Surcharges transmise par le garde-grève.
- les charges verticales ne sont pas considerées.
- charges horizontales :

poussées des terres : $H_p = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} \times 0{,}3 \times 2 \times (3{,}5)^2 = 3{,}68\ t/ml$

Poussée de la charge localisée en arrière du mur garde-grève :

$$H_1 = \frac{12\ K}{0{,}75 + 2h} = \frac{12 \times 0{,}3663}{0{,}75 + 2 \times 0{,}3663} = 2{,}96\ t/ml$$

Freinage : $H_f = \frac{7{,}2}{0{,}25 + 2h} = 1{,}27\ t/ml$

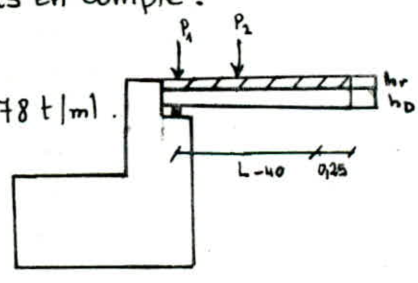
Dalle de transition :

pour le calcul du chevêtre, on doit prendre en compte les effets locaux de la dalle de transition qui sont différents des efforts géneraux pris en compte.

$h_D = 0{,}30\ m$; $h_r = 0{,}08\ m$

reaction de la charge permanente :

$$q_{G_2} = D(1{,}25 \times h_D + 1{,}1\ h_R) = 6\,(1{,}25 \times 0{,}3 + 1{,}1 \times 0{,}08) = 2{,}78\ t/ml.$$



reaction des charges B_c et B_t :

B_c : $q'_{Bc} = 2 \times 5{,}5 + 1{,}5 \times 5{,}5 \times \frac{5{,}6 - 1{,}5}{5{,}6} = 17\ t/ml$

B_t : $q'_{Bt} = 2 \times 5{,}5 + 1{,}5 \times 5{,}5\ \frac{5{,}6 - 1{,}35}{5{,}6} = 17{,}26\ t/ml$

B_t est plus defavorable ; on aura pour le total : $q_2 = q_{G_2} + q'_{Bt} = 2{,}78 + 17{,}26 = 20{,}04\ t/ml$

murettes en retour :

les actions transmises par les murettes en retour en retour au chevêtre sont très diverses et aléatoires. Les plus importantes sont dûes à des charges variables concentreés appliqueés aux murettes :

Verticalement $F_V = 4\ t$

horizontalement $F_H = 2t$

poids propre d'une murette en retour : $G = 5{,}25\ t$

Tablier :

les efforts provenant du tablier sont transmis sur le chevêtre par les poutres. Chaque poutre transmet une charge concentrée de $p = 74,97\,t$

calcul des efforts :

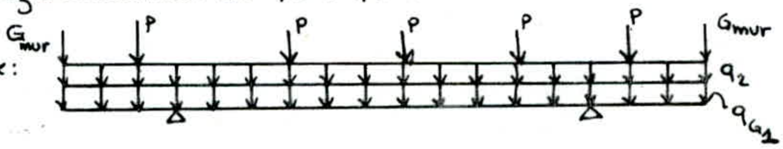
schéma statique du chevêtre :

$G_{mur} = 5,25\,t$

$p = 74,97\,t$

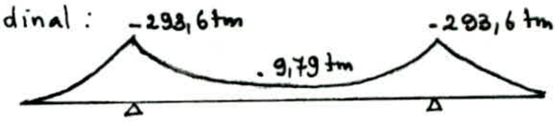
$q_2 = 20,04\,t/ml$

$q_G = 22,63\,t/ml$

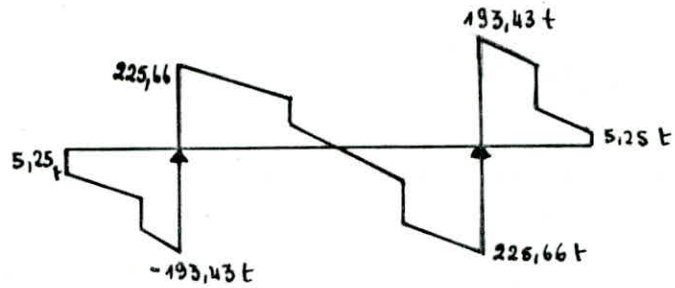


Diagrammes des efforts sollicitant le chevêtre :

. moment fléchissant longitudinal :



. Effort tranchant :



Ferraillage :

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 293,66 \times 10^5}{2800 \times 200 \times 175^2} = 0,026 \Rightarrow \varepsilon = 0,9324 \; ; \; K = 59$$

$$A = \frac{293,6 \times 10^5}{0,9324 \times 2800 \times 175} = 64,26\ cm^2$$

prise en compte de la torsion : les sections trouvées sont majorées de 15%

armatures supérieures : $A = 1,15 \times 64,26 = 73,95\ cm^2$ soit 24T20 ($A = 75,36\ cm^2$)

armatures inférieures : on mettra des armatures de construction.

Effort tranchant :

$T = 225,66\,t \Rightarrow \tau_b = 7,16\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 3,5\,\bar{\sigma}_b$

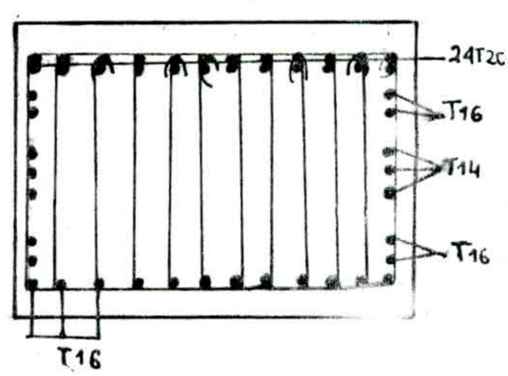
$A_t = 6$ cadres $\phi 10$ ($A_t = 7,85\ cm^2$)

$\rho_{at} = 0,894$ donc $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} = 3754,5\ kg/cm^2$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{7,85 \times 7/8 \times 175 \times 3754,5}{225,66 \times 10^3} = 20\,cm$$

$$\bar{t} = \min\left\{ 0,2 \times 175 \; ; \; \left(1 - \frac{0,3 \times 7,16}{7,5}\right) \times 175 \right\} = 35\,cm$$

On prend $t = 20\,cm$ comme espacement.



Etude des voiles de la culée :

les 2 voiles existants dans chaque culée transmettent les charges provenant du Tablier à la fondation.

Sollicitation à prendre en compte :

- Actions verticales : réactions du tablier, poids propre et surcharges routières.
- Actions Horizontales : variation linéaire, freinage, séisme et poussées de terres.

• poussée de terre :

on prend en considération les poussées du remblai sur le mur garde-grève ainsi que sur le chevêtre.

Condition normale :

$$H_n = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 l \quad \text{avec} \quad K_a = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} = 0{,}33 \; ; \; \varphi = 30° \; ; \; \gamma = 2t/m^3 \; , H = 3{,}50m \; , l = 10{,}6\,m$$

On trouve : $H_n = 43{,}28\,t$ et la distance d'application de cette poussée est : $d = 5{,}00 + \frac{3{,}50}{3} = 6{,}167\,m$

Condition sismique :

$\varphi = 30°$, $\alpha = 0$, $\delta = 0$; $\beta = 0$ et le coefficient de poussée Ka est donné par la relation suivante :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \nu - \beta)}{\cos\nu \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta+\beta+\nu)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\cdot\sin(\varphi-\nu-\alpha)}{\cos(\delta+\beta+\nu)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

avec $\nu = \operatorname{arctg}\left(\varepsilon_H / (1 \pm \varepsilon_V)\right)$; $\varepsilon_H = 0{,}1$; $\varepsilon_V = \pm 0{,}07$

On trouve $K_a = 0{,}4$ et $H_S = \frac{1}{2} K_a \gamma l \cdot H^2 \Rightarrow H_S = 51{,}94\,t$ et $d = 6{,}167$

Evaluation des efforts à la base de la culée :

condition normale :

	H[t]	R[t]	d[m]	M/o [tm]
Chevêtre : 2,5×1,8×10,6×2		95,4		
Mur garde-greve + corbeau : 2,5×0,55×1,7×10,6		24,78	0,725	17,966
murettes en retour		13,86	2,3	31,878
dalle de transition 2,5/2 × 6 × 0,3 × 10		22,50	0,85	19,125
poids propre du tablier		229,56	0,325	-74,607
Voiles 2,5/2 ×(2+4)×5×1×2		75		0
Surcharges routieres		148,86	0,325	-48,380
Poussée des terres	43,28		6,167	-266,893
variation lineaire du tablier	27,03		6,8	-184,076
Freinage	4,93		6,8	-33,524

Effort à la base de la culée : (combinaison du 1er genre).

$N_{min} = 461{,}1\,t$ et $H = 76{,}276\,t$; $M = -456{,}64\,tm$

$N_{max} = 609{,}96\,t$ et $H = 70{,}35\,t$; $M = -554{,}923\,tm$

et à la base de chaque voile ces valeurs seront divisées par 2.

Condition sismique :

	H	R[t]	d[m]	M/o[tm]
chevêtre {1,07 / 0,93	—	102,08 / 88,72	—	—
mur garde grève {1,07 / 0,93	—	26,51 / 23,05	0,725	19,22 / 16,71
mur en retour {1,07 / 0,93	—	14,83 / 12,89	2,3	34,11 / 29,65
dalle de transition {1,07 / 0,93	—	24,07 / 20,92	0,85	20,46 / 17,78
poids propre du tablier {1,07 / 0,93	—	245,63 / 213,49	0,325	-79,83 / -69,38
Voiles {1,07 / 0,93	—	80,25 / 69,75	—	—
Surcharge routieres: C_D	—	148,86	0,325	-48,38
poussées des terres	51,94	—	6,167	-320,296
Variation linéaire du tablier	27,07	—	6,8	-184,07
Freinage	4,93	—	6,8	-33,524
Seisme : 26 + 0,1 × 231,54	49,15	—	6,922	-340,22

a' la base de chaque voile ; on aura :

(1)
$N_{min} = \frac{1}{2} \times 428{,}82 = 214{,}4\,t$
$H = \frac{133{,}09}{2} = 66{,}545\,t$
$M = \frac{883{,}35}{2} = 441{,}675\,tm$

(2)
$N_{max} = \frac{642{,}23\,t}{2} = 321{,}115\,t$
$H = \frac{128{,}16\,t}{2} = 64{,}08\,t$
$M = \frac{932{,}56\,tm}{2} = 466{,}28\,tm$

Ferraillage du voile :

c'est la section à la base du voile qui est la plus sollicitée
le ferraillage se fera avec la condition sismique qui est la plus defavorable.

$N_{min} = 214{,}4\,t$; $M = 441{,}675\,tm \Rightarrow \frac{M}{N} = 2{,}06\,m$ donc $e_0 = 2{,}06\,m > \frac{h_t}{6} = \frac{200}{6} = 33{,}33\,cm$
la section est partiellement comprimeé
$\phi \leq 20\,mm$; $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200\,kg/cm^2$; $\bar{\sigma}_b' = 1{,}5\,(2\,\bar{\sigma}_{b0}') = 276\,kg/cm^2$ car $e_0 > \frac{h_t}{2}$
on calculera la section avec un moment fictif et en flexion simple.

$M = N \times f$ avec $f = e_0 + \frac{1}{2} h_t - d = 206 + \frac{1}{2} \times 200 - 5 = 301\,cm \Rightarrow M = 645{,}344\,tm$
et comme $M_{rb} = \frac{1}{2}\,\bar{\sigma}_b' \cdot \bar{\alpha}\,\bar{\gamma}\,b h^2$ avec

$$\bar{\alpha} = \frac{15\,\bar{\sigma}_b'}{15\,\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0{,}496 \quad \text{et} \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0{,}834$$

donc $M_{rb} = 2172{,}42\,tm > M_{flexion} \Rightarrow A' = 0$

$$\mathcal{A} = \frac{645{,}344 \times 10^5}{0{,}834 \times 4200 \times 195} = 94{,}48\,cm^2 \Rightarrow A = \mathcal{A} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 94{,}48 - \frac{214{,}41 \times 10^3}{4200} = 43{,}43\,cm^2$$

Comme le moment peut agir dans les deux sens on arme symetriquement $A = A' = 14T20$

Armatures transversales :

En Condition normale, nous avons $T = H = 38{,}138\,t$

$$\tau_b = \frac{T}{z \cdot b} = \frac{38{,}138 \times 10^3}{\frac{7}{8} \times 195 \times 100} = 2{,}23\ \mathrm{Kg/cm^2} \quad \text{et} \quad \overline{\tau}_b = 3{,}5 \times \overline{\sigma}_b = 3{,}5 \times 7{,}5 = 26{,}25\ \mathrm{Kg/cm^2}$$

la contrainte de cisaillement est verifiée car $\tau_b < \overline{\tau}_b$

on prend comme armatures transversales des T12 ($A_t = 2{,}26\ \mathrm{cm^2}$)

$$\overline{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en_t} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \max\left\{ 2/3 \,;\, \left(1 - \frac{\tau_b}{9\,\overline{\sigma}_b}\right) \right\} = 0{,}96 \Rightarrow \overline{\sigma}_{at} = 0{,}96 \times 4200 = 4032\ \mathrm{Kg/cm^2}$$

$$\overline{t} = \min\left\{ 0{,}2\,h \,;\, \left(1 - 0{,}3\,\frac{\tau_b}{\overline{\sigma}_b}\right) h \right\} = 39\ \mathrm{cm}$$

$$t \leq \frac{A_t \times z \times \overline{\sigma}_{at}}{T} = 40{,}76\ \mathrm{cm}$$ ⇒ on disposera les armatures selon les dispositions préconisées par le bulletin S.E.T.R.A soit :

mettre un cadre T12 tous les 15cm aux zones nodales, un cadres T12 ($e = 25\ \mathrm{cm}$)

on mettra aussi des armatures de peau tous les 30cm (T12).

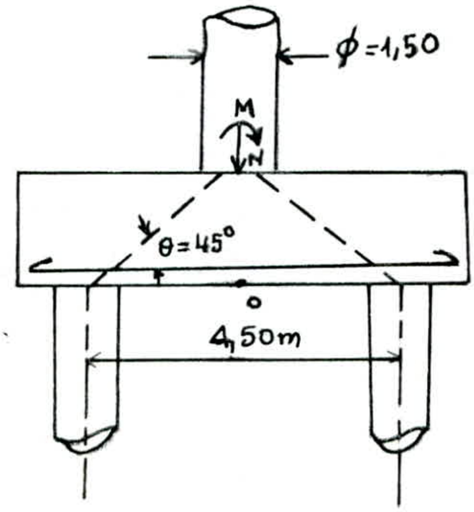
ETUDE DES FONDATIONS

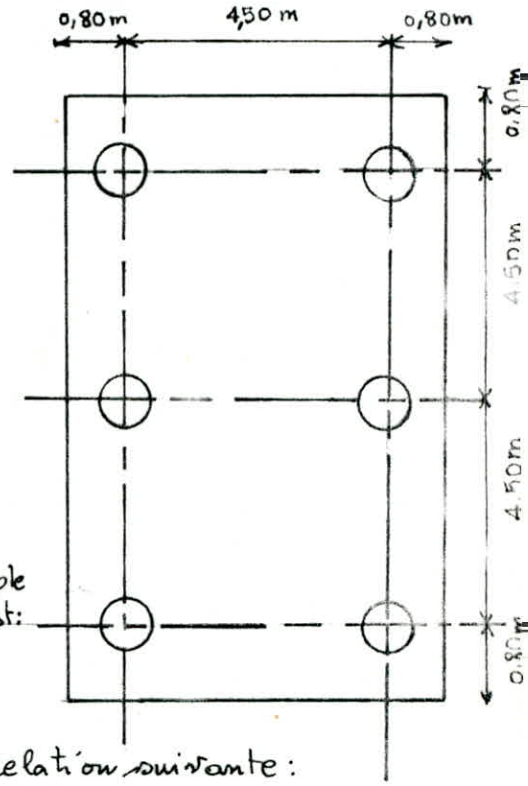
Calcul des elements des fondations :

Semelle de liaison des pieux de la fondation de la pile :

la methode utilisée est celle exposée dans le bulletin S.E.T.R.A reference [10]

- la semelle étant un massif indeformable.
- epaisseur de la semelle : $h_t = 1,50$
- la bielle forme un angle de 45° avec la base de la semelle.





la section d'armature transversale relative à un couple de pieux, determinée par la methode des bielles est :

$$A_1 = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} \frac{(\ell/2 - b/4)}{h}$$

La hauteur de la semelle se determine à l'aide de la relation suivante :

$$h_t \geq 0,5\left[3\,\phi_{pieu} - \frac{\phi_{fût}}{2}\right] + 10 = 0,5\left[3 \times 1,20 - \frac{1,50}{2}\right] + 10 = 152,5\,cm$$

on prend $h_t = 160\,cm$

evaluation des efforts :

poids propre de la semelle : $2,5 \times 10,6 \times 6,1 \times 1,60 = 258,64\,t$

surcharge du remblai sur la semelle : $2 \times 1,5 \times \left[10,6 \times 6,1 - \frac{3\pi\,(1,5)^2}{4}\right] = 178\,t$

effort normale :

condition normale : $N_T = 1016,31 + 258,64 + 178 = 1445\,t$

donc le nombre de pieux en considerant des pieux de capacité portante d'un pieux de 300t : $N = \frac{N_T}{300} = 4,81$ on prend 6 pieux pour avoir une repartition uniforme.

on a :

$$N^* = \frac{N_T}{3} = 481,67\,t.$$

$$M^* = \frac{M_T}{3} = \frac{1292,87}{3} = 430,95\,tm.$$

en condition sismique :

$$N_{max} = \frac{1}{3}\left[1068,35 + 1,07 \times 258,64 + 178\right] = 507,7\,t.$$

$$M_{max} = \frac{1}{3} \times 2488,73 = 829,6\,tm.$$

En condition normale : $R_{max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 360,95t$; $R_{min} = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,6} = 121,126t$

En condition sismique : $R_{max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 484,30t$; $R_{min} = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,6} = 23,40t$

Ferraillage :

dans le sens transversal :

Armatures inferieures : $A_1 = \frac{R^{max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{l/_2 - b/_4}{h} = \frac{360,54 \times 10^3}{2667 \times 150} \times \left(\frac{450}{2} - \frac{150}{4}\right) = 168,6 cm^2$

On choisit 21 T 32 $\Rightarrow A_1 = 168,84 cm^2$

Ces armatures vont être placées dans des bandes axeés sur les pieux, entre ces differentes bandes d'armatures on mettra des armatures de repartition.

$$A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = 56,28 cm^2 \text{ soit } 7 T 32$$

Armatures superieures : nous prendrons forfaiterement $A_{S_1} = \frac{A_1}{5} = 33,77 cm^2$

$A'_{S_1} = \frac{A'_1}{5} = 11,25 cm^2$

$A_{S_1} \longrightarrow 17 T 16$ $(34,17 cm^2)$

$A_{S_2} \longrightarrow 6 T 16$ $(12,06 cm^2)$

Verification des contraintes en condition sismique :

$R_{max} = 484,30t$; $\sigma_a = \frac{R_{max}\,(l/_2 - b/_4)}{A_1 \cdot h} = \frac{484,30\left(\frac{450}{2} - \frac{150}{4}\right)}{168,84 \times 160} = 3361,40 kg/cm^2$

$< \bar{\sigma}_a$.

Armatures longitudinales :

Des armatures longitudinales A_2 seront disposeés dans le sens de la longueur de la semelle.

Armatures inferieures : $A_2 = \frac{A_1}{3} = 56,28 cm^2$ (18 T 20).

Armatures superieures : $A'_2 = \frac{A_{S1}}{3} = 11,39 cm^2$ (6 T 16).

Ces armatures vont jouer le rôle d'armatures de repartition.

Verification des contraintes de compression des bielles :

Au niveau du poteau : $\sigma'_b = \frac{N}{B \sin^2\theta} \leq 0,6\,\sigma'_j$

$\sigma'_b = 338,77 \times \frac{10^3}{\pi \frac{(150)^2}{4} \times \sin^2 45} = 38,3 kg/cm^2$ et $0,6\,\sigma'_j = 184 kg/cm^2 \Rightarrow \sigma'_b < 0,6\,\sigma'_j$

Au niveau du pieu :

$\sigma'_{b_1} = \frac{N}{2B_1 \sin^2\theta} \leq 0,6\,\sigma'_j$ donc $\sigma'_{b_1} = \frac{381,87 \times 10^3}{2 \times 11309,73 \times \sin^2 45} = 33,7 kg/cm^2$

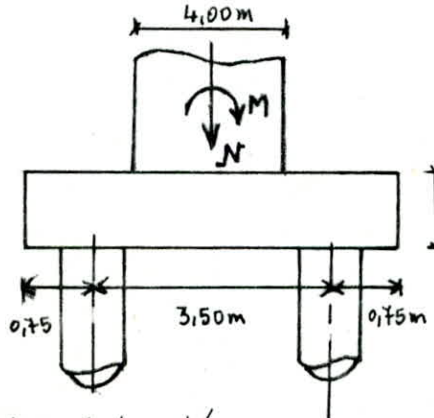
donc $\sigma'_{b_1} < 0,6\,\sigma'_j$.

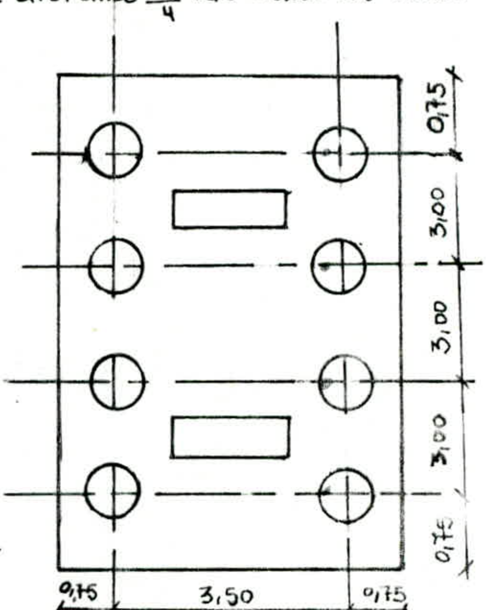
Semelle de liaison des pieux sous culée :

on utilisera la méthode de la R.D.M.

Suivant la largeur :

le moment est calculé dans la section située à la distance $\frac{a}{4}$ de l'axe du voile.





efforts à la base de la culée :

$M_{tot} = 456{,}64\,tm$; $N_{total} = 1222{,}35\,t$

$$Q_{max} = \frac{N_{tot}}{8} + \frac{M}{4d} = \frac{1222{,}35}{8} + \frac{456{,}64}{4 \times 3{,}50} = 185{,}41\,t$$

$$M\left(\frac{a}{4}\right) = Q_{max}\left[\frac{d}{2} - \frac{a}{4}\right] = 185{,}41 \times \left[\frac{3{,}5}{2} - \frac{4}{4}\right] = 139{,}06\,tm$$

$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$ avec : $z = \frac{7}{8}h \Rightarrow z = \frac{7}{8} \times 170 = 148{,}75$ cm on trouve : $A = 35{,}053\,cm^2$

$\bar{\sigma}_a = 2667\,Kg/cm^2$ car $\phi \geq 25$ mm soit 9T25.

Ces armatures seront disposées sur une largeur de $(\phi + h_t) = 3{,}00$ axé sur chaque couple de pieux. Entre chaque couple de pieux, on mettra 3T25

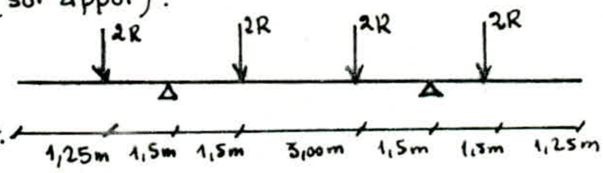
Suivant la longueur :

on considère la semelle comme une poutre appuyée sur les deux voiles et sollicitée par les réactions des pieux.

Reaction d'appui : $R = \frac{N_{tot}}{8} = \frac{1222{,}5}{8} = 152{,}79\,t \Rightarrow 2R = 305{,}59\,t$

$M_0 = -305{,}59 \times 1{,}5 = -458{,}38\,tm$ (sur appui).

$M_t = 916{,}785\,tm$



Armatures superieures :

$$A = \frac{M_0}{z\bar{\sigma}_a} = \frac{458{,}38 \times 10^5}{148{,}75 \times 2667} = 115{,}54\,cm^2.$$

on choisit : $24T25 = 122{,}5\,cm^2$ avec $e = 12{,}5$ cm.

Armatures en travées :

$$A = \frac{M_t}{z\bar{\sigma}_a} = \frac{916{,}785 \times 10^5}{148{,}75 \times 2667} = 231{,}09\,cm^2$$ on choisit 48T25 ; e = 25 cm.

Verification au non poinçonnement :

$$\tau = \frac{P}{b \times z} < \bar{\sigma}_b \qquad \text{avec } b = h_s + \phi \ ; \ \phi = 1{,}20\,m \ ; \ h_s = 1{,}80\,m \ ; \ b = 3{,}00\,m$$

$$P = R_{max} = Q_{max} = 185{,}41\,t \Rightarrow \tau = \frac{185{,}41 \times 10^3}{3{,}00 \times 10^2 \times 148{,}75} = 4{,}15\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b .$$

pour cela on est en securité vis à vis du poinçonnement.

CALCUL DES pieux sous culée :

Effort le long du pieu :

l'effort horizontal H ramené au centre de gravité de la fibre inférieure de la semelle, va se repartir sur les deux files de pieu. Chaque pieu est soumis à : $H^* = \frac{H}{n}$ avec $n = 8$.

Les pieux étant considérés encastrés à la semelle rigide, ne subissant pas de rotation en tête ($\varphi = 0$).

Pour cela le sol developpe un moment flechissant (reaction).

$$M^* = -\frac{\chi_{\varphi_{H^*}}}{\chi_{\varphi_{M^*}}} \frac{H^*}{\lambda}$$

Le mode de reaction du sol, le genre d'appui en pied de pieu, λ et les coefficients $\chi_{\varphi_{H^*}}$, $\chi_{\varphi_{M^*}}$, $\chi_{\omega_{H^*}}$, $\chi_{\omega_{M^*}}$ ont été determinés dans le chapitre "répartition des efforts horizontaux".

Le moment flechissant selon la theorie de HEINRICH WERNER est :

$$M(x) = M^* \chi_{\omega_{M^*}}(x) + \frac{H^*}{\lambda} \chi_{\omega_{H^*}}(x)$$

Les coefficients $\chi_{\omega_{M^*}}$, $\chi_{\omega_{H^*}}$ sont donnés par les tables de WERNER en fonction de la profondeur pour le coefficient λ donné.

Application au projet :

Sous les Sollicitations du 1er genre :

$H = 75{,}24\,t$ d'où l'effort horizontal en tête de pieu est : $H^* = \frac{H}{8} = 9{,}405\,t$

$\lambda \ell = 3{,}122$, les tables de WERNER ont donnés : $\chi_{\varphi_{P^*}}(x=0) = 1{,}17$; $\chi_{\varphi_{M^*}} = 1{,}49$

Il s'ensuit un moment flechissant de reaction du sol : $M^* = -\frac{\chi_{\varphi_{H^*}}(0) \times H^*}{\chi_{\varphi_{H^*}}(0)\ \lambda} = -33{,}12\,tm$

donc : $M(x) = 42{,}170\, \chi_{\omega_{H^*}}(x) - 33{,}12\, \chi_{\omega_{M^*}}(x)$ [tm]

Sous les sollicitations du 2ème genre :

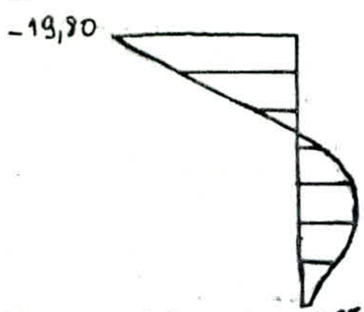
$H' = 191{,}41\,t$; $N' = 1067\,t$; $M = 1402{,}21\,tm$.

$H^* = 23{,}92\,t$

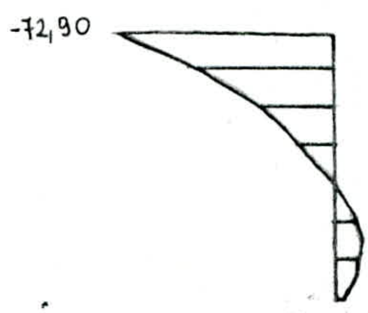
on aura l'expression du moment le long du pieu : $M(x) = 107{,}26\, \chi_{\omega_{H^*}}(x) - 107{,}26\, \chi_{\omega_{M^*}}(x)$

les resultats sont recapitulés dans le tableau ci-dessous :

x	$0{,}1\ell$	$0{,}2\ell$	$0{,}3\ell$	$0{,}4\ell$	$0{,}5\ell$	$0{,}6\ell$	$0{,}7\ell$	$0{,}8\ell$
$\chi_{\omega_{H^*}}$	0,3	0,45	0,52	0,50	0,40	0,30	0,19	0,05
$\chi_{\omega_{M^*}}$	0,98	0,90	0,75	0,60	0,40	0,25	0,13	0,009
mt flechissant 1er genre	-19,80	-10,83	-2,91	1,213	3,62	4,371	3,706	+1,87
mt flechissant 2ème genre	-72,90	-48,26	-24,67	-10,72	0	5,363	6,430	+4,39



Sollicitation 1^er genre



Sollicitation du 2^eme genre

FERRAILLAGE du pieu:

Armatures longitudinales

la Section en tête de pieu est nettement plus sollicitée que les autres pour les Sollicitations du second genre. Cette section sera ferraillé sous les efforts dûs aux sollicitations du 1^er genre à savoir $M = 19{,}80\ tm$; $N = F_{min} = 62{,}8\ t$.
Le ferraillage obtenu sera generalisé aux autres pieux. Ensuite on procédera à la Verification de la section d'acier obtenue aux efforts en condition sismique.

les sections seront ferraillées avec les tables exposeés dans l'aide memoire de B.A "DAVIDOVICCI" établies pour les sections circulaires pleines soumises à la flexion composeé.

Sous les sollicitations du 1^er genre.

$M = 19{,}80\ tm$; $N_{min} = 47{,}53\ t$; r = rayon du pieu $= \frac{1{,}20}{2} = 0{,}60\ m$; $d = 0{,}06\ m$

$e = \frac{M}{N} = 0{,}41\ m > 0{,}15 = \frac{R}{4}$ ⇒ la section est partiellement comprimée.

$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{47{,}53 \times 0{,}60}{19{,}80} = 1{,}44$

$K_a = \frac{M}{r^3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{19{,}80 \times 10^5}{60^3 \times 2800} = 0{,}003$

le pourcentage trouvé est inferieur au pourcentage minimale donné par le D.T.U à savoir $\omega\% = 0{,}5\%$ ⇒ $A = 56{,}52\ cm^2$ soit 18T20.

Verification des contraintes :

$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = 1{,}44$; $\omega\% = 0{,}5\%$ ⇒ $K_b = 0{,}49$; $K = 12{,}98$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = \dfrac{M}{K_b \cdot r^3} = \dfrac{19{,}80 \times 10^5}{0{,}49 \times 60^3} = 18{,}70\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma_a = K\,\sigma'_b = 242{,}82\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a \end{cases}$$

Verification aux sollicitations du 2^eme genre:

Efforts: $N' = 33{,}22\ t$

$M' = 72{,}90\ tm$; $\omega\% = 0{,}5\%$.

$K_e = \frac{N' \cdot r}{M'} = \frac{33{,}22 \times 60 \times 10^3}{72{,}90 \times 10^5} = 0{,}27$ ⇒ $\begin{cases} K_b = 0{,}39 \\ K = 35{,}44 \end{cases}$ ⇒ $\begin{cases} \dfrac{M}{r^3 K_b} = \dfrac{72{,}90 \times 10^5}{60^3 \times 0{,}39} = 86{,}54\ kg/cm^2 \\ \sigma_a = K\,\sigma'_b = 3066{,}92\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a \end{cases}$

Le Ferraillage calculé ci-dessus est maintenu, car les contraintes vis à vis du béton et de l'acier sont verifiées.

<u>Armatures transversales :</u>

on choisira :

en zone de recouvrement : 1 spire $\phi 12$ tous les 10 cm

en zone courante : 1 spire $\phi 12$ tous les 15 cm

sous forme de cerces helicoïdales .

BIBLIOGRAPHIE

(1) BARÉS R., MASSONNET ch.
"Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes"
DUNOD, 1966

(2) DREUX G.
"Pratique du beton precontraint"
Eyrolles, 1979

(3) LACROIX R., FUENTES A.
"le projet du béton precontraint"
Eyrolles, 1981

(4) MINISTÉRE DES travaux publics
"cahier de presctiptions communes"

(5) MINISTÉRE DE Transport (paris)
"Instructions provisoires N°1 et N°2 sur l'emploi du b.p"

(6) DAVIDOVICI V.
"Béton Armé", collection « Aide memoire »
DUNOD, 1979

(7) BELAZOUGUI
"CALCUL DES DALLES et planchers"

(8) SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes [FRANCE]
"Appuis des Tabliers pp 73, 1.3.2 Calculs complementaires, ferraillage type"

(9) WERNER H.
"BETON und stahlbetonbau"
H.&F. Bauaktiengesellschaft, MÜNCHEN 1970.