

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE D'OBTENTION DE DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

**Etude du Tablier d'un Pont
dalle hypostatique en Béton
précontraint**

4 PLANCHES

Proposé par :

E. N. G. O. A.

Étudié par :

Mlle ROUFED Saliha

Mr MOUSSOUS Boualem

PROMOTION JUIN 1987

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«O»

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE D'OBTENTION DE DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

Etude du Tablier d'un Pont dalle hypostatique en Béton précontraint

Proposé par :

E. N. G. O. A.

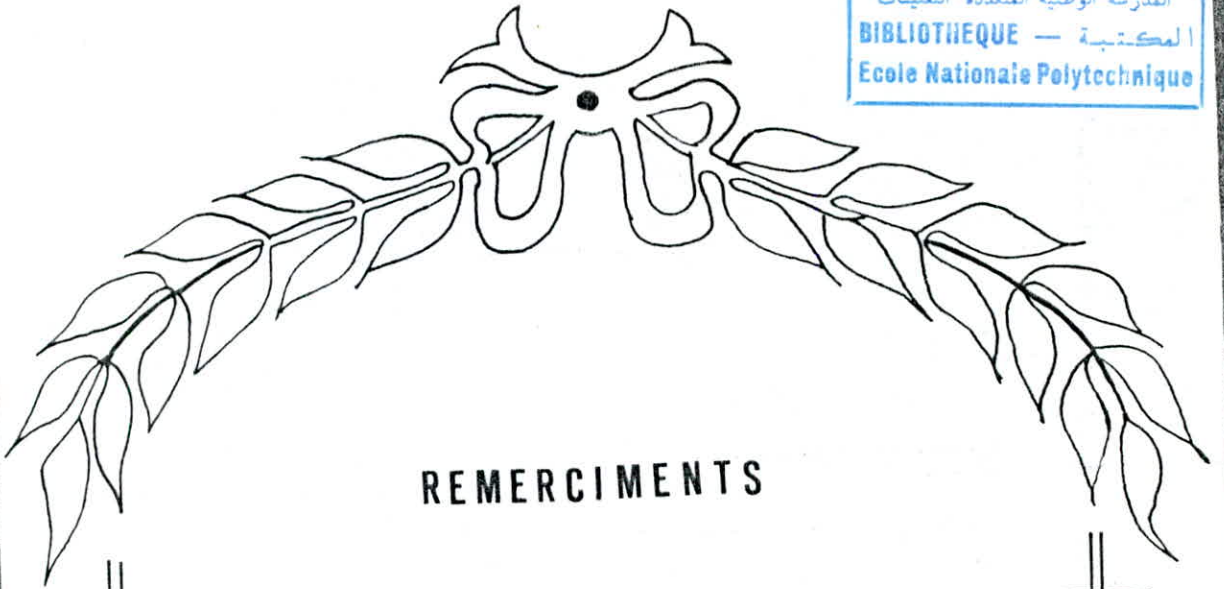
Etudié par :

Mlle ROUIFED Saliba

Mr MOUSSOUS Boualem

PROMOTION JUIN 1987

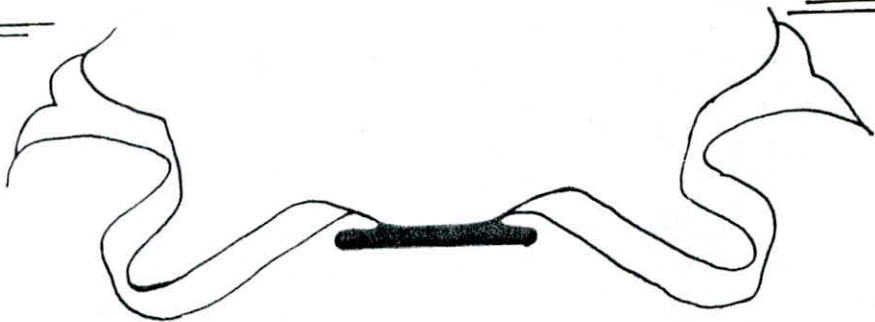
E.N.P. - 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER

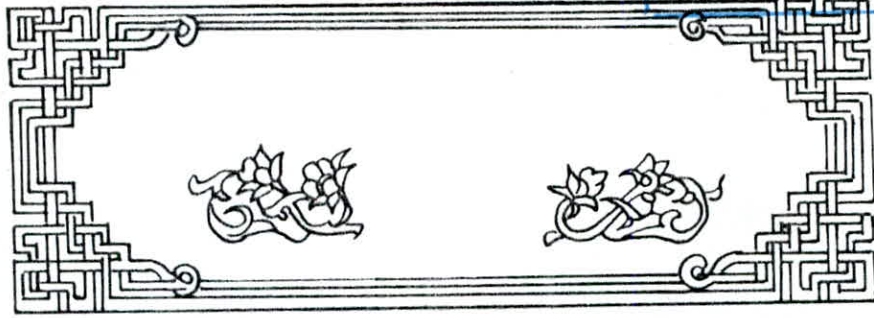


REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer tout particulièrement
notre reconnaissance pour l'aide que nous à apporter
M^{re} MOULOUD BOUNEFFA , ainsi que les ingénieurs
BOUALEM BOUCHERK et HAÏNE BOUSSAÏD , le chef de
chantier de DAK EL BEÏDA .

Nous tenons à remercier aussi M^{re} DAHOUMANE et
M^{re} MERZOUGI .





A la memoire de mon cher regretté pere

A ma famille

A tous mes enseignants durant toutes mes années d'études

A mes cheres amies

Sahha

A mon pere

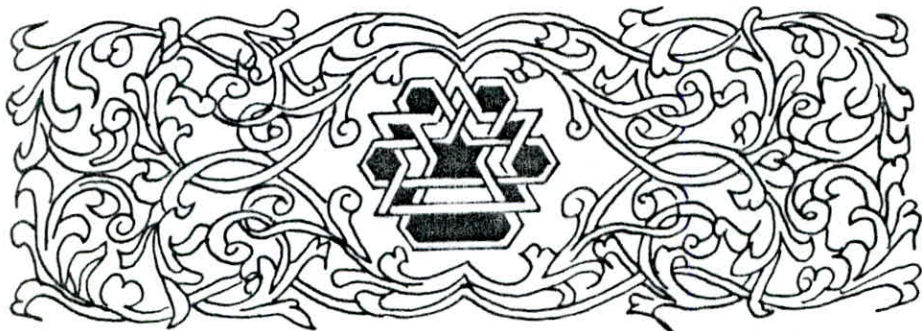
A ma mere

A mes deux sœurs

A mon frere

A mes très chers amis (es)

Boualem



SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — مكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

1	INTRODUCTION	1
2	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	4
3	METHODE DE GUYON MASSONET	7
4	SURCHARGES MOMENTS LONGITUDINAUX	15
5	PRECONTRAINTE	31
6	CABLAGE	42
7	VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE	59
8	EFFORTS TRANCHANTS ET REACTIONS D'APPUI	66
9	EFFORTS TRANCHANTS DANS LA DALLE	75
10	FLEXION TRANSVERSALE	81
11	FERRAILLAGE	92
12	APPAREILS D'APPUI	104
13	ANCRAGE	112

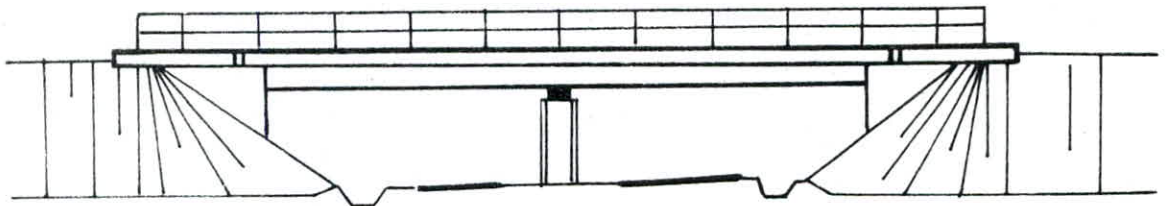
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

i N T R O D U C T I O N

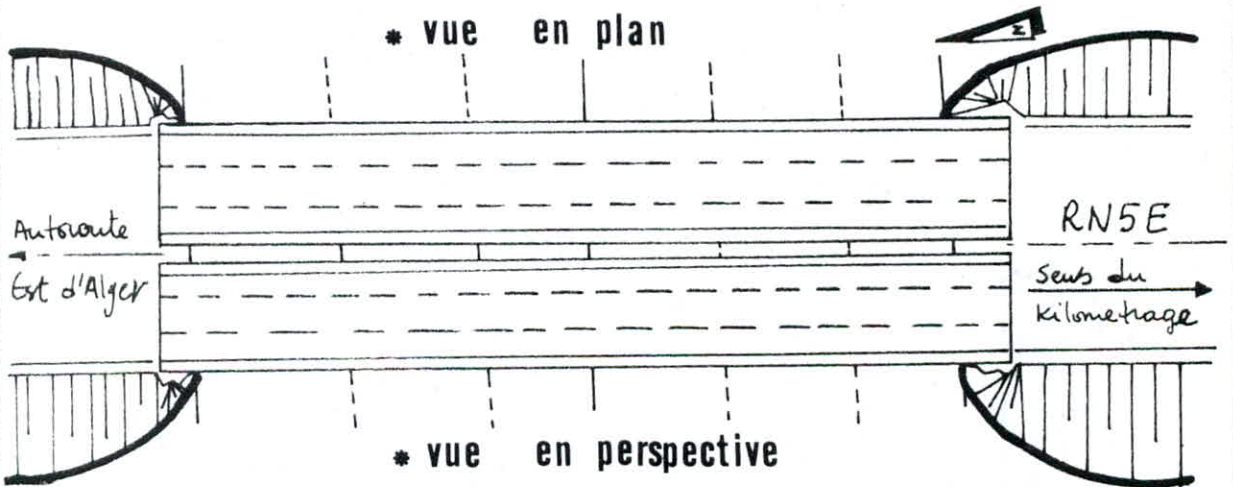
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet porte sur l'étude de deux tabliers indépendants, identiques d'un pont dalle hyperstatique en béton précontraint. Chaque tablier est une dalle pleine continue hyperstatique à deux travées égales de 27m chacune.

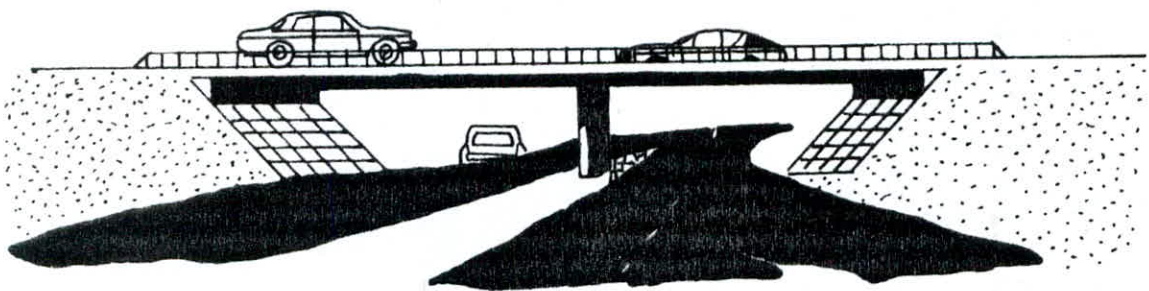
* vue en elevation



* vue en plan



* vue en perspective

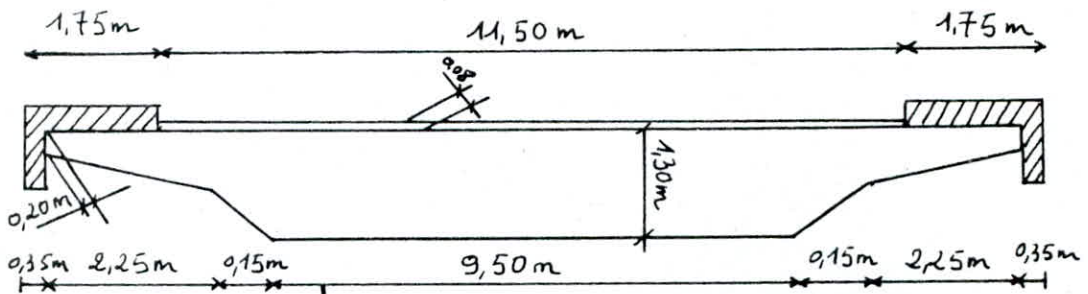


A/ DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

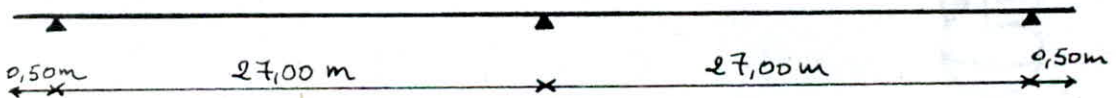
Cet ouvrage d'art de type PSDP (passage supérieur à dalle en béton précontraint) est un pont en dalle pleine continue à 2 travées égales de 27 m chacune.

Chaque encorbellement large de 2,40 m, supporte un trottoir de 1,75 m de largeur et bordant une chaussée de 11,50 m.

coupe transversale



coupe longitudinale



B/ ETUDE DU BIAIS

* **biais mécanique**: C'est l'angle que fait la largeur droite avec la direction du moment principal longitudinal. la loi empirique reliant le biais mécanique Ψ et le biais géométrique en fonction d'un coefficient de forme η de la travée considérée est donnée par:

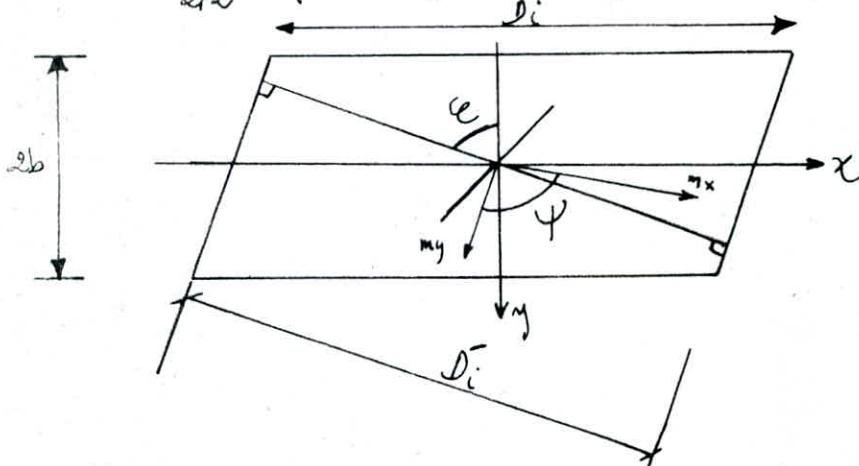
- $\Psi = E$ pour $\eta < 0,5$
- $\Psi = E + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - E)$ pour $0,5 \leq \eta \leq 2,7$
- $\Psi = 100$ pour $\eta > 2,7$.

avec $\eta_i = \frac{D_i \sin E}{2b} = \frac{\text{Pente droite}}{\text{Longueur droite}}$ $D'_i = D_i \sin E$

Dans notre cas $E = 110,9998$ grades, $D_i = 27\text{m}$, $2b = 11,45\text{m}$

d'où $\eta = 2,32$.

$$\Psi = E + \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - E) = 101,9 \text{ grades ou presque } \Psi = 100 \text{ G.}$$



- **biais géométrique:** C'est l'angle que fait l'axe longitudinal du pont avec la largeur biaisée $E = 110,9998 \text{ G}$

C/DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE A ENCORBELLEMENTS

Nous allons donc substituer à la dalle avec encorbellements la dalle équivalente de section rectangulaire de même hauteur que la dalle centrale et présentant la même inertie de flexion que la structure étudiée la longueur ($2b$) de la dalle équivalente est donnée par :

$$2b = \frac{12 I_x}{h^3} \quad \begin{array}{l} h: \text{hauteur de la dalle centrale} \\ I_x: \text{inertie totale de la structure.} \end{array}$$

Nous avons : $I_x = 2,0962 \text{ m}^4$, $h = 1,30 \text{ m}$

d'où $2b = 11,45 \text{ cm}$.

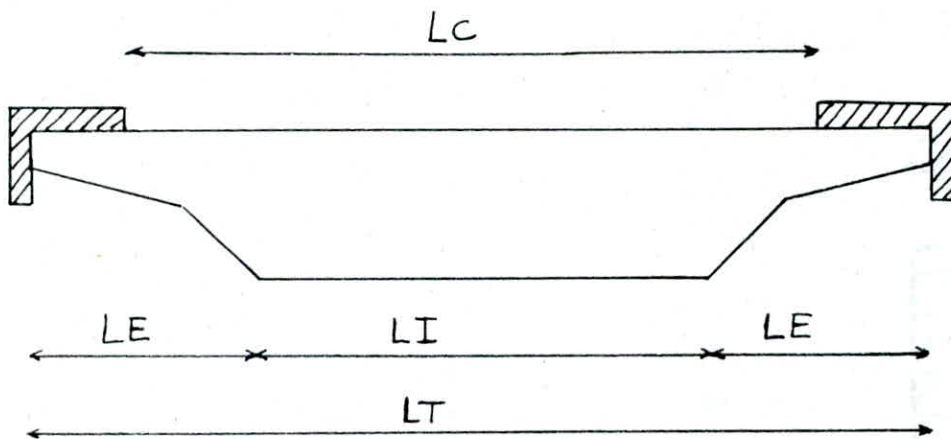
$V_s = 0,594 \text{ m}$

$V_I = 0,706 \text{ m}$.

$S = 14,29 \text{ m}$.

verification des conditions de dimensionnement

- + $LI > 0,5 LT$, $LI = \text{largeur de l'inhodos (nervure)}$
 = $LE < 0,20 l$, $LT = \text{longueur utile totale de l'ouvrage}$
 × $2b > 1,1 LC$, $LE = \text{longueur droite de l'encrochement}$
 , $l = \text{portée}$
 , $LC = \text{largeur surchargeable}$.



AN: $LC = 11,50 \text{ m}$, $l = 27,00 \text{ m}$
 $LI = 9,50 \text{ m}$, $2b = 11,45 \text{ m}$
 $LE = 2,40 \text{ m}$
 $LT = 14,30 \text{ m}$

- + $9,50 > 0,5 \cdot 14,3 = 7,15$ vérifiée
 = $2,40 < 0,20 \cdot 27 = 5,4$ vérifiée
 × $11,45 \cdot 1,1 = 12,59 > 11,50$ vérifiée

C A R A C T E R I S T I Q U E S
D E S
M A T E R I A U X

A_ BETON ARMÉ: Béton dosé à 450 kg/m^3 de ciment CPA de classe 325

1_ contrainte de compression admissible

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

$\alpha = 1$ classe 325, $\beta = 1$ béton contrôlé, $\gamma = 1$ $h_m > c_g$.

$\delta = 1$ coefficient qui dépend de la distribution de la contrainte dans la section considérée.

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

$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{e_1}\right)$ en flexion composée.

ε : coefficient qui dépend de la forme de la section et de la sollicitation, $\varepsilon = 1$ section rectangulaire

$\varepsilon = 1$ en compression simple (V la forme de la section).

1.1 Contrainte de compression admissible en compression simple

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 300 = 90 \text{ bars.}$$

1.2 Contrainte de compression admissible en flexion simple.

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 300 = 180 \text{ bars.}$$

2_ contrainte de traction admissible

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

$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$ 1^{er} genre, $\theta = 1,5 \left(0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}\right)$ 2^{eme} genre.

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left(0,018 + \frac{2,1}{300}\right) \cdot 300 = 7,5 \text{ bars.}$$

B_ ACIERS

Aciers longitudinaux et transversaux: armatures à haute

adhérence Acier Fe E 40 A $\sigma_{ca} = \sigma'_{ca} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \phi \leq 20 \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \phi > 20 \end{cases}$

Caches et étriers: armatures à haute adhérence $\sigma_{ca} = \sigma'_{ca} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

C. caractéristiques du béton nécessaire à la justification de la précontrainte

1. résistance nominale

- à la compression on prend $\sigma_n = \sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$
- à la traction $\sigma_n' = \sigma_{28}' = 70,06 \sigma_{28} = 250 \text{ t/m}^2$

2. contrainte admissible

- Contrainte de compression admissible en service $\bar{\sigma} = 0,42 \sigma_n = 1260 \text{ t/m}^2$
- Contrainte de compression admissible en période de construction

$$\bar{\sigma}_j = 0,55 \sigma_j$$

Pour un âge supérieur à 20 jours on prend $\sigma_j = \sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$ au décoffrement, étape correspondant à la première mise en précontrainte la valeur de $\sigma_j = 2800 \text{ t/m}^2$.

Donc à la mise en précontrainte $\bar{\sigma} = 0,55 \cdot 2800 = 1540 \text{ t/m}^2$

- Contrainte de traction admissible : On admet aucune traction dans le béton (supposé non fissuré) $\bar{\sigma} = 0$

3. déformation du béton sous charges de courtes durées

- Module de déformation longitudinal : à la mise en précontrainte

$$E_i = 210000 \sqrt{\sigma_j} = 210000 \sqrt{280} = 3513972 \text{ t/m}^2$$

- Module de déformation longitudinal en service

$$E_i = 210000 \sqrt{\sigma_j} = 210000 \sqrt{300} = 3637306 \text{ t/m}^2$$

- Coefficient de poisson $\nu = 0,2$

4. déformation différée du béton

- Retrait : $\frac{\Delta l}{l} = 3 \cdot 10^{-4}$

- Fluage : le module de déformation différé est pris égal à $\frac{1}{3} E_i$, $E_v = \frac{1}{3} E_i = 70000 \sqrt{300} = 1212435 \text{ t/m}^2$

On admet que la déformation instantanée est restée la moitié de la déformation due au fluage seul, ainsi le module d'élasticité du au fluage est donné par :

$$E_p = \frac{210000}{2} \sqrt{300} = 1818635 \text{ t/m}^2.$$

caracteristiques des armatures de precontrainte

les cables utilises sont du type 7T15 2 III TBR DYWIDAG

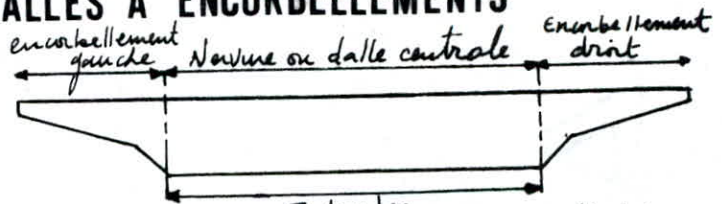
- Module d'élasticité $E_a = 2 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$
- Contrainte de rupture garantie $R_g = 185000 \text{ t/m}^2$
- Contrainte caractéristique de déformation garantie
 $T_g = 0,8 R_g = 148000 \text{ t/m}^2$
- Section utile d'un cable $W = 973 \text{ mm}^2$
- Diametre interieur de la gaine $\phi_i = 60 \text{ mm}$
- Diametre exterieur de la gaine $\phi_e = 66 \text{ mm}$
- Coefficient de frottement $f = 0,18$
- Perte de tension relative par metre $\phi = 0,002$
- Perte par blocage d'ancrage $g = 9 \text{ mm}$
- Rayon de courbure minimum $R_{\min} = 5 \text{ m}$
- Relaxation à 1000 h = 0,0300
- Relaxation à 3000 h = 0,0720
- Câbles de type actif actif (tendus par les 2 extremités)

**AIRES D'INFLUENCE TOTALES DES MOMENTS
FLÉCHISSANTS EN TRAVÉE ET SUR APPUI**

sections	abscisses cumulées (m)	TRAVÉE 1		TRAVÉE 2	AIRES TOTALES
		S_1^-	S_1^+	S_2^-	
0,00 l	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05 l	1,35	0,00	15,0356	-2,2751	12,7605
0,10 l	2,70	0,00	28,2487	-4,5562	23,6925
0,15 l	4,05	0,00	39,6392	-6,8343	32,8049
0,20 l	5,40	0,00	49,1933	-9,1125	40,0808
0,25 l	6,75	0,00	56,9531	-11,3906	45,5625
0,30 l	8,10	0,00	62,8762	-13,6687	49,2075
0,35 l	9,45	0,00	66,9768	-15,9468	51,0300
0,40 l	10,80	0,00	69,2549	-18,2250	51,0299
0,45 l	12,15	0,00	69,7105	-20,5031	44,2074
0,50 l	13,50	0,00	68,3437	-22,7812	45,5625
0,55 l	14,85	0,00	65,1543	-25,0597	40,0946
0,60 l	16,20	0,00	60,1424	-27,3375	32,8049
0,65 l	17,55	0,00	53,4172	-29,6156	23,8016
0,70 l	18,90	0,00	44,6512	-31,8937	12,7575
0,75 l	20,25	0,00	34,1718	-34,1718	0,0000
0,80 l	21,60	0,00	21,8699	-36,4500	-14,5801
0,85 l	22,95	-3,3501	4,2519	-38,7281	-31,8262
0,90 l	24,30	-12,6562	1,8985	-41,0062	-51,7639
0,95 l	25,65	-26,9777	0,4746	-43,2844	-69,7875
1,00 l	27,00	-45,5625	0,0000	-45,5625	-91,1250

METHODE
DE
GUYON_MASSONET

1. PRINCIPES D'ETUDE DES DALLES A ENCORBELLEMENTS



a/ hypotheses de calcul

Les encorbellements ont pour origine la première discontinuité de l'intégrales. Sachant que :

- Les encorbellements travaillent comme des consoles encastées dans la dalle centrale (c'est qu'on néglige l'effet de dalle des encorbellements dans la répartition longitudinale des surcharges lors du calcul des moments fléchissants et des effets tranchants produits dans les sections d'encastrement par les charges et surcharges placées sur les encorbellements)
- On tient compte de la participation des encorbellements à la flexion longitudinale qui a pour effet de réduire la torsion dans la dalle. Conséquences : On substitue à la dalle avec encorbellement une dalle équivalente de section rectangulaire de même épaisseur et dont l'inertie de flexion longitudinale est la même que celle de la dalle avec encorbellement. Les caractéristiques de la dalle équivalente sont : - même épaisseur (1,30 m) que la dalle avec encorbellement - longueur $2b$ cette longueur est comprise entre la largeur droite du tablier (dalle centrale + encorbellement) et la largeur droite de la dalle centrale.

b/ chargements appliqués à la dalle centrale

On applique la théorie de GUYON et MASSONET à la dalle équivalente - les chargements appliqués à la dalle centrale sont répartis sur la dalle équivalente - On détermine les lignes d'influence du coefficient longitudinal (K) et du coefficient de flexion transversal (\mathcal{K}).

c/ chargements appliqués aux encorbellements

• **étude de la flexion longitudinale K** : On détermine la ligne d'influence du coefficient de répartition longitudinal (K) en menant la tangente aux sections d'encastrement à la ligne d'influence de K tracée pour la dalle équivalente

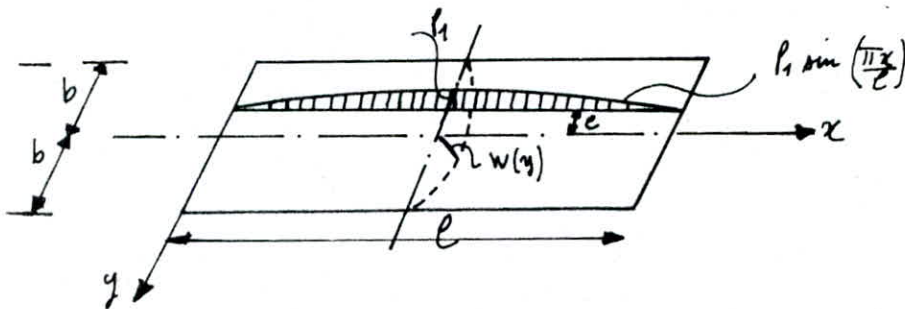
* étude de la flexion transversale M : la méthode de calcul des moments transversaux sera présentée dans le chapitre "Calcul des moments transversaux apportés dans la dalle centrale par les charges placées sur les encorbellements"

2. UTILISATION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONET

a/ introduction

- Cette théorie est basée sur la théorie des plaques minces, homogènes et isotropes
- Elle sera généralisée aux calculs des dalles anisotropes et orthotropes
- Cette méthode consiste à remplacer la structure réelle qui est composée d'une dalle plus un réseau de poutres par une dalle orthotrope d'épaisseur constante ayant des modules d'YOUNG E_x, E_y dans le sens x et y
- Les coefficients $K, \mu, \nu, \tau, \varepsilon$ sont utilisés pour la détermination en un point M_f, M_t, T
- La théorie est faite à partir d'une charge linéaire sinusoïdale d'intensité $P_m \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right)$
- $P_m \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right)$ s'exerce sur une ligne parallèle à l'axe longitudinal du pont
- Les charges réelles, uniformes ou concentrées sont décomposées en charges sinusoïdales

b/ coefficient de répartition transversal



Pour l'effet de charge linéaire appliquée à la construction sur une parallèle à ox d'abscisse (x) suivant la loi sinusoïdale : $P(x) = P_m \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right)$ la construction prend une déformée en demi onde de sinusoïde pendant l'équation $W(x, y) = W(y) \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right)$

Si la charge $P(x)$ est répartie uniformément sur la largeur $2b$ tout en restant sinusoidal dans le sens longitudinal, la deflexion de la construction sera une surface cylindrique

$$W_0(x) = W_0 \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right). \text{ Nous definirons le coefficient de repartition}$$

Nous definirons le coefficient de repartition transversal comme etant le rapport du déplacement vertical $w(x, y)$ d'un point de la construction sous l'effet d'une charge lineaire $P(x)$ à celui $w_0(x)$ du même point mais sous l'effet de la charge uniformément répartie sur la largeur $2b$ du pont :
$$K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{w(y)}{w_0}$$

Le coefficient K depend de :

- La valeur du parametre d'entretoisement θ
- La valeur du parametre de torsion α
- L'excentricité relative e/b du point considéré
- de l'ordonnée relative y/b du point considéré

La fleche moyenne de la section transversal dans la construction est donnée par :

$$W_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^b w(y) dy. \text{ En divisant les deux membres par } W_0 :$$

$$1 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^b \frac{w(y)}{W_0} dy = \frac{1}{2b} \int_{-b}^b K(y) dy ; K_m = \frac{w}{W_0} = 1 \rightarrow w = W_0$$

$$K \text{ depend de } \alpha : K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} ; K_0 \rightarrow \alpha = 0 ; K_1 \rightarrow \alpha = 1$$

K_1 et K_0 sont donnés par les tableaux de MASSONET et établis pour des valeurs de θ allant de 0,05 à 5

d/ flexion longitudinal

Soit une charge $P_x = P_1 \sin(\pi x/\ell)$ répartie suivant la sinusóide dans le sens de la portée et répartie uniformément sur la largeur de la construction. Le moment flechissant longitudinal par unité de largeur produit par cette charge dans la

$$\text{section } x \text{ est donnée par : } M_0(x) = \frac{\pi^2}{\ell^2} P_1 W_0(x)$$

de moment flechissant longitudinal par unité de largeur dans la section x produit par une charge linéaire réelle sinusoidal dans le sens x et d'excentricité

(e) est donné par : $M_x(x, y) = \pi^2/e^2 \cdot \rho_p \cdot W(x, y)$ d'où :

$$\frac{M_x(x, y)}{M_0(x)} = \frac{W(x, y)}{W_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0} = K(y) \rightarrow M_x(x, y) = K(y) \cdot M_0(x).$$

Dans le cas d'une construction chargée d'un système de n charges linéaires sinusoidal dans le sens x définie par : $P_1 \sin(\pi x/e)$; $P_2 \sin(2\pi x/e)$; ... ; $P_n \sin(n\pi x/e)$

Le moment $M_x(x, y)$ en un point quelconque de la construction est donnée par :

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

* charge concentrée

i : désigne le numéro de la file

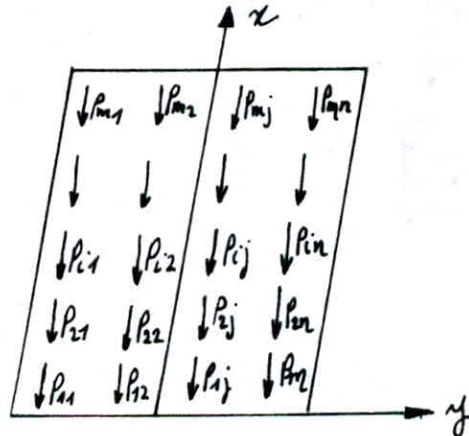
longitudinale $1 \leq i \leq n$

n : nombre de files longitudinales

j : désigne le numéro de la file

transversale $1 \leq j \leq m$

m : nombre de files transversales



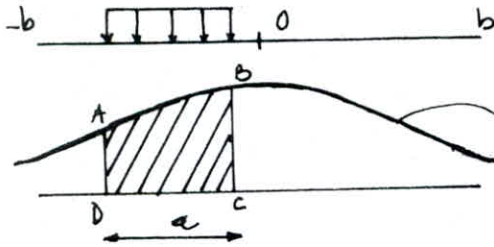
La file $n=1$ sera remplacé par un chargement sinusoidal $P(x) = P_1 \sin(\pi x/e)$, de même pour la file $n=m$ $P(x) = P_n \sin(\pi x/e)$

Dans le cas du système de surcharge B_c , pour une même file transversale les charges sont égales, Par conséquent l'expression sinusoidal pour chaque file longitudinale est la même $P_1 = P_2 = P_i = P_n = P$

Le coefficient de répartition transversal sera : $K(y) = \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i} = \frac{P \sum K_i(y)}{nP} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$

* charge uniformément répartie

Exemple de détermination du coefficient de répartition transversal pour $y=0$



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

→ ligne d'influence de K_d pour $y=0$

e/ flexion transversal

Le moment de flexion transversal par unité de largeur est donnée par :

$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{y_m}(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha_m} P_m b \sin(m\pi x/e)$$

le coefficient μ_{α} s'exprime en fonction de μ_0 et μ_1 par la relation :

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{\alpha} \quad \mu_0 \rightarrow \alpha=0 ; \mu_1 \rightarrow \alpha=1$$

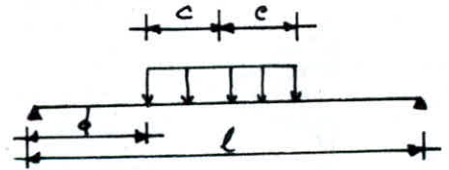
En pratique on se contente des cinq premiers termes de la série de FOURRIER

$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^5 \mu_{\alpha_m} P_m b \sin(m\pi x/e)$$

* calcul de P_m

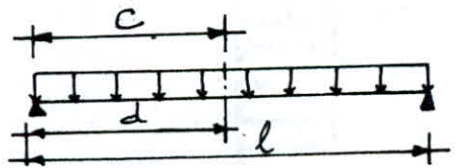
— Pour une charge répartie sur une longueur $2c$

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



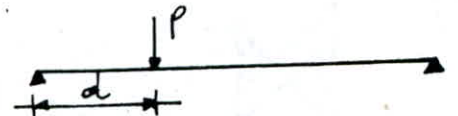
— Pour une charge uni forme Complète

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



— Pour une charge Concentrée

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



* calcul de μ_{α}

— charges Concentrées : les coefficients μ comme les coefficients K sont donnés par les tables en fonction du paramètre θ , du paramètre α , de l'excentricité de la charge. On trace donc les lignes d'influence des coefficients $\mu_{\alpha 1}, \mu_{\alpha 2}, \mu_{\alpha 3}, \mu_{\alpha 4}, \mu_{\alpha 5}$ en fonction de l'excentricité et on dispose les envois transversalement, on fait la somme des

coefficients η étendus aux nombres de files. On trouve des coefficients η^+ , η^- , on retiendra les cas donnant les coefficients η^+ et η^- maximaux pour l'ensemble des véhicules.

charge uniformément répartie de densité P (t/m^2) : On emploie la même méthode que précédemment en prenant pour valeur de η l'aire de la partie correspondante de la ligne d'influence de η .

charge uniformément répartie sur un rectangle $2c \times 2c'$ dans le sens $2c$: On prend pour valeur de η l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence correspondant à la largeur $2c'$.

f/ efforts tranchants et reactions d'appuis

* efforts tranchants : η est donné par l'expression

$$Q_x = \sum Q_{xm} = \sum P_m \eta/b \sum \alpha_m \cos\left(\frac{m\pi x}{l}\right)$$

$$E\alpha = E_0 + (E_1 - E_0)\alpha; |y| + |c| \leq 3b/4$$

$$E\alpha = E_0 + (E_1 - E_0)\sqrt{\alpha}; |y| + |c| > 3b/4$$

* reactions d'appuis

$$\bar{P}_x = \sum \bar{P}_{xm} = \sum \eta/b \sum E\alpha_m \cos\left(\frac{m\pi x}{l}\right)$$

3. PRISE EN COMPTE DE LA CONTINUITÉ

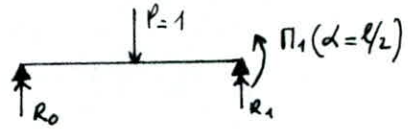
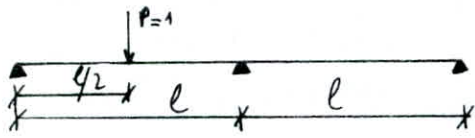
Pour des constructions continues, les flèches dans les travées sont plus faibles que celles des constructions simplement appuyées il en résulte donc, une autre répartition transversale. Dans ce cas aussi, on tient compte d'un paramètre d'entretassement

$$b/l \sqrt[4]{I_p/I_E} < \theta^* < 1,25 b/l \sqrt[4]{I_p/I_E}$$

b : demi largeur de la dalle, l : portée de l'ouvrage; I_p : rigidité flexionnelle
Pour déterminer le coefficient θ^* on découpe dans le tableau dalle une bande

$$W_p = \frac{1}{EI_p^*} \left[\int_0^{\ell/2} \left(\frac{1}{2}x\right)^2 dx + \int_{\ell/2}^{\ell} \left(\frac{1}{2}(\ell-x)\right)^2 dx \right] = \frac{\ell^3}{48EI_p^*}$$

- calcul de W_s pour la poutre continue



P est appliquée à gauche de l'appui 1 ; $M_1(\alpha) = -\frac{\alpha(\ell^2 - \alpha^2)}{4\ell^2}$

d'où $M_1(\alpha) = -3\ell/32$, $R_0 = 13/32\ell$

$$d_b f(x) = \begin{cases} 13/32 x & \text{si } 0 < x < \ell/2 \\ 13/32 x - 1 \cdot (x - \ell/2) & \text{si } x > \ell/2 \end{cases} \Rightarrow d_b f(x) = \begin{cases} 13/32 x & \text{si } 0 < x < \ell/2 \\ -19/32 x + \ell/2 & \text{si } x > \ell/2 \end{cases}$$

$$m_1(x) = \begin{cases} \frac{1}{2}x & ; 0 < x < \ell/2 \\ \frac{1}{2}x - 1 \cdot (x - \ell/2) = -\frac{1}{2}x + \ell/2 & ; x > \ell/2 \end{cases}$$

On aura alors $W_s = \left[\int_0^{\ell/2} \left(\frac{13}{32}x - \frac{1}{2}x\right) dx + \int_{\ell/2}^{\ell} \left(-\frac{19}{32}x + \ell/2\right) \left(\frac{\ell-x}{2}\right) dx \right] 1/EI_p$

$$W_s = \frac{23}{1536} \frac{\ell^3}{EI_p} \quad \text{d'où } C = \frac{1536}{23} = 66,78$$

$$\sqrt[4]{C} = \frac{C}{48} = 1,39$$

Dans le cas d'un pont dalle, la valeur du coefficient d'entretoisement θ est

$$\text{défini par } \theta = b/2a = \frac{11,45/2}{24,86} = 0,2302$$

$$\theta^* = \theta \sqrt[4]{C} = 0,2497$$

Valeur du coefficient de bassin ou adoptera

$$\alpha^* = \alpha/\sqrt[4]{C} \quad \text{avec } \alpha = 1.$$

$$\alpha^* = 1/\sqrt[4]{C} = 1/\sqrt[4]{1,39} = 0,8481$$

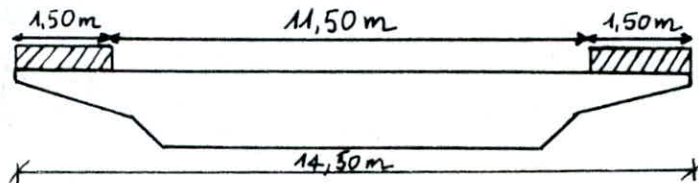
SURCHARGES

MOMENTS_LONGITUDINAUX

Dans le cas des ponts dalles à larges enrobements du type PSIDP 69 les moments prépondérants sont obtenus sous les surcharges suivantes:

- Poids propre de la superstructure
- Surcharge A(l)
- Surcharge militaire MC120
- Surcharge de trottoirs
- Surcharge Bc
- Surcharge exceptionnelle D

1 - CLASSE DU PONT



longueur roulable $l_r = 11,50 \text{ m}$

longueur chargeable $l_s = 11,50 \text{ m}$ pont à trottoirs

Nombre de voies $N = E\left(\frac{l_s}{3}\right) = E\left(\frac{11,5}{3}\right) = 3 \rightarrow N = 3 \text{ voies}$

Les voies de circulation et d'une même chaussée ont des largeurs égales à: $l_v = \frac{l_s}{N} = \frac{11,5}{3} = 3,83 \text{ m}$

D'après le CPC ou a $l_r > 7 \text{ m}$, nous avons donc un pont de 1^{ère} classe.

2 - CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

Nous ferons l'étude pour chaque cas de surcharges et nous retiendrons les résultats donnant les cas les plus défavorables.

a/charges permanentes (poids propre)

Pour le calcul du poids propre on prend considération des éléments suivants:

- Dalle ou ossature $\left[4,75 \cdot 1,3 + 2,4 \cdot 0,2 + 0,15 \cdot 0,34 + \frac{1}{2} \cdot 25 \cdot 0,34 + \frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot 0,76 \right] \cdot 2 \cdot 25 =$

- Dalle en ossature _____ 35,7275 t/ml
 - Revêtement beton bitumineux _____ $0,08 \cdot 11,5 \cdot 2,2 = 2,024$ t/ml
 - Trottoirs _____ $1,50 \cdot 2 \cdot 0,20 \cdot 2,2 = 1,32$ t/ml
 - Garde-corps _____ $0,1 \cdot 2 = 0,20$ t/ml
 - Glissière _____ $0,08 \cdot 2 = 0,16$ t/ml
 - Corniche _____ $(0,46 \cdot 0,35 - \frac{1}{2} \cdot 0,03 \cdot 0,35) \cdot 2 \cdot 2,5 = 0,778$ t/ml
- d'où $G = 40,21$ t/ml

Les moments flechissants sous G sont obtenus en multipliant G par l'aire de la ligne d'influence correspondant à chaque section : $M = G (S_1^- + S_1^+ + S_2^-)$

TABLEAU DONNANT LES MOMENTS FLÉCHISSANTS SOUS G

sections	$M_{\min}^{(tm)}$	$M_{\max}^{(tm)}$			
0,00 l	0,00	0,00	0,50 l	0,00	1832,07
0,05 l	0,00	531,1	0,55 l	0,00	1612,20
0,10 l	0,00	952,67	0,60 l	0,00	1319,08
0,15 l	0,00	1319,08	0,65 l	0,00	957,06
0,20 l	0,00	1611,65	0,70 l	0,00	512,97
0,25 l	0,00	1832,07	0,75 l	0,00	0,00
0,30 l	0,00	1978,64	0,80 l	-586,26	0,00
0,35 l	0,00	2051,91	0,85 l	-1521,00	0,00
0,40 l	0,00	2051,91	0,90 l	-2081,42	0,00
0,45 l	0,00	1777,58	0,95 l	-2086,15	0,00
			1,00 l	-3664,13	0,00

b/ surcharge $A(L)$

Cette surcharge est donnée en fonction de la longueur chargée L

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad [\text{Kg/m}^2]$$

Conformément à l'article 4 du CPC, $A(L)$ est multipliée par un coefficient $K \frac{l_0}{l_v}$.

Dans notre cas nous avons un pont de 1^{ère} classe à 3 voies

donc $K=0,9$, $l_0=3,5\text{m}$ d'où $A = K A_L \frac{l_0}{l_v}$

l_0 = dimension donnée en fonction de la classe du pont

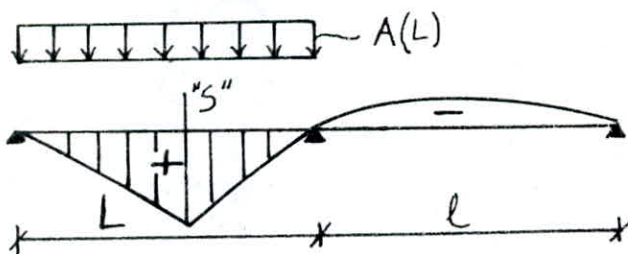
l_v = largeur de la voie.

$$A = 0,9 \frac{3,5}{3,83} \cdot A_L \rightarrow A = 0,823 A_L$$

L : est déterminée par la ligne d'influence, représente la longueur qu'on doit charger pour avoir le moment max

α) disposition de la charge en vue d'obtenir M_{\max}

1- sections comprises entre $0,0L$ à $0,8L$



Nous chargerons entièrement la première travée $L = 27,00\text{m}$

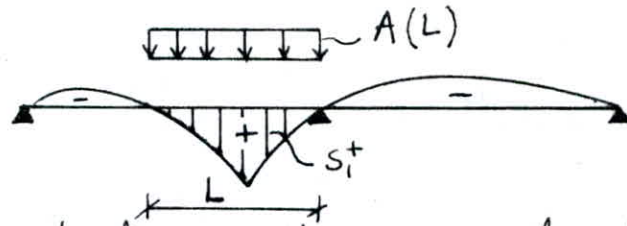
$$\text{d'où } A(L) = 230 + \frac{36000}{27+12} = 1153,1 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{On aura donc } A = 0,823 A_L = 0,823 \cdot 1153,1$$

$$A = 0,95 \text{ t/m}^2$$

$$\text{d'où } M_{\max}^+ = A S_1^+ l_0$$

2_ cas des sections 0,85L , 0,90L , 0,95L

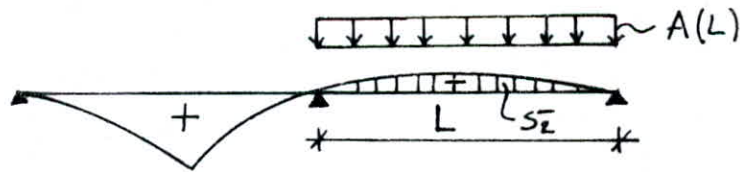


Dans ce cas particulier nous chargerons seulement la partie de travée qui correspond à l'aire positive d'où $M_{max}^+ = A S_1^+ l_s$

sections	L (m)	A(L) Kg/m ²	A t/m ²
0,85 l	12,36	1707,83	1,40
0,90 l	6,87	2137,79	1,75
0,95 l	3,01	2628,40	2,16

β) disposition de la charge en vue d'obtenir **M_{min}**

1_ sections comprises entre 0,0L à 0,8L

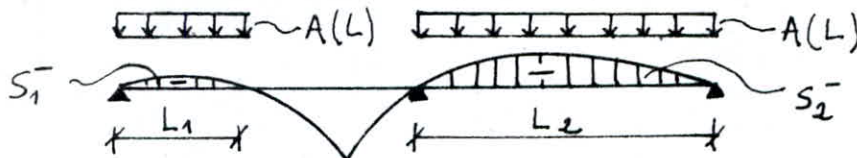


Dans ce cas nous chargerons la 2^{ème} travée L=27m

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{27+12} = 1153,07 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow A = 0,823 A(L) = 0,948 \text{ t/m}^2$$

le moment négatif est obtenu par $M_{min}^- = A S_2^- l_s$

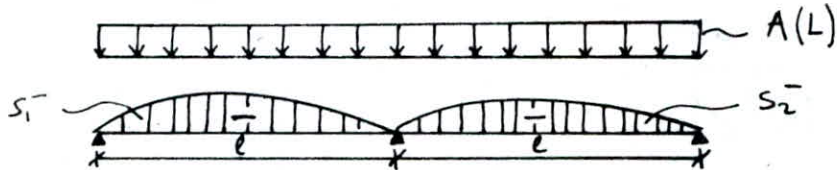
2_ cas des sections 0,85L , 0,90L , 0,95L



le moment $M_{min}^- = A(S_1^- + S_2^-) l_s$, nous chargerons selon $L = L_1 + L_2$

sections	L (m)	A(L) kg/m ²	A t/m ²
0,85 l	41,64	901,14	0,741
0,90 l	47,13	838,83	0,690
0,95 l	51,00	801,43	0,660

3- section à l'appui intermediaire



Dans ce cas nous chargerons selon $L = l + l = 2l = 2 \cdot 27 = 54,00 \text{ m}$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{54 + 12} = 775,45 \text{ kg/m}^2 \rightarrow A = 0,823 A(L) = 0,638 \text{ t/m}^2$$

le moment sur appui sera obtenu par $M_{\min}^- = A \cdot (s_1 + s_2) l_s$

TABLEAU RECAPITULATIF

sections	$M_{\max} \text{ (tm)}$	$M_{\min} \text{ (tm)}$
0,0 l	0,00	0,00
0,05 l	164,26	-24,80
0,10 l	308,61	-49,67
0,15 l	433,05	-74,51
0,20 l	537,43	-99,34
0,25 l	622,21	-124,18
0,30 l	686,92	-149,01
0,35 l	731,72	-173,85
0,40 l	756,6	-198,69
0,45 l	761,58	-223,52
0,50 l	746,65	-248,36
0,55 l	711,81	-273,20
0,60 l	657,05	-298,03
0,65 l	583,58	-322,87
0,70 l	487,81	-347,70
0,75 l	373,32	-372,54
0,80 l	238,92	-397,58
0,85 l	68,45	-322,34
0,90 l	38,20	-410,74
0,95 l	11,78	-529,68
1,00 l	0,00	-668,58

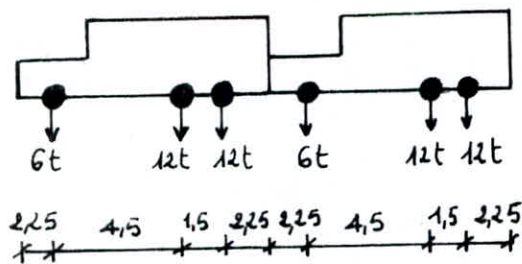
C/ surcharges B_c

Conformément au CPC nous disposerons sur la chaussée autant de convois de camions, que la chaussée comporte de voies de circulation.

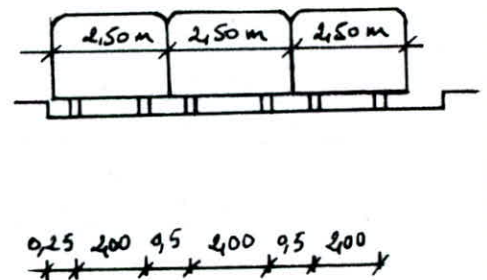
Dans notre cas on a 3 voies nous disposerons donc 3 convois, le nombre de camion par file est limité à deux (02).

représentation du système B_c

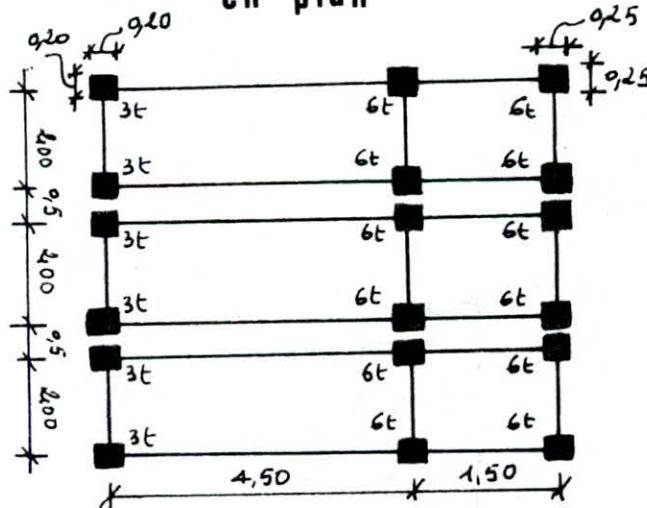
longitudinalement



transversalement

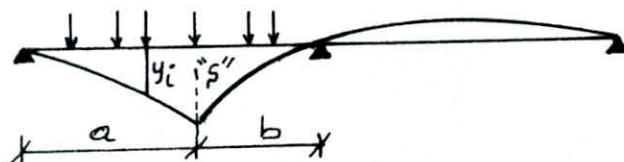


en plan



α) disposition des camions pour obtenir M_{max}^+

α_1 sections allant de 0.01 à 0.81



methode de calcul: On place l'un des essieux au droit de la section

"S" pour obtenir la position la plus defavorable nous devons verifier que

l'inegalite $\sum \frac{P_i}{a} > \sum \frac{P_i}{b}$ change de sens quand la charge P_i placée en "S" passe de gauche à droite, avant le passage de P_i sur

"S" on doit avoir $\sum_{\alpha=1}^i \frac{P_i}{a} > \sum_{\alpha=i}^n \frac{P_i}{b}$ après le passage on doit

verifier $\sum_{\alpha=1}^{i-1} \frac{P_i}{a} < \sum_{\alpha=i}^n \frac{P_i}{b}$. Nous retenons la position

donnant le plus grand moment et on a $M_{max}^+ = \sum P_i y_i$

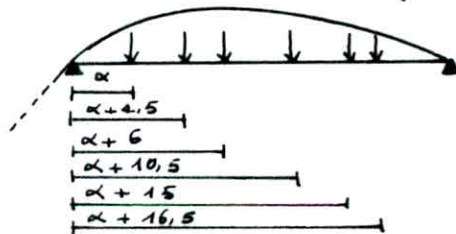
α_2 pour les sections 0.851, 0.901, 0.951

les convois sont composés d'un seul camion.

B) disposition des camions pour obtenir M_{min}^-

le moment le plus defavorable est obtenu en chargeant la 2^{ème} travée

$$M_{min}^- = \sum P_i y_i$$



Les y_i sont calculés par l'expression de la ligne d'influence sur la

2^{ème} travée $y_i = \eta(x, \alpha) = \frac{-\alpha x (l - \alpha) (2l - \alpha)}{4l^3}$

position de P_i

valeur de y_i

α _____ $-\alpha x (2l - \alpha) (l - \alpha) / 4l^3$

$\alpha + 4,5$ _____ $-x(\alpha + 4,5) (2l - (\alpha + 4,5)) (l - (\alpha + 4,5)) / 4l^3$

$\alpha + 6$ _____ $-x(\alpha + 6) (2l - (\alpha + 6)) (l - (\alpha + 6)) / 4l^3$

$\alpha + 10,5$ _____ $-x(\alpha + 10,5) (2l - (\alpha + 10,5)) (l - (\alpha + 10,5)) / 4l^3$

$\alpha + 15$ _____ $-x(\alpha + 15) (2l - (\alpha + 15)) (l - (\alpha + 15)) / 4l^3$

$\alpha + 16,5$ _____ $-x(\alpha + 16,5) (2l - (\alpha + 16,5)) (l - (\alpha + 16,5)) / 4l^3$

D'où le moment flechissant $M_{\min} = \frac{\sum_{i=1}^6 P_i x(2l-d_i)(l-d_i)d_i}{4l^3}$

$d_i = f(\alpha)$ $M_{\min}(\alpha)$ atteint son point minimal pour $\frac{dM_{\min}(\alpha)}{d\alpha} = 0$

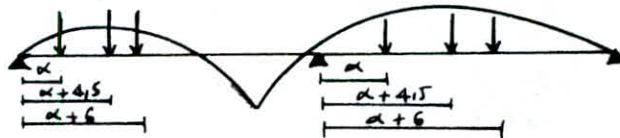
$$\frac{dM_{\min}(\alpha)}{d\alpha} = \frac{d}{d\alpha} \left[\frac{-\sum P_i x(2l-d_i)(l-d_i)d_i}{4l^3} \right] = 0$$

$\alpha = 3,78 \text{ m}$ c'est l'abscisse qui donne M_{\min} sur appui intermédiaire. GD convoi circulant de gauche vers la droite

DG convoi circulant de droite vers la gauche.

* pour les sections 0.851, 0.901, 0.951

Le moment négatif le plus défavorable est obtenu pour la disposition suivante :



* travée 1 : $M_1^{\min} = \sum_{i=1}^3 P_i \left(\frac{d_i^3 x}{4l^3} - \frac{5x d_i}{4l} + d_i \right)$

$$\frac{dM_1^{\min}}{d\alpha} = 0 \rightarrow \alpha = 4,46 \text{ m pour } x = 0,85l, \alpha = 7,05 \text{ m pour } x = 0,90l$$

$$\alpha = 10,12 \text{ m pour } x = 0,95l$$

* travée 2 : $M_2^{\min} = \frac{\sum_{i=1}^3 -P_i d_i x (l-d_i)(2l-d_i)}{4l^3}$

$$\frac{dM_2^{\min}}{d\alpha} = 0 \rightarrow \alpha = 10,8 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_{\min} = M_1^{\min} + M_2^{\min}$$

* section $x=1.001$

Le moment négatif le plus défavorable est obtenu pour la disposition

suivante

* travée 1 : $M_1^{\min} = \frac{\sum_{i=1}^3 -P_i d_i (l^2 - d_i^2)}{4l^2}$

$$\frac{dM_1^{\min}}{d\alpha} = 0 \rightarrow -\alpha^2 + 7\alpha + 224,27 = 0 \rightarrow \alpha = 11,875 \text{ m}$$

* travée 2 : $M_2^{\min} = \frac{\sum_{i=1}^3 -P_i d_i (l-d_i)(2l-d_i)}{4l^2}$

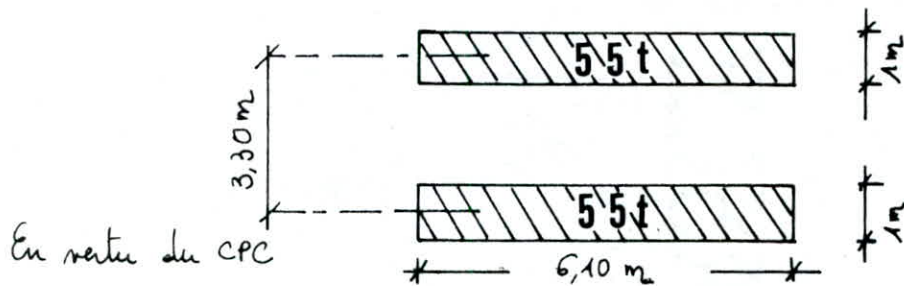
$$\frac{dM_2^{\min}}{d\alpha} = 0 \rightarrow \alpha^2 - 47\alpha + 391 = 0 \rightarrow \alpha = 10,80, \text{ d'où } M_{\min} = M_1^{\min} + M_2^{\min}$$

**TABLEAU DONNANT LES MOMENTS FLÉCHISSANTS
SOUS LES SURCHARGES B_C**

sections	position donnant M^+		position donnant M^-		M^-_{min}	M^+_{max}
	absc du 1 ^{er} essieu	sens. de circulation	absc du 1 ^{er} essieu	sens. de circulation		
0,0l	—	—	—	—	0,00	0,00
0,05l	1,35	D-G	30,78	D-G	-18,72	127,62
0,1l	2,70	G-D	30,78	D-G	-37,45	277,38
0,15l	2,55	G-D	30,78	D-G	-56,80	391,86
0,20l	0,90	D-G	30,78	D-G	-75,83	465,12
0,25l	2,25	G-D	30,78	D-G	-94,82	508,32
0,30l	3,60	D-G	30,78	D-G	-113,76	564,66
0,35l	3,45	D-G	30,78	D-G	-132,80	595,62
0,40l	4,80	D-G	30,78	D-G	-151,74	635,58
0,45l	6,45	D-G	30,78	D-G	-170,73	586,44
0,50l	3,00	G-D	30,78	D-G	-189,72	577,44
0,55l	4,35	G-D	30,78	D-G	-208,65	566,64
0,60l	5,70	G-D	30,78	D-G	-227,64	516,06
0,65l	7,05	G-D	30,78	D-G	-246,33	482,04
0,70l	8,40	G-D	30,78	D-G	-265,62	418,68
0,75l	8,25	G-D	30,78	D-G	-284,41	325,62
0,80l	6,60	D-G	30,78	D-G	-303,55	225,81
0,85l	16,95	D-G	30,78	D-G	-316,44	136,44
0,90l	18,30	D-G	30,78	D-G	-334,80	50,08
0,95l	19,65	D-G	30,78	D-G	-353,52	24,78
1,00l	—	—	30,78	D-G	-372,42	0,00

23
dl surcharge militaire $M_C 120$

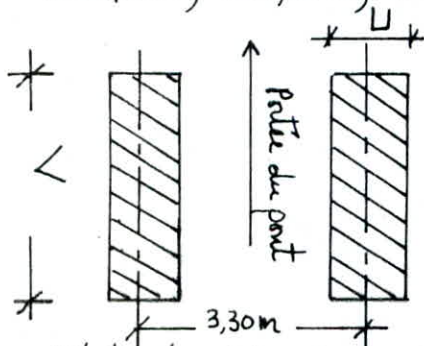
vue en plan



- * **transversalement**: Un seul convoi et supposé circuler quelque part la longueur de la chaussée.
- * **longitudinalement**: le nombre de convois n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m. Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci.
- * **diffusion dans le plan moyen de la dalle**

Nous avons une dalle avec revêtement en béton bitumineux peu rigide

$U = 1,00\text{ m}$; $V = 6,10\text{ m}$; avec $h_0 = 1,30\text{ m}$; $e_r = 0,08\text{ m}$



$$U' = U + h_0 + 1,5e_r = 1,00 + 1,30 + 1,5(0,08) = 2,42\text{ m}$$

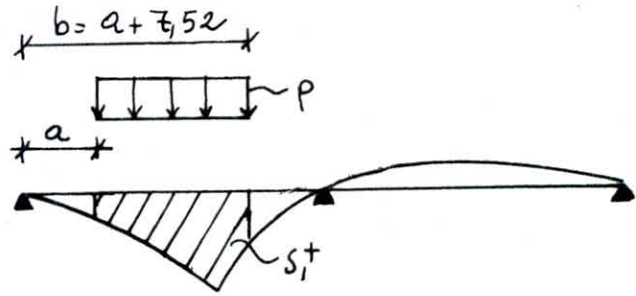
$$V' = V + h_0 + 1,5e_r = 6,10 + 1,30 + 1,5(0,08) = 7,52\text{ m}$$

U' et V' sont les dimensions de la surface d'impact diffusée la charge uniformément sur la longueur $V' = 7,52\text{ m}$ soit $p = \frac{55}{7,52} = 7,31\text{ t/ml}$ pour 1 chenille

*** disposition du convoi pour obtenir le moment positif max**

Nous ne pouvons disposer sur une travée que d'un seul char, les moments positifs sont obtenus en multipliant l'aire limitée par les extrémités des chemilles par la densité de charge

$b = a + d$ avec
 $d = 7,52 \text{ m.}$



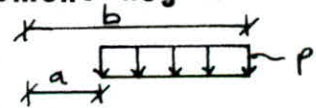
la valeur de a est donnée

par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{dS^+}{da} = 0 = \left(\frac{3}{4} \frac{d \cdot x}{l^3} \right) a^2 + \left(\frac{3}{4} \frac{d^2 \cdot x}{4l^3} - 1 \right) a + \left(x + \frac{d^3 \cdot x}{4l^3} - \frac{5 \cdot x \cdot d}{4l} \right) \quad (1)$$

Connaissant la valeur de a dans chaque section, on détermine ainsi l'aire d'influence délimitée par les extrémités du convoi d'où $M^{\max} = P S_1^+$

*** disposition du convoi pour obtenir le moment négatif**



la valeur de a est donnée par :



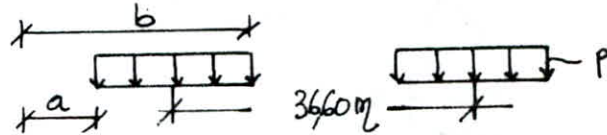
$\frac{dS^-}{da} = 0$ d'où

$$\left(\frac{3d}{4l^3} \right) a^2 - \left(\frac{3}{2} \frac{d}{l^2} - \frac{3d^2}{4l^3} \right) a + \left(\frac{d}{2l} - \frac{3}{4} \frac{d^2}{l^2} + \frac{d^3}{4l^3} \right) = 0 \quad (2)$$

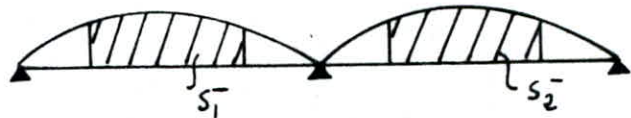
$d = 7,52 \text{ m, } l = 27 \text{ m, } a = 7,45 \text{ m, } b = 14,97 \text{ m}$ d'où $M = S^- \cdot P$

*** pour la section x=1.001**

le moment négatif est donné



par la disposition suivante



$S_1^- = S_2^-$ d'où $S^- = 2S_1^-$

S_1^- calculée pour $a = 7,76 \text{ m; } b = 15,28 \text{ m}$ d'où $M = S^- \cdot P$

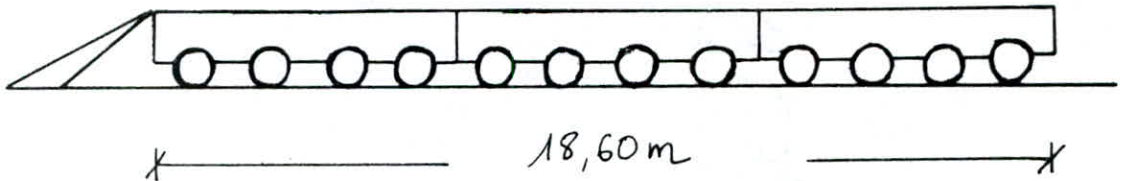
TABLEAU DONNANT LES MOMENTS FLECHISSANTS SOUS LA SURCHARGE MILITAIRE $M_c 120$

Sections	abscisses axe des chenilles	S^+	M^+ _{max}	abscisses axe des chenilles	S^-	M^- _{min}
0,00 l		0,00	0,00	38,21	0,00	0,00
0,05 l	4,01	7,67	112,13	38,21	-0,94	-13,74
0,10 l	5,53	14,73	215,20	38,21	-1,89	-27,63
0,15 l	6,42	20,57	300,73	38,21	-2,84	-41,52
0,20 l	7,36	25,41	371,50	38,21	-3,79	-55,40
0,25 l	8,27	29,25	427,63	38,21	-4,73	-69,15
0,30 l	9,20	32,13	469,74	38,21	-5,68	-83,04
0,35 l	10,20	34,06	497,95	38,21	-6,63	-96,93
0,40 l	11,16	35,07	512,72	38,21	-7,58	-110,81
0,45 l	12,14	35,18	514,33	38,21	-8,52	-124,56
0,50 l	13,15	34,44	503,51	38,21	-9,47	-138,45
0,55 l	14,20	32,87	480,55	38,21	-10,42	-152,34
0,60 l	15,30	29,26	427,78	38,21	-11,37	-166,22
0,65 l	16,45	27,50	402,05	38,21	-12,32	-180,11
0,70 l	17,65	23,81	348,10	38,21	-13,26	-193,86
0,75 l	18,91	19,55	285,82	38,21	-14,21	-207,75
0,80 l	20,24	14,81	216,52	38,21	-15,16	-221,63
0,85 l	21,66	9,71	141,96	38,21	-16,11	-235,52
0,90 l	23,19	4,39	64,18	38,21	-17,05	-249,27
0,95 l	24,86	0,00	0,00	38,21	-18	-263,16
1,00 l	/	0,00	0,00	38,21	-19,03	-278,30

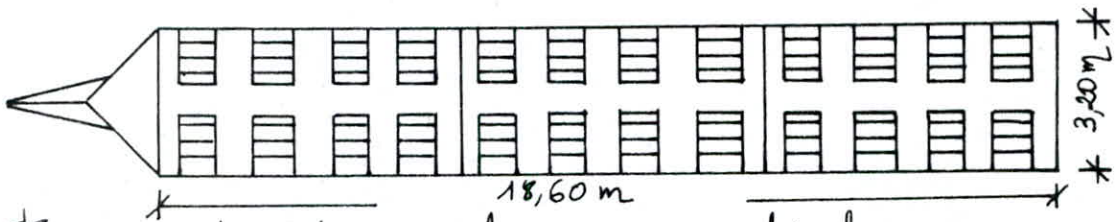
e/ surcharge exceptionnelle type D

Repond aux criteres suivants: Masse totale de 240 t ,
Supposé reparti uniformément sur une surface de $18,60 \times 3,20 \text{ m}^2$

* longitudinalement



* en plan



transversalement nous placerons un vehicule .

- diffusion dans le plan moyen de la dalle

$U = 18,60 \text{ m}$ avec $e_r = 0,08 \text{ m}$, $h_0 = 1,30 \text{ m}$, $\gamma = 1,5$ (beton bitumineux)

$V = 3,20 \text{ m}$, Après diffusion les dimensions de la surface d'impact seront:

$$U' = U + h_0 + \gamma e_r = 18,60 + 1,30 + 1,5 \cdot 0,08 = 20,02 \text{ m}$$

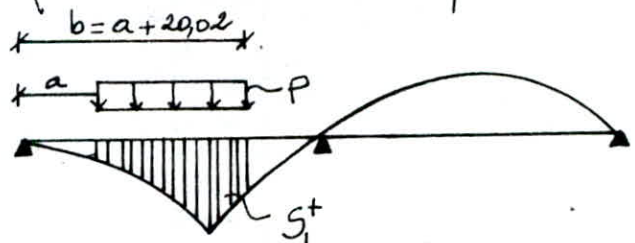
$$V' = V + h_0 + \gamma e_r = 3,20 + 1,30 + 1,5 \cdot 0,08 = 4,62 \text{ m}$$

charge uniformément répartie $p = \frac{240}{U' \cdot V'} = \frac{240}{20,02} = 11,98 \text{ t/m}$

* disposition pour obtenir un moment positif M_{max}

le moment positif le plus defavorable est obtenu pour
la disposition suivante

$$b = a + d \text{ avec } d = 2,002 \text{ m}$$



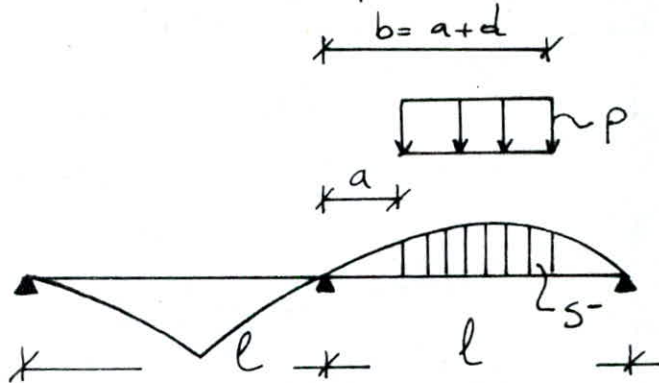
la valeur de a est donnée par l'expression (1) (surcharge $\Pi C 120$).

le moment est donné par $M_{\max}^+ = P \cdot S_1^+$

* disposition du convoi pour obtenir un moment négatif M_{\min}^-

le moment négatif le plus défavorable est obtenu par la disposition suivante.

La valeur de a est donnée par l'expression (2) (surcharge $\Pi C 120$)



avec $d = 20,02 \text{ m}$, $l = 27 \text{ m}$ $\rightarrow a = 2,61 \text{ m}$ et $b = 22,63 \text{ m}$.

le moment est donné par $M_{\min}^- = P S^-$

* pour $x = 1.00 \text{ l}$

$$M_{\min}^- = S^- P$$

S^- calculée pour $a = 2,53 \text{ m}$, $b = 22,55 \text{ m}$.

$$\frac{dS^-}{da} = 0 = \left(\frac{-12d}{16l^2} \right) a^2 - a \left(\frac{12d^2}{16l^2} - \frac{6d}{4l} \right) + \left(\frac{3d^2}{4l} - \frac{4d^3}{16l^2} - \frac{d}{2} \right)$$

$$\text{avec } S^- = -\frac{1}{16l^2} (b^4 - a^4) + \frac{1}{4l} (b^3 - a^3) - \frac{1}{4} (b^2 - a^2)$$

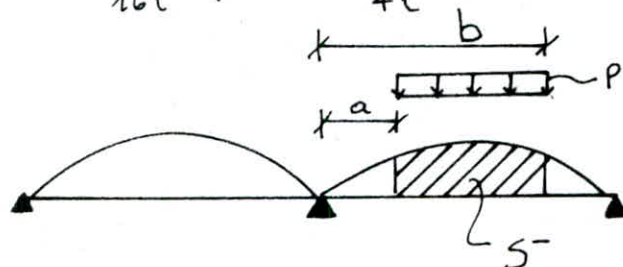


TABLEAU DONNANT LES MOMENTS FLECHISSANTS SOUS LA SURCHARGE EXCEPTIONNELLE TYPE D

sections	abscisses axe des chenilles	S^+	M^+ _{max}	abscisses axe des chenilles	S^-	M^- _{min}
0,00l	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05l	10,26	14,30	171,31	39,62	-2,08	-24,91
0,10l	11,78	26,07	312,31	39,62	-4,15	-49,71
0,15l	12,67	35,95	430,68	39,62	-6,23	-74,63
0,20l	13,61	43,70	523,52	39,62	-8,31	-99,55
0,25l	14,52	49,53	593,36	39,62	-10,40	-124,60
0,30l	15,45	53,41	639,85	39,62	-12,48	-149,51
0,35l	16,45	55,23	661,65	39,62	-14,55	-174,31
0,40l	17,41	55,44	664,17	39,62	-16,63	-199,22
0,45l	18,39	53,95	646,32	39,62	-18,71	-224,14
0,50l	19,40	50,81	608,70	39,62	-20,80	-249,18
0,55l	20,45	46,13	552,63	39,62	-22,86	-273,86
0,60l	21,55	40,01	479,32	39,62	-24,94	-298,78
0,65l	22,70	32,64	391,03	39,62	-27,03	-323,81
0,70l	23,90	24,27	289,55	39,62	-28,50	-341,43
0,75l	25,16	15,17	181,73	39,62	-31,18	-373,53
0,80l	26,49	05,67	67,92	39,62	-33,26	-398,45
0,85l	27,91	0,00	0,00	39,62	-35,34	-423,37
0,90l	29,44	0,00	0,00	39,62	-37,42	-448,30
0,95l	31,11	0,00	0,00	39,62	-39,50	-473,21
1,00l	/	0,00	0,00	39,62	-41,66	-499,08

f/ surcharge de trottoirs

Conformément à l'article 13 du CPC, il y'a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé.

La densité de charge est :

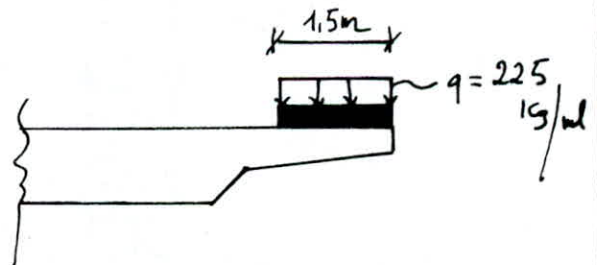
$$q = 1,5 \cdot 150 = 225 \text{ Kg/ml pour un seul trottoir chargé}$$

Notons que les moments longitudinaux les plus défavorables sont obtenus en chargeant deux trottoirs.

(Les surcharges de trottoirs ne sont pas frappées par un coefficient dynamique)

TABLEAU DONNANT M_{max}^+ - M_{min}^-

section	M^+	M^-
0,00 l	0,00	0,00
0,05 l	6,766	-1,023
0,10 l	12,712	-2,050
0,15 l	17,837	-3,075
0,20 l	22,137	-4,100
0,25 l	25,629	-5,126
0,30 l	28,294	-6,151
0,35 l	30,139	-7,176
0,40 l	31,165	-8,201
0,45 l	31,370	-9,226
0,50 l	30,754	-10,251
0,55 l	29,319	-11,277
0,60 l	27,064	-12,302
0,65 l	24,038	-13,327
0,70 l	20,093	-14,352
0,75 l	15,377	-15,377
0,80 l	9,841	-16,402
0,85 l	1,913	-18,935
0,90 l	0,543	-24,148
0,95 l	0,214	-31,617
1,00 l	0,00	-41,006



3 - CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

Les surcharges B_c et $MC120$ sont frappés par une majoration pour effet dynamique

le coefficient est donné par :
$$S = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4G/5}$$

L = désigne la longueur de la travée où se trouve la charge motorile (m)

G = désigne le poids de cette travée (en tonne)

S = poids maximum des éléments de surcharges placés sur la travée.

$$G = 27 \cdot 40,21 = 1085,67 \text{ t}$$

a/ surcharge B_c

En plus du coefficient de majoration S , les surcharges B_c sont majorées par un coefficient (b_c) donné par un tableau tiré du CPC

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pont de 1^{ère} classe} \\ \text{Nombre de files} = 3 \end{array} \right\} b_c = 0,95$$

Avec S qui est le poids correspondant aux essieux de 6 camions.

$$S = S_{B_c} \cdot b_c = 180 \cdot 0,95 = 171 \text{ t}$$

$$S = 1 + 0,4/1+0,2L + 0,6/1+4G/5$$

$$S = 1 + 0,4/1+0,2 \cdot 27 + 0,6/1 + 4 \cdot \frac{1085,67}{171} \quad \text{d'où } S = 1,085$$

b/ surcharge $MC120$

le poids à considérer est celui du char ($S = 110 \text{ t}$)

$$\text{d'où } S = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \cdot 27} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \cdot 1085,67}{110}} \quad \text{d'où } S = 1,077$$

4/ CALCUL DU COEFFICIENT DE RÉPARTITION K_α

a/ ligne d'influence de K_α

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9847	0,9927	1,0009	1,0077	1,0092	1,0077	1,0009	0,9927	0,9847
b/4	0,8740	0,9070	0,9406	0,9746	1,0077	1,0374	1,0615	1,0821	1,1017
b/2	0,7840	0,8247	0,8817	0,9406	1,0009	1,0615	1,1198	1,1735	1,2226
3b/4	0,6681	0,7455	0,8247	0,9070	0,9926	1,0821	1,1735	1,2645	1,3533
b	0,5698	0,6681	0,7689	0,8740	0,9846	1,1016	1,2248	1,3533	1,4849

b/ disposition des charges donnant K_{α} max dans chaque fibre

Les positions transversales des charges (disposition la plus défavorable) sur le pont sont représentées sur le graphe.

c/ tableau recapitulatif des coefficients K_{α}

Ces valeurs de K_{α} sont données pour chaque charges et pour chaque fibre.

charge \ fibre	0	b/4	b/2	3b/4	b
charge permanente G	0,9820	0,9800	0,9950	0,9950	1,0265
surcharge A	0,9986	0,9977	0,9995	1,0225	1,0200
surcharge B_c	1,0044	1,0408	1,0758	1,1266	1,1458
surcharge M_c 120	1,0063	1,0737	1,1400	1,2087	1,2837
convoi type D	1,0080	1,0787	1,1645	1,2350	1,3250
surcharge de trottoir	0,9812	0,9843	0,9875	1,000	1,0262

CHARGE PERMANENTE

SURCHARGE A(L)

SYSTEME D

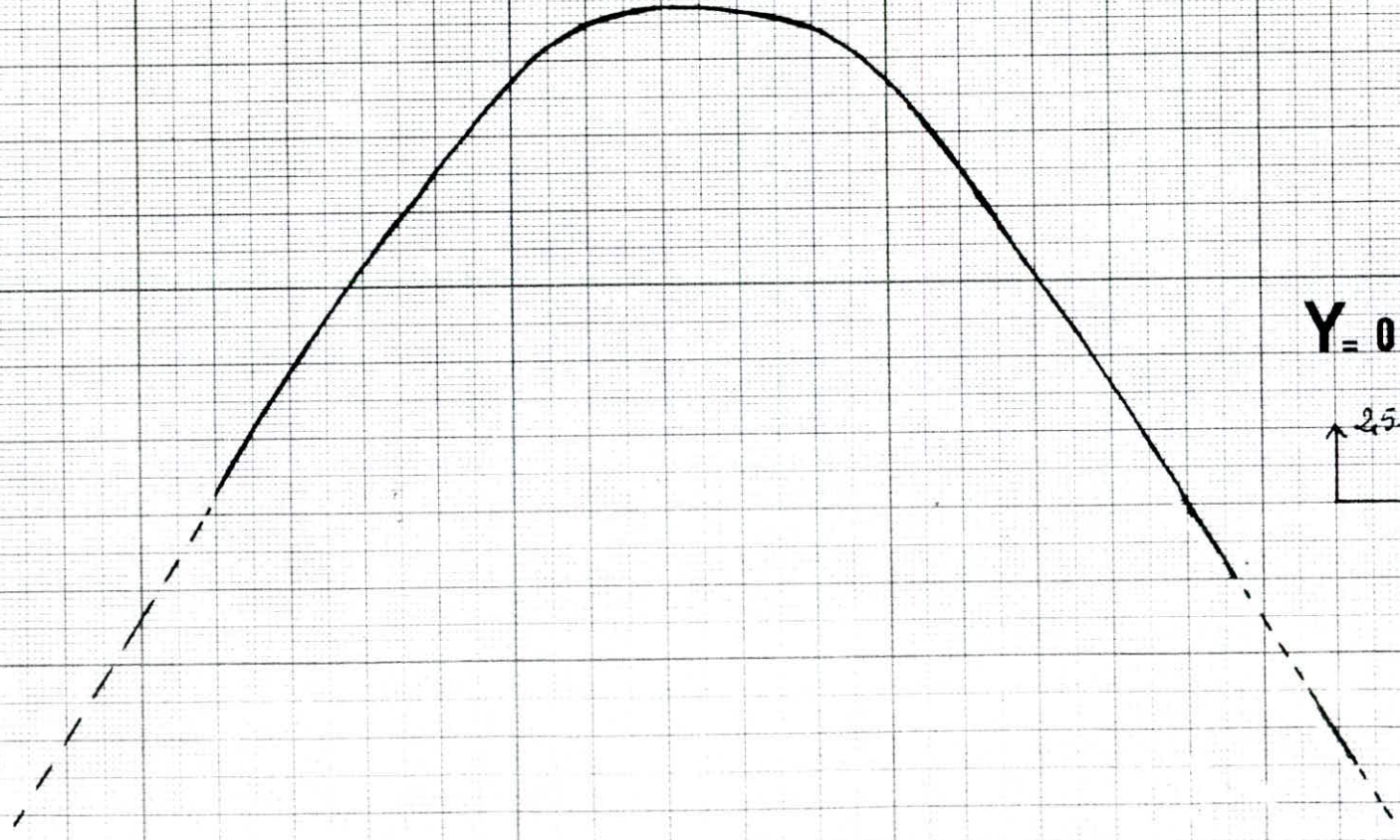
MC 120

3,30 m

MC 120

S. trottoir

S. trottoir



b $-\frac{3b}{4}$ $-\frac{b}{2}$ $-\frac{b}{4}$ 0 $\frac{b}{4}$ $\frac{b}{2}$ $\frac{3b}{4}$ b

CHARGE PERMANENTE

SURCHARGE A(t)

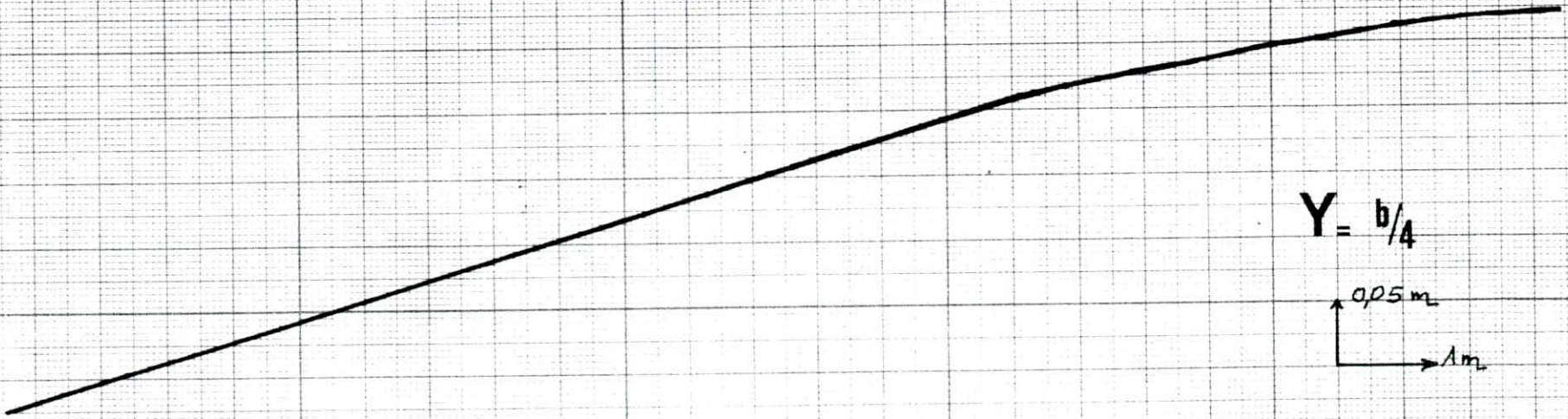
SYSTEME D

ME 120

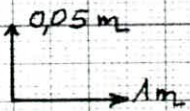
ME 120

sur trottoir

sur trottoir



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



CHARGE PERMANENTE

SURCHARGE A(t)

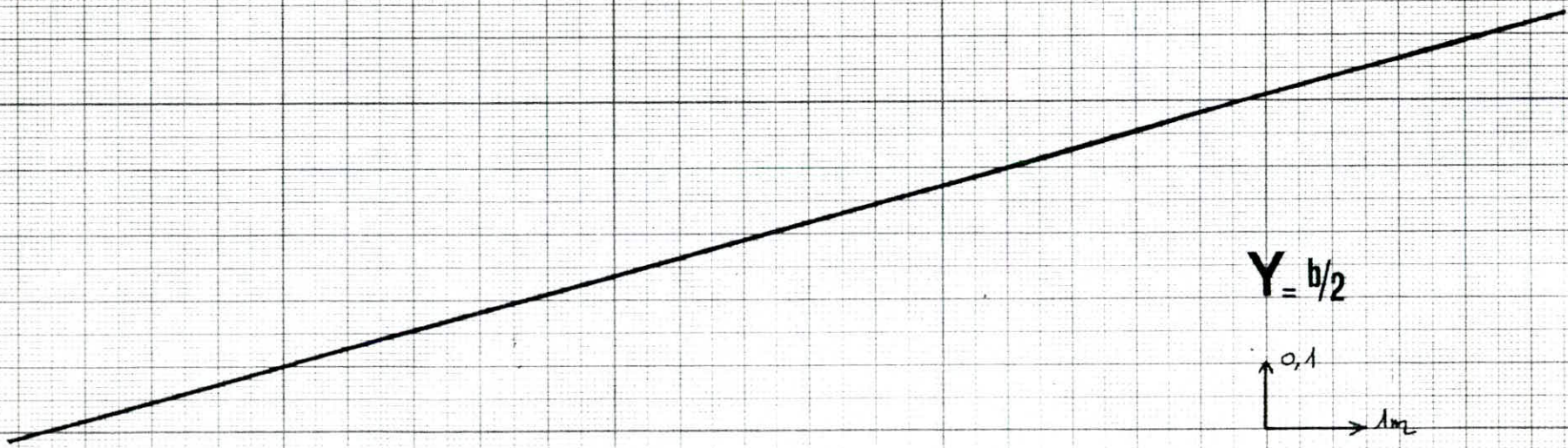
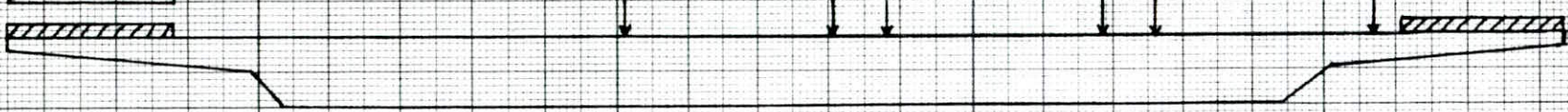
SYSTEME D

PC 120

PC 120

Sur. trottoir

Sur. trottoir



$-b$ $-3b/4$ $-b/2$ $-b/4$ 0 $b/4$ $b/2$ $3b/4$ b

CHARGE PERMANENTE

SURCHARGE A(l)

SYSTEME D

MC 120

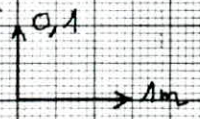
MC 120

Sur. trottoir

Sur. trottoir



$$Y = 3b/4$$



-b -3b/4 -b/2 -b/4 0 b/4 b/2 3b/4 b

CHARGE PERMANENTE

SURCHARGE A(t)

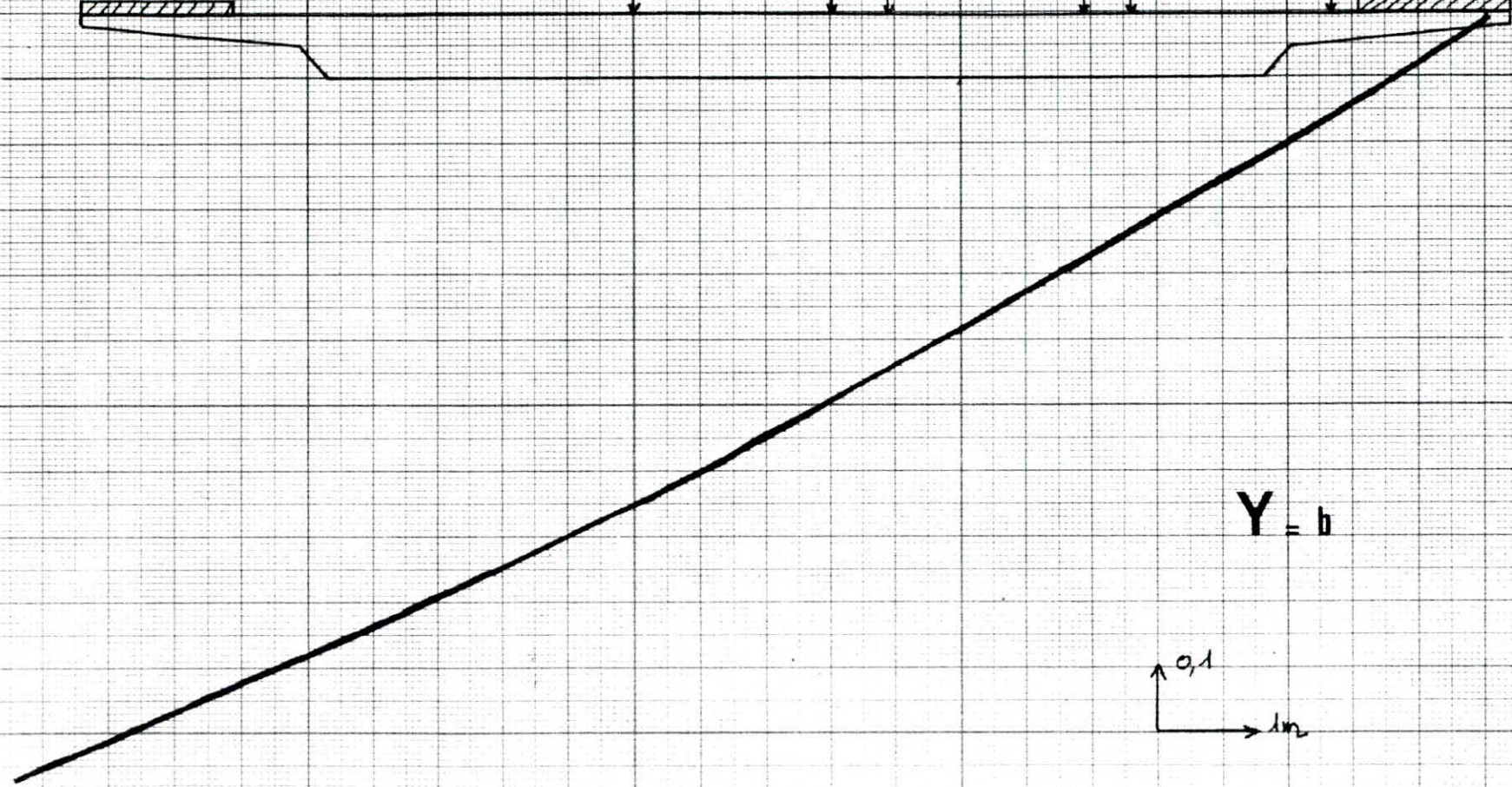
SYSTEME D

MC120

MC120

sur-traitoir

sur-traitoir



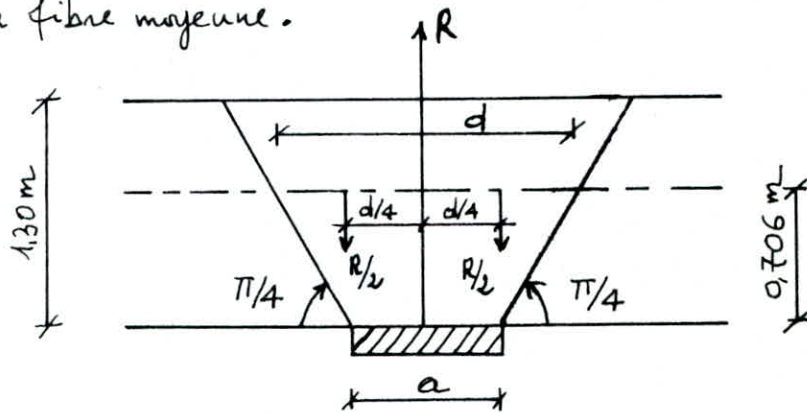
Y = b

0,1
1m

-b -3b/4 -b/2 -b/4 0 +b/4 b/2 3b/4 b

5. ECRÊTEMENT DES MOMENTS SUR APPUIS

Au voisinage de l'appui intermédiaire, les courbes enveloppes des moments fléchissants respectivement pour surcharges civiles et militaires sont écartées de part et d'autre de l'appui et sur une distance d correspondant à l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui, à $\frac{\pi}{4}$ de la fibre moyenne.



On substitue ainsi la courbe enveloppe calculée de part et d'autre de l'appui, un arc de parabole à tangente horizontale sur appui et passant par le point de la courbe enveloppe située à une distance de l'appui égale à $d/2$. La valeur de l'écarterement du moment fléchissant est représentée par la différence des ordonnées de la courbe enveloppe et du point de tangente horizontale sur appui.

La courbe enveloppe des moments fléchissants est écartée de la valeur $\Delta M = \frac{Rd}{8}$ où d est l'étalement longitudinal de l'appareil d'appui au niveau de la fibre moyenne.

$$d = a + 2v_i$$

$$\text{AN: } d = 0,6 + 2 \cdot 0,706 \quad \text{d'où}$$

$$d = 2,012 \text{ m.}$$

a/ surcharges civiles

$$R_1 = 1714,021 \text{ t}$$

$$R_2 = 1617,12 \text{ t}$$

$$\Delta M_1 = \frac{R_1 \cdot d}{8} = 431,076 \text{ tm}$$

$$\Delta M_2 = \frac{R_2 \cdot d}{8} = 406,705 \text{ tm.}$$

b/ surcharges militaires

$$R'_1 = 1668,28 \text{ t}$$

$$R'_2 = 1550,56 \text{ t}$$

$$\Delta M'_1 = \frac{R'_1 \cdot d}{8} = 419,572 \text{ tm}$$

$$\Delta M'_2 = \frac{R'_2 \cdot d}{8} = 389,965 \text{ tm}$$

Après excitation les moments fléchissants sur appui intermédiaire prennent les valeurs suivantes.

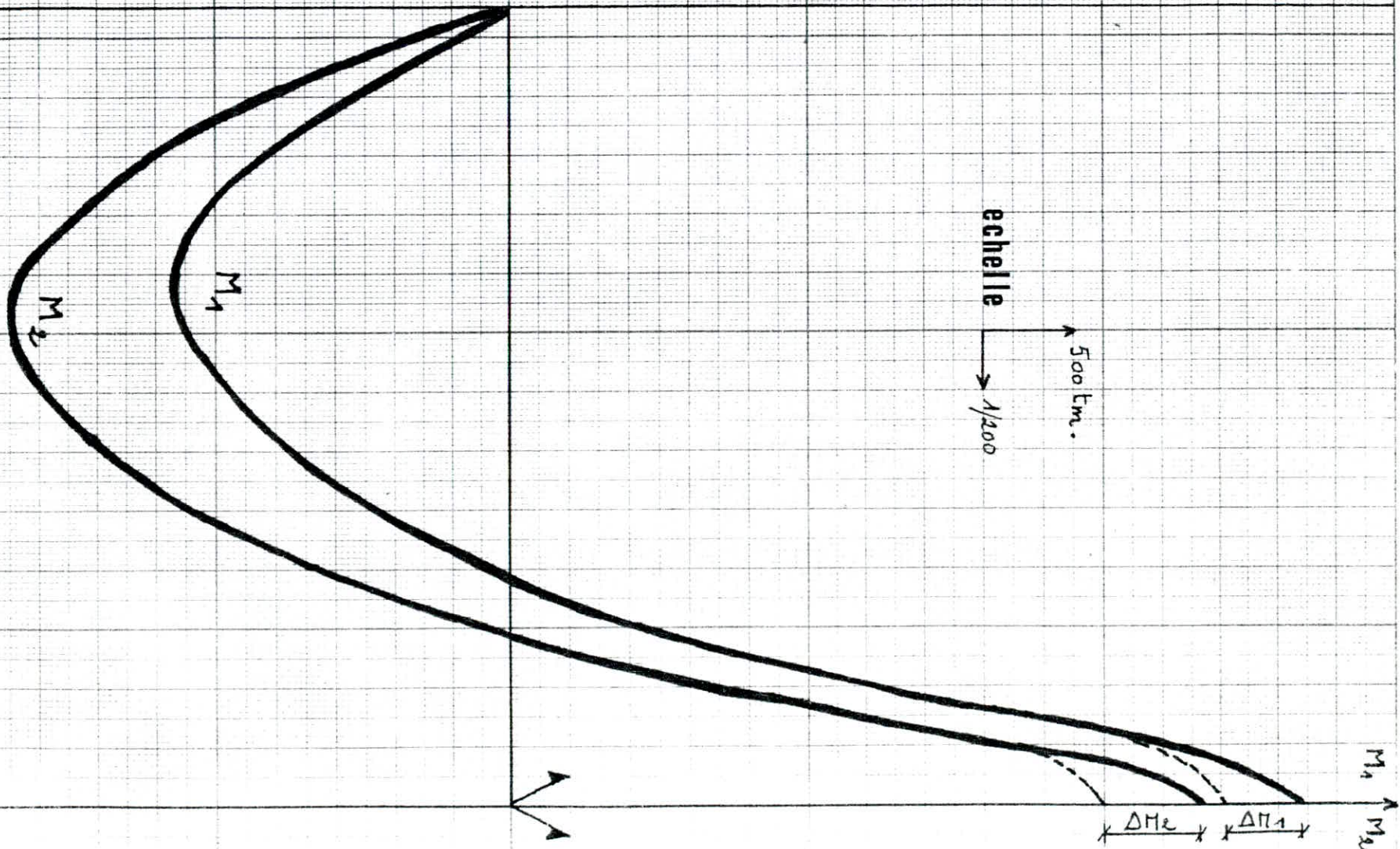
$$\text{a/ } M_2 = -3330,707 \text{ tm}$$

$$M_1 = -4030,113 \text{ tm.}$$

$$\text{b/ } M'_2 = -3347,447 \text{ tm}$$

$$M'_1 = -4018,451 \text{ tm.}$$

courbe enveloppe des moments fléchissants dûs aux charges civiles



**LA
PRECONTRAINTE**

DEFINITIONS DES PARAMÈTRES ESSENTIELS UTILISÉS

I : moment d'inertie de la section

m : moment statique

S : Section transversale

h : hauteur de la section

d_m : largeur moyenne (dalle équivalente)

V_s : ordonnée de la fibre supérieure de la section rapportée à l'axe neutre

V_i : ordonnée de la fibre inférieure de la section rapportée à l'axe neutre

$\eta = \left| \frac{I}{S V_i V_s} \right|$ rendement géométrique de la section

$\lambda : V_s/V_i$

b : demi largeur de la dalle équivalente

b_0 : largeur inférieure de la nervure (intrados)

K_1, K_2, K_3 : coefficients de partition

α_1, α_2 : coefficients de concordance

e : excentrement du câble

e_s : limite supérieure du fuseau limite

e_i : limite inférieure du fuseau limite

F : force de précontrainte

M_p : moment global de précontrainte

M_H : moment hyperstatique de précontrainte

w : section utile d'un câble

RECHERCHE DE LA PRECONTRAÎNTE

généralités - rappels

Pour qu'il soit possible de trouver un câble moyen répondant au problème il faut satisfaire aux deux conditions principales

- a) Une condition mécanique : Dans chaque section le fuseau limite existe et le câble cherché lui est intérieur
- b) Une condition géométrique : la forme intrinsèque du câble moyen, considéré par travée, doit entrer à l'intérieur de la structure, compte tenu des couvertures minimales imposées, et des groupages éventuels des câbles en paquets verticaux.

La réalisation de ces deux conditions conduit à un couple (F, h) . Ce couple est différent selon que l'on cherche une épaisseur minimale ou selon que l'on se fixe la géométrie d'une fibre intangible.

Dans les deux critères de dimensionnement on doit chercher la section déterminante du point de vue mécanique, cette section est la section critique.

1 - fuseaux limites - condition d'existence

Puisque le dimensionnement de la précontrainte doit logiquement aboutir à la définition d'un câble croissant, les valeurs des excentrement des limites du fuseau, pour l'effet considéré supposent nul le moment hypostatique développé par la force de précontrainte d'intensité F .

En prenant les excentrement par rapport à la fibre moyenne

on définit les limites supérieures et inférieures du fuseau de "non compression excessive" et de "non traction" dans chaque section, en se basant sur les inéquations fondamentales suivantes dans le cas des charges civiles.

$$\frac{F}{S} + \pi_1 \frac{v_s}{I} + \frac{\pi_p}{I} v_s \geq \bar{\sigma}_1$$

$$\frac{F}{S} + \pi_2 \frac{v_s}{I} + \frac{\pi_p}{I} v_s \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\frac{F}{S} + \pi_2 \frac{v_i}{I} + \frac{\pi_p}{I} v_i \geq \bar{\sigma}_1$$

$$\frac{F}{S} + \pi_1 \frac{v_i}{I} + \frac{\pi_p}{I} v_i \leq \bar{\sigma}_b$$

où π_1 et π_2 sont les moments fléchissants extrêmes auxquels est soumise la section : $\pi_1 < \pi_2$ en valeur algébrique

- M_p est le moment global de précontrainte
- v_s et v_i les ordonnées des fibres extrêmes par rapport au centre de gravité de la section
- $\bar{\sigma}_1$ et $\bar{\sigma}_b$, les contraintes minimales et maximales admissibles du béton.

Pour les cas des charges militaires nous substituerons dans ces équations :

$$\pi'_1 \text{ et } \pi'_2 \text{ à } \pi_1 \text{ et } \pi_2$$

$$- 1,1 \cdot 0,42 \sigma'_{28} \text{ et } 1,1 \bar{\sigma}_b \text{ à } \bar{\sigma}_1 \text{ et } \bar{\sigma}_b$$

Ces limites sont données pour les surcharges civiles et militaires.

la plus petite des 2 valeurs suivantes définit "la limite supérieure" du fuseau de "non compression excessive".

$$e_{sc} = n V_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b s}{F} \right) - \frac{\pi_2}{F} \quad (\text{sur charges civiles})$$

$$\bar{e}_{sc} = n V_i \left(1 - \frac{1,1 \bar{\sigma}_b s}{F} \right) - \frac{\pi_2'}{F} \quad (\text{sur charges militaires})$$

la plus grande des 2 valeurs suivantes définit la limite inférieure du fuseau de "non compression excessive"

$$e_{ic} = n V_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b s}{F} \right) - \frac{\pi_1}{F} \quad (S.C)$$

$$\bar{e}_{ic} = n V_s \left(1 - \frac{1,1 \bar{\sigma}_b s}{F} \right) - \frac{\pi_1'}{F} \quad (S.M)$$

la plus petite des 2 valeurs suivantes définit la limite supérieure du fuseau limite de "non traction"

$$e_{st} = n V_s \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1 s}{F} \right) - \frac{\pi_2}{F} \quad (S.C)$$

$$\bar{e}_{st} = n V_s \left(1 + \frac{1,1 \bar{\sigma}_1 s}{F} \right) - \frac{\pi_2'}{F} \quad (S.M)$$

la plus grande des 2 valeurs suivantes définit la limite inférieure du fuseau limite de "non traction"

$$e_{it} = n V_i \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_1 s}{F} \right) - \frac{\pi_1}{F} \quad (S.C)$$

$$\bar{e}_{it} = n V_i \left(1 + \frac{1,1 \bar{\sigma}_1 s}{F} \right) - \frac{\pi_1'}{F} \quad (S.M)$$

la condition d'existence du fuseau limite résultant se résume dans chaque section, par les trois conditions suivantes:

- Une condition nécessaire d'existence du fuseau de "non compression excessive" du béton
- Une condition nécessaire d'existence du fuseau de "non traction"

Enfin une condition liée aux deux précédentes par laquelle les deux fuseaux ont bien une plage commune.

les indications qui en résultent ($e_s - e_i$) fournissent

à la limite la plus petite hauteur mécaniquement possible, Compte tenu des contraintes admissibles du béton et des efforts extérieurs qui en sont appliqués et que nous appelons H_{min} dont l'expression est de la forme $H_{min} = \sqrt{\frac{(\Delta\pi) + \overline{\Delta\pi}}{\eta dm (A+B)}}$ Selon la nature du fuseau résultant les valeurs de $(\Delta\pi)$, $\overline{\Delta\pi}$, A et B sont données par :

$\begin{matrix} \text{Lim sup} \\ \text{Lim inf} \end{matrix}$	$e_{sc} (c)$	$\overline{e}_{sc} (M)$
$e_{ic} (c)$	$\overline{\Delta\pi} = \pi_2 - \pi_1$	$\overline{\Delta\pi} = \pi'_2 - \pi_1$
	$A = \overline{\sigma}_b$	$A = \frac{\lambda + 1,1}{1 + \lambda} \overline{\sigma}_b$
$\overline{e}_{ic} (M)$	$\overline{\Delta\pi} = \pi_2 - \pi_1$	$\overline{\Delta\pi} = \pi'_2 - \pi'_1$
	$A = \frac{\lambda + 1,1\lambda}{1 + \lambda} \overline{\sigma}_b$	$A = 1,1 \overline{\sigma}_b$

$\begin{matrix} \text{Lim sup} \\ \text{Lim inf} \end{matrix}$	$e_{st} (c)$	$\overline{e}_{st} (M)$
$e_{it} (c)$	$(\Delta\pi) = \pi_2 - \pi_1$	$(\Delta\pi) = \pi'_2 - \pi'_1$
	$B = -\overline{\sigma}_1$	$B = \frac{1,1\lambda \overline{\sigma}_b - \overline{\sigma}_1}{1 + \lambda}$
$\overline{e}_{it} (M)$	$(\Delta\pi) = \pi_2 - \pi'_1$	$(\Delta\pi) = \pi'_2 - \pi'_1$
	$B = \frac{\lambda \overline{\sigma}_1 - 1,1 \overline{\sigma}_b}{1 + \lambda}$	$B = 1,1 \overline{\sigma}'_b$

2- section critique

De la condition mécanique on déduit que dans chaque section de hauteur h , la force de précontrainte F doit être comprise entre deux valeurs F_{min} et F_{max} .

Dans le cas de structure à inertie variable, pour la plus petite des hauteurs mécaniques H_{min} , il découle $F_{min} = F_{max}$. Cette solution donne la hauteur minimale ris à ris de la condition mécanique.

Elle exprime qu'en cette section les fuseaux limites de "non compression excessive" et de "non traction" sont confondus et tangents au même point.

En géométrie imposée (notre cas), si nous appelons H_{mic} la hauteur de la section critique, on doit avoir $H_{mic} \geq H_{min c}$, si cette.

Condition est satisfaite, il existe alors un couple de valeurs (F_{min}, F_{max}) entre lesquelles doit se trouver l'effet de précontrainte pour que le problème soit mécaniquement possible.

$$F_{min} = \frac{(\Delta M)}{\eta H_{ini} c} + H_{ini} d_m B$$

$$F_{max} = \frac{-\Delta M}{\eta H_{ini} c} + H_{ini} d_m B$$

3_ condition géométrique

La condition mécanique nous a permis de déterminer la force F de précontrainte à exercer dans la section critique, dans un premier calcul nous retiendrons cette force dans toute les sections de l'ouvrage le nombre de câbles nécessaires est : $N = F / \omega T_s$

N est arrondi au chiffre supérieur.

La distance minimale d du centre de gravité des armatures, de précontrainte au parement horizontal (intrados ou extrados) le plus proche étant déterminée, ainsi que l'excentrement e_c du câble et la force de précontrainte dictée par la condition mécanique et les limites du ferraillage résultant, on peut calculer les côtes du câble aux points de passage particulier à l'aide des coefficients, K_1, K_2 et K_3 (coefficients que l'on se fixe). On vérifie que la flèche du câble peut s'insérer dans la structure. Cette vérification s'effectue travée par travée. Dans notre cas nous avons deux travées; la formule à appliquer est celle qui correspond aux travées de rive; cette formule s'écrit :

$$0,6(e_c)_{A_0} + 0,4(e_c)_{A_1} - \Delta z - (e_c)_{0,4l} \leq h_u$$

avec ; $h_u =$ hauteur utile, elle est donnée par $h_u = h - 1,4d$ pour une travée de rive.

$\Delta z =$ représente la variation de la fibre moyenne du tablier par rapport à l'extrados entre les appuis et le milieu de la travée

$$\Delta z = 0,4V_s(A_1) + 0,6V_s(A_0) - V_s(0,4l) \text{ dans notre cas } \Delta z = 0$$

4 - recherche du tracé du câble moyen

le câble moyen est tracé par points à l'intérieur du fuseau limite résultant, son excentrement vertical dans chaque section, compte par rapport à la fibre moyenne a pour expression :

$$e_c = e_i + K(e_s - e_i).$$

la valeur de K au point d'abscisse relative m_i dans la travée i a pour expression : $K(i, d_i, m_i) = P_i(m_i) + d_i \Phi_i(m_i)$

d_i est le paramètre de concordance constant par travée $P_i(m_i)$ et $\Phi_i(m_i)$ sont des polygones en m_i , avec $m_i = \frac{x - x_i}{2d_i}$, où x_i est l'abscisse de la travée i et $x_i < x < x_{i+1}$.

la valeur de K doit satisfaire à la condition $0 \leq K \leq 1$ qui se traduit par la condition $d_i' \leq d_i \leq d_i''$.

à laquelle il suffit que d_i satisfasse pour que le câble obtenu se tienne à l'intérieur du fuseau limite dans toute la travée.

les d_i sont déterminés par un système de $(n-1)$ équations linéaires et une condition supplémentaire, de manière à vérifier la condition de concordance sur chaque appui intermédiaire,

L'ouvrage ayant n travées, $(M_H)_i = 0$ pour $i = 2, \dots, n$
 $(M_H)_i$ est le moment hyperstatique sur l'appui i .

Pour une travée de rive nous prenons pour K un polygone du deuxième degré en m ; $K = K_3 + (K_1 - K_3)m - \alpha_1 m(1-m)$ dépendant linéairement du paramètre α_1 et prenant sur appuis les valeurs K_3 et K_1 fixées à l'avance.

Pour une travée de rive α_1 doit satisfaire la condition

$$- [\sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3}]^2 \leq \alpha_1 \leq [\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3}]^2.$$

Dans le cas général les α_i sont obtenus par la condition qui consiste à rendre minimale l'expression suivante

$$\sum_{i=1}^n \frac{(\alpha_i - \bar{\alpha}_i)^2}{(\alpha_i'' - \alpha_i)^2} \quad \text{où} \quad \bar{\alpha}_i = \frac{1}{2}(\alpha_i' + \alpha_i'')$$

les valeurs de α_i sont déterminés à l'aide des multiplicateurs de LAGRANGE, et il y a lieu de vérifier les conditions déjà écrites en particulier $\alpha_i' \leq \alpha_i \leq \alpha_i''$

Pour notre projet l'expression à rendre minimale n'est autre que :

$$\Phi(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 - \bar{\alpha}_1)^2 + (\alpha_2 - \bar{\alpha}_2)^2}{[(\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3})^2 + (\sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3})^2]}$$

$$\text{avec} \quad \bar{\alpha}_1 = \bar{\alpha}_2 = \frac{1}{2} \left[(\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3})^2 - (\sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3})^2 \right]$$

5 - calcul du moment hyperstatique de précontrainte M_H

l'action de la précontrainte est équivalente à :

- Un effort normal F tangent à la ligne moyenne
- Une charge continue verticale due à la courbure et égale à $-F/R$
 $(R = \text{rayon de courbure du câble})$

- Une charge verticale due à la courbure de la poutre et égale à : F/R' (R' = Rayon de courbure de la ligne moyenne)
- Des moments d'attaches aux abouts $F_1 e_1, F_{n+1} e_{n+1}$
- En cas de brisure de la ligne moyenne (gousets) à des efforts concentrés qui s'exercent aux changements de direction de la ligne moyenne, égaux à $F \sin \delta$ (δ = déviation de la ligne moyenne).
En effet, en un point x , l'effet de la précontrainte est représenté par $F \vec{t}$, \vec{t} étant le vecteur unitaire tangent à la courbe $y(x)$;
C'est à dire au câble moyen.

$$d(F \vec{t}) = \vec{t} dF + F d\vec{t} = \vec{t} dF + \vec{n} \frac{F}{R} ds \quad \text{avec} \quad \frac{1}{R} = \frac{y''}{(1+y'^2)^{3/2}}$$
 le câble étant très peu incliné sur l'horizontale nous négligerons le terme y'^2 devant 1, nous pouvons donc considérer \vec{t} comme horizontale et \vec{n} comme verticale.

dF représente la variation d'effort normal, la densité de charge verticale répartie (fictive) due à la courbure du câble est :

$$\bar{w}(x) = -F y'' = -F/R$$

De même la densité de charge due à la courbure du tablier est :

$$\bar{w}(x) = F z'' = F/R'$$
, $z(x)$ étant l'ordonnée de la fibre moyenne du tablier. Dans ces conditions les effets dus à la précontrainte se résument à :

- Un effort normal $F(x)$ appliqué au centre de gravité de la section considérée
- Un moment fléchissant M_p égal à la somme d'une part des

des effets de la courbure du câble et de celle de la ligne moyenne représentée par : $\int_{A_1}^{A_{n+1}} \mathcal{I}_b(x, \alpha) F(\alpha) [y''(\alpha) - z''(\alpha)] d\alpha$
 et d'autre part, des effets dus aux moments d'attache aux extrémités du câble et ceux dus aux brisures de la ligne moyenne.

- $\mathcal{I}_b(x, \alpha)$ représente la ligne d'influence du moment fléchissant dans la section x pour une charge unité se trouvant dans la section α

- Π_p représente le moment global de précontrainte

Nous avons rapporté le câble $y(x)$ et la ligne moyenne $z(x)$ à un même axe, l'excentrement du câble moyen est égal à :

$$e(x) = y(x) - z(x).$$

En intégrant deux fois par partie l'expression du moment global Π_p et moyennant des approximations valables pour les ouvrages étudiés on aboutit à :

$$\Pi_p = F(x) e(x) - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) e(\alpha) \frac{\partial^2 \mathcal{I}_b(x, \alpha)}{\partial \alpha^2} d\alpha$$

or le moment global de précontrainte est égal à la somme du moment isostatique $F.e$ et du moment hyperstatique Π_H de précontrainte $\Pi_p = F.e + \Pi_H$.

Il apparaît donc immédiatement

$$\Pi_H = - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) e(\alpha) \mathcal{I}_{b\alpha^2}''(x, \alpha) d\alpha$$

$\mathcal{I}_{b\alpha^2}''(x, \alpha)$ est la dérivée seconde par rapport à α de la ligne d'influence du moment fléchissant dans la section x

* REMARQUES

En raison de la décomposition des effets de la précontrainte le moment global de précontrainte ne dépend que de la courbure du câble, donc de sa forme intrinsèque et non de sa position, ni l'on ne déplace les abouts. Il est donc illusoire de vouloir suivant des errements constants modifier M_H pour augmenter le moment global.

- Si nous avons trouvé une solution, dont l'expression est $y_i(x)$ dans la travée l_i , $y_i(x) + B_i \frac{x}{l_i} + C_i$ où B_i et C_i sont deux constantes est aussi solution.

En d'autres termes, des transformations linéaires par travée, pratiquées sur le câble et laissant fixes les extrémités, ne changent pas les courbures du câble, donc son action n'est pas modifiée et l'effet global de précontrainte reste le même.

* conséquence pour le tracé du câble

Les remarques précédentes montrent que l'on peut s'affranchir du calcul de M_H en choisissant un cable concordant c'est à dire un câble donnant un moment hyperstatique nul sur tout l'ouvrage - le fascicule limite déjà tracé s'applique alors intégralement.

LE CÂBLAGE

DETERMINATION DU CÂBLAGE

Nous avons un pont dalle à larges encorbellements et à inertie constante dont nous déterminerons la précontrainte et recherchons le tracé du câble.

A. PARAMÈTRES DE CALCUL

a. caractéristiques géométriques

$$I = 2,0962 \text{ m}^4, m = 2,6603 \text{ m}^3, V_s = 0,594 \text{ m}, V_i = 0,706 \text{ m}, S = 14,29 \text{ m}^2$$

$$h = 1,30 \text{ m}, d_m = 2b = 11,45 \text{ m}, \eta = 0,3499, \lambda = 0,8413.$$

b. caractéristiques des matériaux

Béton : $\sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2, \sigma_j = 2800 \text{ t/m}^2, \bar{\sigma}_b = 1260 \text{ t/m}^2, \bar{\sigma}'_b = \sigma_1 = 0$

Acier : $R_s = 185000 \text{ t/m}^2, T_s = 148000 \text{ t/m}^2, W = 973 \text{ mm}^2, E_a = 2 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$

B. TRACÉ DU CÂBLE APPROCHÉ

1. détermination du couple (F_{\min}, F_{\max})

La section critique se situe à l'abscisse $0,4l$, sa hauteur est $h = 1,30 \text{ m}$, c'est la hauteur constante de toute la dalle. Pour déterminer le couple (F_{\min}, F_{\max}) nous devons d'abord vérifier que la hauteur imposée n'est pas inférieure à la hauteur minimum donnée par la condition mécanique. Cette hauteur est déterminée dans le cas des surcharges militaires qui sont prépondérantes.

$$H_{\min} = \sqrt{\frac{\Delta\pi - \bar{\Delta}\pi}{\eta d_m (A+B)}}$$

$$A = 1,1 \bar{\sigma}_b = 1,1 \cdot 1260 = 1386 \text{ t/m}^2$$

$$B = 1,1 \bar{\sigma}'_b = 0$$

$$\Delta\pi = \bar{\Delta}\pi = 3001,44 - 1821,613 = 1179,827 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc } H_{\min} = \sqrt{\frac{1179,827 \cdot 2}{0,3499 \cdot 11,45 \cdot (1386+0)}} = 0,65 \text{ m} < h = 1,30 \text{ m}$$

La condition mécanique est vérifiée.

Les valeurs de F_{\min} et F_{\max} sont :

$$F_{\min} = \frac{\Delta M}{\eta h} + h d_m B = 2594,508 \text{ t}$$

$$F_{\max} = -\frac{\Delta M}{\eta h} + h d_m A = 18036,10 \text{ t}$$

2_ condition géométrique et force géométrique

La condition géométrique s'écrit $0,6 e_c(A_0) + 0,4 e_c(A_1) - e_c(0,4l) \leq h_u$

on se fixe $K_1=0$, $K_2=1$, K_3 fixe de telle façon à avoir un excentrement nul à l'about. On a donc :

$$e_c(A_0) = 0, \quad e_c(A_1) = \eta V_i - \frac{\pi_1}{F} \text{ appui intermédiaire}$$

$$e_c(0,4l) = \eta \left(1 - \frac{1,15 \cdot \bar{\sigma}_b}{F} \right) \frac{\lambda}{1+\lambda} - \frac{\pi_2}{F}$$

La condition géométrique devient

$$0,4 \left(\eta V_i - \frac{\pi_1}{F} \right) - \left[\eta \left(1 - \frac{1,15 \cdot \bar{\sigma}_b}{F} \right) \frac{\lambda}{1+\lambda} - \frac{\pi_2}{F} \right] \leq h_u$$

d'où on obtient :

$$F_{\text{géométrique}} = \frac{0,4 \pi_1 - \pi_2 - \eta 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \lambda / (1+\lambda)}{0,4 \eta V_i - \eta \lambda / (1+\lambda) - h_u}$$

$$h_u = h - 1,4 \cdot 0,12 = 1,3 - 1,4 \cdot 0,12 = 1,132 \text{ m}, \quad \pi_2 = 3001,44 \text{ tm}, \quad \pi_1 = 4018,45$$

$$F_{\text{géométrique}} \text{ vaut : } F_{\text{geom}} = 6517,04 \text{ t.}$$

$$\text{le nombre de câble est : } N = \frac{F}{W T G} = \frac{6517,04 \cdot 10^6}{148000 \cdot 973}$$

$$\text{d'où } N = 46 \text{ câbles}$$

W : section utile d'un câble (973 mm^2).

3_ tracé du câble approché

Pour les structures élancées ($l > 20 \text{ m}$) et en géométrie imposée

la condition géométrique est déterminante, sous réserve que la face géométrique reste dans un domaine limité par F_{\min} et F_{\max} .

$$F_{\min} = 2594,508 \text{ t} \leq F_{\text{géo}} = 6577,04 \text{ t} \leq F_{\max} = 18036,10 \text{ t}$$

cette condition est vérifiée dans notre cas, à partir de cette face $F = F_{\text{géo}}$ qui est considérée constante dans toute la travée, nous allons donc déterminer le fuseau limite par conséquent le tracé du câble approché. Pour $\sigma_1 = \sigma_b' = 0$ (contrainte de traction nulle), les relations qui donnent le fuseau limite sont données dans le chapitre PRÉCONTRAÎNTE.

le câble approché est obtenu en considérant dans la formule de K , $\alpha = 0$ d'où $K = K_3 + (K_1 - K_3)m$.

des excentrement du câble sont donnés dans chaque section par : $e_c = e_i + K(e_s - e_i)$.

$K_1 = 0$, $K_2 = 1$ ces valeurs sont recommandées pour des structures élancées ; elles permettent un bon rendement des aciers.

$$e_c = e_i + K_3(1-m)(e_s - e_i) ; m = \frac{x}{l}$$

K_3 est fixé par avoir un excentrement nul à l'about.

donc on pose $e_c = 0$ avec $m = 0$

d'où

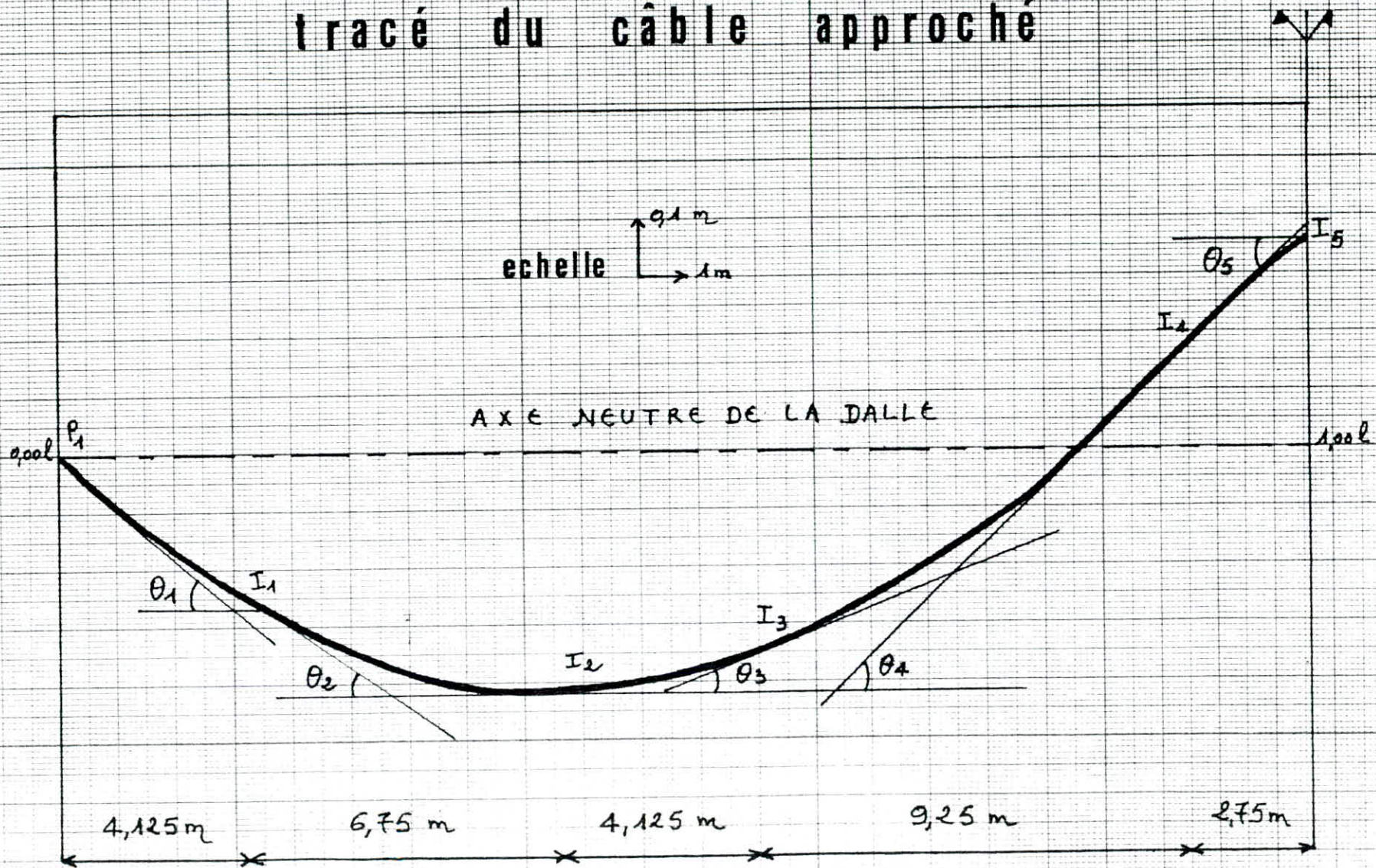
$$K_3 = -\frac{e_i}{e_s - e_i} = \frac{0,2470}{-0,2078 + 0,2470} = 0,543$$

$$e_c = e_i + 0,543(1-m)(e_s - e_i)$$

**TABLEAU DONNANT LE FUSEAU LIMITE ET
L'EXCENTREMENT DU CÂBLE APPROCHÉ**

Sections	e_{st} (m)	e_{it} (m)	e_{sc} (m)	e_{jc} (m)	fuseau limite resultant		e_c du câble
					e_i (m)	e_s (m)	
0,00l	0,2078	-0,2470	0,4292	-0,3663	-0,2470	0,2078	0,0000
0,05l	0,091	-0,3220	0,3285	-0,4426	-0,3220	0,091	-0,1089
0,10l	-0,0063	-0,3857	0,2316	-0,5072	-0,3857	-0,0063	-0,2002
0,15l	-0,0758	-0,4377	0,1517	-0,5606	-0,4377	-0,0758	-0,2706
0,20l	-0,1538	-0,4783	0,0912	-0,6023	-0,4783	-0,1538	-0,3373
0,25l	-0,2031	-0,5077	0,0473	-0,6326	-0,5077	-0,2031	-0,3836
0,30l	-0,2358	-0,5253	0,0138	-0,6515	-0,5253	-0,2358	-0,4152
0,35l	-0,2520	-0,5316	-0,0050	-0,6590	-0,5316	-0,2520	-0,4329
0,40l	-0,2526	-0,5264	0,0432	-0,6550	-0,5264	-0,2526	-0,4371
0,45l	-0,2055	-0,4776	0,0903	-0,6073	-0,4776	-0,2055	-0,3963
0,50l	-0,2069	-0,4816	0,0270	-0,6124	-0,4816	-0,2069	-0,4070
0,55l	-0,1609	-0,4420	0,0671	-0,5740	-0,4420	-0,1609	-0,3733
0,60l	-0,1056	-0,3909	0,1219	-0,5663	-0,3909	-0,1056	-0,3289
0,65l	-0,0374	-0,3290	0,1901	-0,4634	-0,3290	-0,0374	-0,2735
0,70l	0,0448	-0,2557	0,2724	-0,3897	-0,2557	0,0448	-0,2067
0,75l	0,1435	-0,1690	0,3711	-0,3056	-0,1690	0,1435	-0,1265
0,80l	0,2521	-0,0720	0,4825	-0,2097	-0,0720	0,2521	-0,0368
0,85l	0,4195	0,0796	0,6471	-0,0650	0,0796	0,4195	0,1072
0,90l	0,5185	0,1732	0,7502	0,0274	0,1732	0,5185	0,1919
0,95l	0,5295	0,1801	0,7571	0,0479	0,1801	0,5295	0,1895
1,00l	0,7187	0,3713	0,9464	0,2519	0,3713	0,7187	0,3713

tracé du câble approché



C - TRACÉ DU CÂBLE CONCORDANT

1_ évaluation des pertes sur le tracé approché

a/ pertes par frottements

Les pertes seront calculées sur des tronçons du tracé en supposant que ces pertes sont linéaires entre 2 points d'inflexion successifs.

L'expression donnant les pertes en un point d'abscisse x est :

$\Delta T(x) = -T(f \theta / l_i + E)x$ où T : désigne la tension au 1^{er} point d'inflexion, θ : déviation angulaire entre 2 points ;

x : abscisse du point de calcul compté à partir du premier.

Du 2^{ème} point, la perte sera de : $\Delta T(l_i) = -T(f\theta + E l_i)$

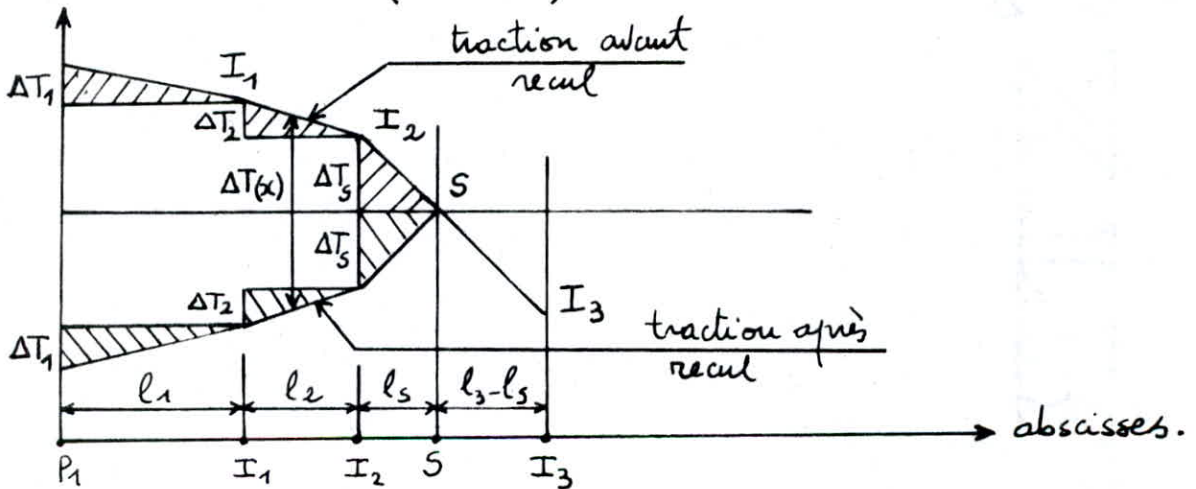
f : coefficient de frottement, on prend $f = 0,18$

E : déviation angulaire parasite : $E = 0,002$

b/ pertes par recul d'ancrage

Les pertes par recul d'ancrage sont déterminées sous la tension initiale $T_0 = T_G$. Pour les systèmes d'ancrage à coincement conique il y'a une rentrée d'ancrage après lavage des armatures tendues, donc une perte de tension statique. Cette rentrée d'ancrage provoque une perte de tension $\Delta T(x)$ qui décroît en s'éloignant de l'ancrage. Ce mouvement de rétraction de l'armature non injectée provoque des frottements du câble dans sa gaine et mobilise des frottements lors de la mise en tension en sens inverse. On obtiendra 2 diagrammes de pertes statiques en polygones anti-parallèles par rapport à l'axe des abscisses sur une longueur P_1S

les pertes de tension sont calculées de 2 manières différentes en évaluant l'énergie de frottement dissipée au cours de la retraction, soit ΔC la rentrée d'ancrage nous obtenons d'après la loi de HOOKE $\int_{P_1}^S \Delta T(x) dx = E \Delta C / 1000$, x exprimé en [m] et ΔC en [mm]. Nous devons donc chercher l'abscisse S qui satisfait avec une précision suffisante à l'égalité précédente. On applique une méthode pratique présentée dans la pièce 1.6 du dossier PSIDE 67 (SETRA).



la méthode consiste à établir un graphique de type ci dessus où les aires de part et d'autre de l'axe mené par S doivent être égales

$$\text{Si on pose } \int_{P_1}^{I_n} \Delta T(x) dx = S_n$$

$$S_n = \Delta T_1 \cdot l_1 + \Delta T_2 \cdot l_2 + \dots + \Delta T_n \cdot l_n + 2l_1 [\Delta T_2 + \dots + \Delta T_n] + 2l_2 [\Delta T_3 + \dots + \Delta T_n] + \dots + 2l_{n-1} \Delta T_n$$

$$S_n = S_{n-1} + \Delta T_n (2l_1 + 2l_2 + \dots + 2l_{n-1} + l_n)$$

On cherche la valeur S_n la plus voisine par défaut de $\frac{E \Delta C}{1000}$ et on déterminera la position de S en posant :

$$K = \frac{\Delta T_{n+1}}{l_{n+1}} = \frac{\Delta T_s}{l_s} \text{ d'où : } \frac{E \Delta c}{1000} = S_n + \Delta T_s (2l_1 + 2l_2 + \dots + 2l_n + \frac{\Delta T_s}{K})$$

K est la pente du segment de droite sur lequel se trouve S et on obtient ΔT_s donc l_s , par résolution d'une équation du second degré.

Dans notre cas $n=3$, $l_1=4,125\text{m}$, $l_2=6,75\text{m}$, $l_3=4,125\text{m}$, $l_4=9,25\text{m}$

Pour la tension à l'ancrage $T_0 = T_G = 148 \text{ Kg/mm}^2$. Les pertes entre deux points d'inflexion successifs sont :

$$\Delta T_1 = 3,2909 \text{ Kg/mm}^2, \Delta T_2 = 3,7082 \text{ Kg/mm}^2, \Delta T_3 = 2,22 \text{ Kg/mm}^2, \Delta T_4 = 5,3354 \text{ Kg/mm}^2$$

$$S_n = \Delta T_1 l_1 + \Delta T_2 l_2 + \Delta T_3 l_3 + 2l_1 (\Delta T_2 + \Delta T_3) + 2l_2 \Delta T_3, \text{ d'où}$$

$$S_3 = 12,6640 \cdot 10^4 \text{ Kg/mm}.$$

$$\Delta c = 9 \text{ mm}, \frac{E \Delta c}{1000} = \frac{2 \cdot 10^7 \cdot 9}{1000} = 1,8 \cdot 10^5 \text{ Kg/mm}$$

$$K = \frac{\Delta T_s}{l_s} = \frac{\Delta T_{n+1}}{l_{n+1}} = \frac{\Delta T_4}{l_4} = \frac{5,3354}{9,25 \cdot 10^3} = 5,7680 \cdot 10^{-4}$$

Pour trouver l'abscisse S nous allons donc résoudre l'équation en ΔT_s

$$\frac{E \Delta c}{1000} = S_n + \Delta T_s (2l_1 + 2l_2 + \dots + 2l_n + \frac{\Delta T_s}{K}). \text{ qui s'écrit pour } n=3$$

$$\frac{E \Delta c}{1000} = S_3 + \Delta T_s (2l_1 + 2l_2 + 2l_3 + \frac{\Delta T_s}{K})$$

Après transformation et application numérique elle devient :

$$\Delta T_s^2 + 2K(l_1 + l_2 + l_3) \Delta T_s + K(S_3 - \frac{E \Delta c}{1000}) = 0$$

$$\Delta T_s^2 + 17,304 \Delta T_s - 30,7780 = 0, \text{ nous avons donc}$$

$$\Delta T_s = 1,6258 \text{ Kg/mm}^2 \text{ d'où } l_s = \frac{\Delta T_s}{K} = 281 \text{ m}.$$

L'effet de recul d'ancrage se fait ressentir sur une distance de 17,81 m dans la travée de gauche et à partir de 36,19 m dans la travée de droite.

pertes sections	deviation α (gra)	l_i (m)	$\Delta T f(x)$ Kg/mm ²	recul d'ancrage Kg/mm ²	T_s Kg/mm ²
P ₁	4,9366	4,125	3,2909	21,6498	126,3502
I ₁	4,0814	6,75	3,7082	15,0680	129,6411
I ₂	2,3862	4,125	2,200	7,6516	133,3413
I ₃	6,1874	9,25	5,3354	3,2516	135,5493
I ₄	3,8151	2,75	2,4124	0	133,4655
I ₅				0	131,0531

Dans ce qui va suivre, nous allons évaluer la force de précontrainte en tenant compte des pertes calculées sur le tracé approché. Ainsi, nous déterminerons le nouveau fuseau limite et ensuite nous calculerons le moment hyperstatique de précontrainte afin de déterminer les coefficients de concordance α_i et par conséquent déterminer le tracé du câble concordant. Soient $K_1=0, K_2=0$ et $K_3=0,543$.

* Pour la travée 1 : K est donné par

$$K = K_3 + (K_1 - K_3)m - \alpha_1 m(1-m) = K_3(1-m) + K_1 m - \alpha_1 m(1-m).$$

$$\text{AN: } K = 0,543(1-m) - \alpha_1 m(1-m) \quad \text{où } m = x/l$$

$$\text{l'excentricité du câble vaut } e_c = e_i + K(e_s - e_i)$$

$$e_c = e_i + [0,543(1-m) - \alpha_1 m(1-m)](e_s - e_i).$$

* Pour la travée 2 : K est calculé en remplaçant K_3 par K_1 et K_1 par K_3

$$K = K_1(1-m) + K_3 m - \alpha_2 m(1-m), \quad K = 0,543 m - \alpha_2 m(1-m)$$

$$\text{l'excentricité du câble vaut: } e_c = e_i + [0,543 m - \alpha_2 m(1-m)](e_s - e_i)$$

les résultats sont donnés dans le tableau suivant.

c/ calcul du moment hyperstatique de precontrainte

Il est donné par $M_H = - \int_{x_0}^{x_1} F(x) e(x) dM_1''(x) dx$

où $M_1''(x)$ est la dérivée seconde de la fonction d'influence du moment fléchissant sur l'appui (1), elle est définie par :

travée 1 : $M_1''(x) = \frac{3x}{2l^2}$, travée 2 : $M_1''(x) = \frac{3}{2l} - \frac{3x}{2l^2}$.

le tableau qui suivra résumera toutes les valeurs en chaque section.

On calculera l'intégrale par la méthode de SIMPSON.

$$\int_a^b f(x) dx = \frac{h}{3} (y_0 + y_n + 4\sigma_1 + 2\sigma_2) + R_2$$

où $\sigma_1 = y_1 + y_3 + \dots + y_{n-1}$ ($y_0 = y_n = 0$)

$$\sigma_2 = y_2 + y_4 + \dots + y_{n-2}$$

$$R_2 \approx - \frac{Ph^5}{90} f^{IV}(\xi) = 0$$

Dans notre cas $n = 0, 1, 2, 3, \dots, 40$

le pas est de $0,05l = 1,35 = h$

$$\sigma_1 = y_1 + y_3 + \dots + y_{39}$$

$$\sigma_2 = y_2 + y_4 + \dots + y_{38} \quad \text{avec } y_0 = y_{40} = 0$$

$$\sigma_1 = -222,53 \cdot 2 - 80,64 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

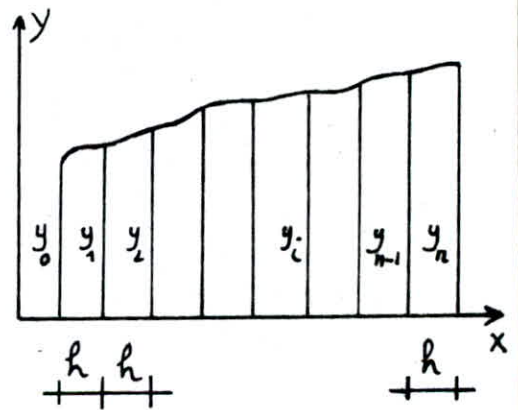
$$\sigma_2 = -266,08 \cdot 2 - 79,18 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

$$M_H = - \frac{1,35}{3} \left[4(-445,06 - 80,64 (\alpha_1 + \alpha_2)) + 2(-532,16 - 79,18 (\alpha_1 + \alpha_2)) \right]$$

$$M_H = - \frac{1,35}{3} (-2844,56 - 159,82 \alpha_1 - 159,82 \alpha_2) \cdot$$

d'où

$$M_H = -1040,58 - 216,41 \alpha_1 - 216,41 \alpha_2$$



Pour obtenir le câble concordant on doit annuler le moment hyperstatique

$$\mathcal{M}_H = -1040,58 - 216,41 \alpha_1 - 216,41 \alpha_2 = 0$$

Pour trouver les α_i nous devons rendre minimum l'expression

$$E(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 - \bar{\alpha}_1)^2 + (\alpha_2 - \bar{\alpha}_2)^2}{\left[(\sqrt{k_1} + \sqrt{k_3})^2 + (\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_3})^2 \right]^2} \quad \text{En appliquant}$$

la méthode de LAGRANGE.

les dérivées doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\alpha' \leq \alpha_1 \text{ ou } \alpha_2 \leq \alpha'' \quad \text{avec } \alpha' = -(\sqrt{1-k_1} + \sqrt{1-k_3})^2 = -2,8090,$$

et $\alpha'' = (\sqrt{k_1} + \sqrt{k_3})^2 = 0,543$. $\bar{\alpha}_1$ et $\bar{\alpha}_2$ ont pour valeur :

$$\bar{\alpha}_1 = \bar{\alpha}_2 = \frac{1}{2} (\alpha' + \alpha'')^2 = 2,5673 \quad \text{On aura donc :}$$

$$E(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 - 2,5673)^2 + (\alpha_2 - 2,5673)^2}{11,2360}$$

rendre minimum $E(\alpha_1, \alpha_2)$ c'est rendre minimum l'expression

suivante en introduisant une inconnue supplémentaire λ telle que :

$$\Phi(\alpha_1, \alpha_2) = E(\alpha_1, \alpha_2) + \lambda f(\alpha_1, \alpha_2).$$

$$\Phi(\alpha_1, \alpha_2) = \frac{(\alpha_1 - 2,5673)^2 + (\alpha_2 - 2,5673)^2}{11,2360} + \lambda (-1040,58 - 216,41 (\alpha_1 + \alpha_2))$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial \alpha_1} = \frac{2(\alpha_1 - 2,5673)}{11,2360} - 216,41 \lambda = 0$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial \alpha_2} = \frac{2(\alpha_2 - 2,5673)}{11,2360} - 216,41 \lambda = 0$$

On obtient les valeurs de α_1 et α_2

$$\alpha_1 = 2,5673 + 1215,80 \lambda, \quad \alpha_2 = 2,5673 + 1215,80 \lambda$$

Nous porterons α_1 et α_2 dans l'expression $f(\alpha_1, \alpha_2)$

$$-1040,58 - 216,41 (2,5673 + 1215,80 \lambda) \cdot 2$$

$$-2151,75 - 525876,30 \lambda = 0, \quad \lambda = -0,0040917$$

On obtient $\alpha_1 = \alpha_2 = -2,407$ appartenant au domaine $[\alpha' = -2,8090, \alpha'' = 0,543]$

Avec les valeurs de d_1 et d_2 on pourra tracer le câble concordant en les portant dans les expressions de e_c des tableaux établis auparavant

d / câble définitif

Nous allons procéder à une translation du câble concordant dans la structure d'une façon à y contenir sa forme intrinsèque, afin de ne rien changer à l'effet global de la précontrainte, les extrémités aux abords du câble ne subiront pas cette transformation, nous abaisserons le câble de telle sorte que la couverture sur appui intermédiaire et en travée reste la même sans toutefois dépasser la valeur de $d = 12 \text{ cm}$, la translation qui permettra la mise en place est linéaire et de la forme $y = \frac{A}{l} x$

Si nous appelons

- e_{c1} et e_{c2} les excentricités du câble concordant sur appui et en travée
- e_{d1} et e_{d2} ceux du câble définitif
- V_s et V_i ordonnées des fibres supérieures et inférieures de la dalle

Nous aurons $e_{d1} = e_{c1} - A$, $e_{d2} = e_{c2} + 0,40 A$ (à 0,40 l).
 les couvertures inférieures et supérieures étant prises égales, d'où

$$V_s - e_{c1} + A = V_i - e_{c2} - 0,40 A$$

$$\text{donc } A = \frac{V_i - V_s + e_{c1} - e_{c2}}{1,40} = \frac{0,706 - 0,9594 + 0,4401 - 0,3197}{1,40}$$

$$A = 0,16$$

la fonction qui permet la translation s'écrit :

$$y = 0,16 \frac{x}{l}$$

Afin d'obtenir un tracé régulier du câble se rapprochant le plus du câble définitif, tout en évitant les points anguleux, nous utiliserons la méthode d'interpolation de LAGRANGE pour procéder à un lissage du câble, nous aboutirons ainsi à un tracé qui est une succession d'arcs paraboliques de la forme $y = Ax^2 + Bx + C$

On donnera les valeurs des coefficients A, B et C dans le tableau suivant.

arcs coef	$0 \leq x \leq 8,10m$	$8,10 \leq x \leq 13,5$	$13,5 \leq x \leq 21,6$	$21,6 \leq x \leq 27m$
A	0,002343392	0,003312758	0,002077986	-0,0048423
B	-0,0570	-0,06998149	-0,037251061	0,28063179
C	0,0000	0,040900107	-0,1649885	-3,83052321

la formule permettant l'interpolation de LAGRANGE est :

$$P(x) = \sum_1^n L_i(x) f(x) \quad \text{si } L_i(x) = \frac{\prod_{j=0}^n (x-x_j)}{\prod_{j=0}^n (x_i-x_j)} \quad m_i \neq j$$

CÂBLE CONCORDANT

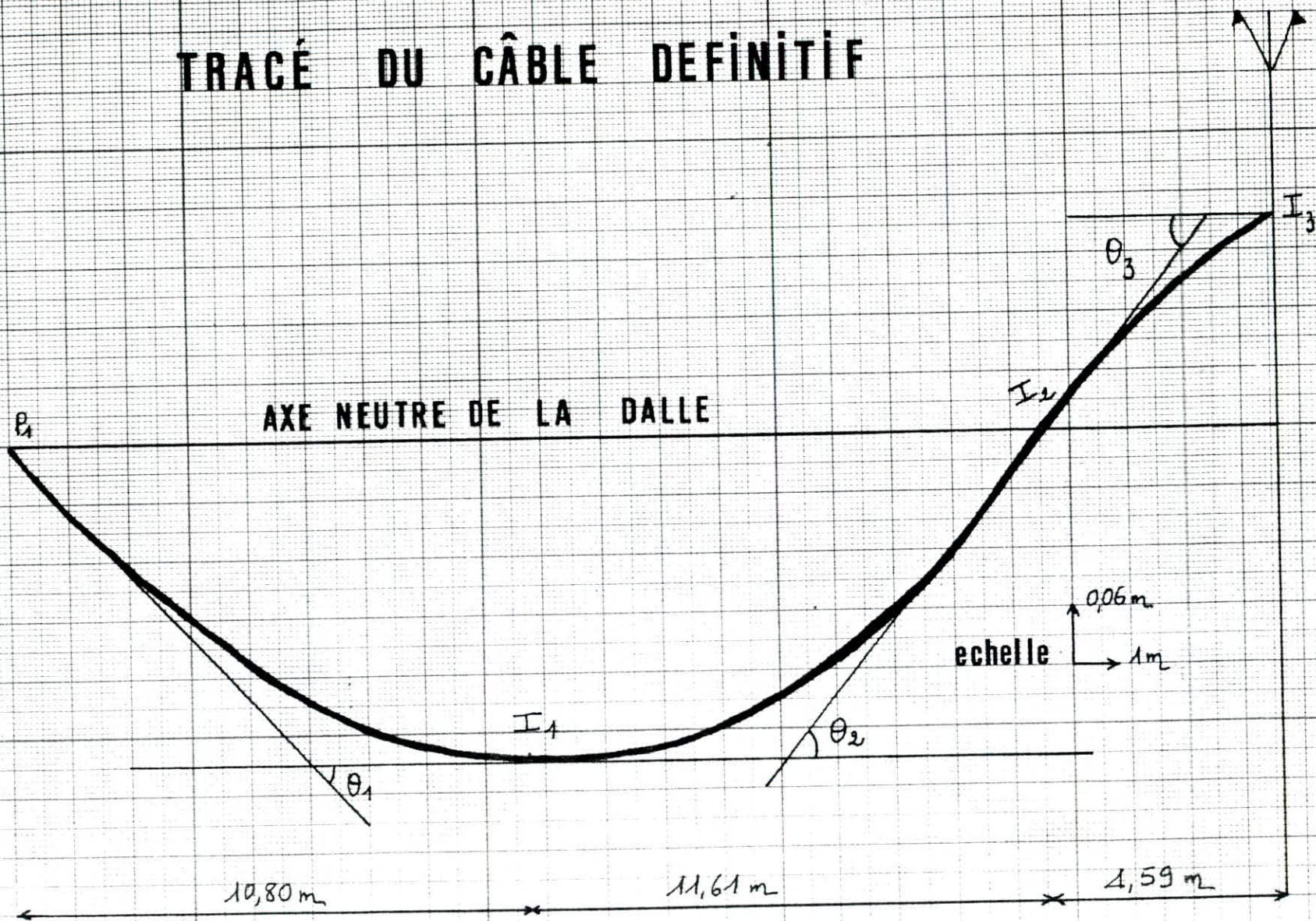
TRAVEE 1		
sections	abscisses	e_c
0,00l	0,00	0,00
0,05l	1,35	-0,0760
0,10l	2,70	-0,1445
0,15l	4,05	-0,2050
0,20l	5,40	-0,2541
0,25l	6,75	-0,2912
0,30l	8,10	-0,3146
0,35l	9,45	-0,3248
0,40l	10,80	-0,3197
0,45l	12,15	-0,2678
0,50l	13,50	-0,2715
0,55l	14,85	-0,2286
0,60l	16,20	-0,1808
0,65l	17,55	-0,1276
0,70l	18,90	-0,0624
0,75l	20,25	0,0139
0,80l	21,60	0,0967
0,85l	22,95	0,2352
0,90l	24,30	0,3021
0,95l	25,65	0,2701
1,00l	27,00	0,4401

TRAVEE 2		
sections	abscisses	e_c
0,00l	27,00	0,4401
0,05l	28,35	0,2701
0,10l	29,70	0,3021
0,15l	31,05	0,2352
0,20l	32,40	0,0967
0,25l	33,75	0,0139
0,30l	35,10	-0,0624
0,35l	36,45	-0,1276
0,40l	37,80	-0,1808
0,45l	39,15	-0,2286
0,50l	40,5	-0,2715
0,55l	41,85	-0,2678
0,60l	43,20	-0,3197
0,65l	44,55	-0,3248
0,70l	45,90	-0,3146
0,75l	47,25	-0,2912
0,80l	48,60	-0,2541
0,85l	49,95	-0,2050
0,90l	51,30	-0,1445
0,95l	52,65	-0,0760
1,00l	54,00	0,00

TABLEAU DONNANT LE CÂBLE DÉFINITIF
 (* câble obtenu après lissage)

sections	X/L (m)	e_c (m)	$-y$ (m)	e_d (m)	e_d^* (m)
0,00 l	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,05 l	0,05	-0,076	-0,008	-0,085	-0,0912
0,10 l	0,10	-0,1445	-0,016	-0,1625	-0,1668
0,15 l	0,15	-0,2050	-0,024	-0,2320	-0,2320
0,20 l	0,20	-0,2541	-0,032	-0,2901	-0,2979
0,25 l	0,25	-0,2912	-0,040	-0,3362	-0,3358
0,30 l	0,30	-0,3146	-0,048	-0,3686	-0,3679
0,35 l	0,35	-0,3248	-0,056	-0,3878	-0,3817
0,40 l	0,40	-0,3197	-0,064	-0,3917	-0,3917
0,45 l	0,45	-0,2678	-0,072	-0,3488	-0,3486
0,50 l	0,50	-0,2715	-0,080	-0,3615	-0,3618
0,55 l	0,55	-0,2286	-0,088	-0,3276	-0,3298
0,60 l	0,60	-0,1808	-0,096	-0,2888	-0,2868
0,65 l	0,65	-0,1276	-0,104	-0,2446	-0,2442
0,70 l	0,70	-0,0624	-0,112	-0,1884	-0,1879
0,75 l	0,75	0,0139	-0,120	-0,1211	-0,1209
0,80 l	0,80	0,0967	-0,128	-0,0473	-0,0473
0,85 l	0,85	0,2352	-0,136	0,0822	0,0822
0,90 l	0,90	0,3021	-0,144	0,1401	0,1401
0,95 l	0,95	0,2701	-0,152	0,0991	0,1818
1,00 l	1,00	0,4401	-0,16	0,2601	0,2601

TRACÉ DU CÂBLE DÉFINITIF



D. EVALUATION DE LA FORCE DE PRECONTRAÎNTE REELLE

Cette force sera évaluée en tenant compte des pertes déterminées sur le câble définitif obtenu après lissage.

CALCUL DES PERTES

a/ pertes statiques

Pour ce cas nous avons 4 points d'inflexion les pertes sont résumées dans le tableau suivant

sections	deviations α (GRAD)	L_i (m)	Δt_f Kg/mm ²	recul d'ancrage Kg/mm ²	$T_s(x)$ Kg/mm ²
P_1				17,6106	130,3894
I_1	3,4598	10,8	4,6433	8,3240	135,0327
I_2	4,1956	11,61	5,0350	0	138,3277
I_3	4,1956	4,590	2,9570	0	135,3647

l'effet de recul d'ancrage se fait sentir dans la travée de gauche à 20,399m, dans la travée de droite l'effet se fait sentir à partir de 33,60m

b/ pertes dues au raccourcissement élastique

l'ouvrage comporte une seule famille de câbles, qui sera mise en tension en totalité à j jours. Afin de pouvoir le centrer le plus tôt possible la mise en tension se fera en 22 jours.

La perte de tension par raccourcissement par une série de câbles est donnée par $\Delta T_1 = \frac{1}{2} \frac{\sigma_b}{E_i} E_a$ où σ_b : représente la contrainte du béton au niveau du CDG des armatures de précontrainte dans la section

Considérée, σ_b s'obtient par l'équation du 1^{er} degré suivante

$$\sigma_b = \frac{M_{oss} \cdot e_d}{I} + NW \left(\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot e_d}{I} \right) \left(T_s - \frac{1}{2} \sigma_b \frac{E_a}{E_i} \right)$$

ou M_{oss} = moment dû à l'ossature seule

- e_c = excentrement du câble concordant

- e_d = excentrement du câble définitif

- T_s = tension des armatures dans la section considérée toutes pertes statiques déduites y compris le recul d'ancrage

- W = Section utile d'un câble = 973 mm²

- S = section nette de la dalle = $S_{brute} - N S_{gaine}$, $S_{gaine} = 0,0034212 \text{ m}^2$,
d'où $S = 14,12 \text{ m}^2$

- E_a = module d'élasticité de l'acier = $2 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$

- E_i = module instantané du béton = 3513472 t/m^2 à la mise en pression

Si on pose $A = NW \left(\frac{1}{S} + \frac{e_c \cdot e_d}{I} \right)$, on obtient $\sigma_b = \frac{M_{oss} \cdot e_d}{I \left(1 + \frac{A E_a}{E_i} \right)} + \frac{A T_s}{1 + \frac{A E_a}{E_i}}$

sections	I_x^{net} m ⁴	e_c m	e_d m	M_{oss} tm	T_s kg/m ²	σ_b t/m ²
0,00 l	2,0962	0,00	0,00	0,00	130,38	448,53
0,10 l	2,0930	-0,1445	-0,1668	846,473	131,55	454,19
0,20 l	2,0865	-0,2541	-0,2979	1431,986	132,71	480,84
0,30 l	2,0803	-0,3146	-0,3679	1758,060	133,87	503,82
0,40 l	2,07812	-0,3197	-0,3917	1823,170	135,03	507,37
0,50 l	2,0811	-0,2715	-0,3618	1627,834	135,84	512,76
0,60 l	2,0866	-0,1808	-0,2168	1172,037	136,66	468,32
0,70 l	2,0925	-0,0624	-0,1879	455,793	137,49	464,50
0,80 l	2,0960	0,0967	-0,0473	-520,910	138,31	468,12
0,90 l	2,0933	0,3021	0,1401	-1849,394	136,83	475,30
1,00 l	2,0833	0,4401	0,2601	-3255,668	135,36	413,57

$I_x^{net} = I_x^{brut} - S d^2$, section d's gaine = 0,003421 m², $S = 0,167838 \text{ m}^2$

C/ pertes au cours du temps ou par deformations differrees

1_ relaxation des aciers

C'est une perte de tension sur une longueur constante. En un point donné d'une armature non torsionnée, la valeur de la relaxation au temps t est

$$t_{\infty} \leq \min \begin{cases} 1,1 \left(\frac{\sigma_i'}{R_G} - 0,55 \right) rel_{120} \\ 8 \left(\frac{\sigma_i'}{R_G} - 0,55 \right) rel_{1000} \end{cases}, \text{ ou } rel_{120} \text{ et } rel_{1000} \text{ respectivement}$$

les valeurs de la relaxation maximale

de l'acier utilisé à 120h et à 1000h pour une tension initiale égale à $0,8 R_G$

σ_i' = tension initiale au point considéré, après deduction des pertes dues aux frottements et aux raccourcissement élastique. R_G = contrainte de rupture garantie d'un fil d'armature de précontrainte de la perte de tension par relaxation de l'acier sera la plus grande des deux valeurs :

$$\Delta T_1 = 1,1 \sigma_i' \left(\frac{\sigma_i'}{R_G} - 0,55 \right) rel_{120}, \quad \Delta T_2 = 8 \sigma_i' \left(\frac{\sigma_i'}{R_G} - 0,55 \right) rel_{1000}$$

Pour notre cas la 2^{ème} relation est la plus prépondérante avec $rel_{1000} = 3\%$

pour les armatures torsionnées, la valeur donnée par la relation précédente et

majorée de 20% d'où $\Delta T_2 = 1,2 \cdot 8 \cdot \sigma_i' \left(\frac{\sigma_i'}{R_G} - 0,55 \right) rel_{1000}$

2_ retrait du beton

Pour le nord de l'ALGERIE, on pourra admettre que pour les constructions non

massives à l'air libre, le raccourcissement final ρ_0' peut être pris égal à

$\rho_0' = 3 \cdot 10^{-4}$ ce qui correspond à une détention lente et élastique des aciers, qui

Compte tenu du module d'élasticité des aciers $E_a = 2 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$ valable pour les

filés comme pour les traits et égal à $\Delta T_3 = \rho_a' E_a = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^7 = 6 \cdot \text{Kg/mm}^2$

3_ fluage du beton

On calculera le raccourcissement relatif de fluage ϵ_f comme une déformation

élastique différenciée en fonction de la contrainte σ_b du béton au niveau de l'armature intéressée $E_f = \frac{\sigma_b}{\epsilon_f}$, la détente des aciers sera $\Delta T_4 = \frac{\sigma_b}{E_f} \cdot E_a$

valable pour les fils comme pour les torons, σ_b est obtenue en résolvant l'équation

$$\text{suivante : } \sigma_b = \frac{M_{\text{vide}} e d}{I} + N W \left(1 + \frac{e_c \cdot e d}{I} \right) \left(T_3 - \frac{\sigma_b \cdot E_a}{E_f} \right)$$

C'est la contrainte au niveau du CG des câbles dans la section considérée, sous l'action de la charge permanente et les forces de précontrainte après retrait, fluage et raccourcissement

- M_{vide} = moment dû aux charges permanentes - N = nombre de câbles

- T_3 = tension toutes pertes statiques déduites y compris celles dues au raccourcissement élastique, relaxation et au retrait

- E_f = module de déformation sous fluage du béton $E_f = 105000 \sqrt{f_{28}} = 1818653 \text{ t/m}^2$

Cas particulier : Dans le cas d'un béton de résistance à la compression égal à 300 bars et d'armatures ayant un module d'élasticité égal à $2 \cdot 10^4 \text{ kg/mm}^2$ la détente des aciers de précontrainte due au fluage vaut $\Delta T_4 = 11 \sigma_b$

* TENSIONS DANS LES ARMATURES POUR LES DIFFÉRENTES PHASES

La vérification des contraintes dans l'ouvrage se fera au cours des différentes phases de construction. On doit donc connaître les valeurs des tensions dans les armatures en chaque section de calcul afin de déterminer les forces de précontrainte au cours de ces phases. Dans notre cas nous distinguons 3 phases.

1 phase initiale de la mise en tension $T_i = T_5$

2 phase final au temps infini $T_{\infty} = T_4$, $T_4 = T_3 - \Delta T_4$, $T_3 = T_2 - \Delta T_3$

$T_2 = T_1 - \Delta T_2$, $T_1 = T_5 - \Delta T_1$. $T_{\infty} = T_5 - \Delta T_1 - \Delta T_2 - \Delta T_3 - \Delta T_4$ ou ΔT_1

(raccourcissement élastique), ΔT_2 (relaxation), ΔT_3 (retrait), ΔT_4 (fluage).

3 Phase de mise en service ; temps à 90 jours . Dans cette phase , les tensions au moment de la mise en service seront obtenues en deduisant les tensions resultantes T_m du tableau des portés par : raccourcissement élastique, relaxation, retrait et fluage à 90 jours .

Les portés par déformation différées à 90j sont données comme suit :

• relaxation

On prendra $rel_{90j} = 4,4 \sigma'_i \left(\frac{\sigma'_i}{R_g} - 0,55 \right) rel_{1000}$ avec $\sigma'_i = T_m = T_s - \Delta T_1$

Pour les trous on majore de 20% la relaxation à 90j

• retrait du béton

$$\Delta T_{90j} = 0,45 \Delta T_3 (\infty)$$

• fluage

$$\Delta T_{90j} = 0,45 \Delta T_4 (\infty)$$

En chaque section, la tension sera de :

$$T_{90j} = T_s - \Delta T_1 - \Delta T_2 (90j) - 0,45 \Delta T_3 (\infty) - 0,45 \Delta T_4 (\infty)$$

Les résultats seront donnés sous formes de tableaux où on trouvera :

- les portés de tension pour chaque section
- les tensions en chaque section et en chaque phase
- les fers de précontrainte dans chaque phase et pour chaque section
- tableau servant au calcul du moment hyperstatique

tableau des pertes à la mise en tension et forces de
precontrainte pertes dues aux raccourcissement des aciers

sections	T_s kg/mm ²	σ_b kg/mm ²	ΔT_1 kg/mm ²	T_1 kg/mm ²	F t
0,00 l	130,38	0,448	1,275	129,10	6280,95
0,10 l	131,55	0,454	1,291	130,25	6337,10
0,20 l	132,71	0,480	1,365	131,34	6389,93
0,30 l	133,87	0,503	1,431	132,43	6443,15
0,40 l	135,03	0,507	1,442	133,58	6449,05
0,50 l	135,84	0,512	1,457	134,38	6537,73
0,60 l	136,66	0,468	1,331	135,32	6583,75
0,70 l	137,49	0,464	1,320	136,17	6624,67
0,80 l	138,31	0,468	1,331	136,97	6664,02
0,90 l	136,83	0,475	1,351	135,47	6591,05
1,00 l	135,36	0,413	1,175	134,18	6528,10

tableau des pertes à 90j et forces de precontrainte

section	relaxation		retrait		fluage			F_{90j} t	
	T_m kg/mm ²	ΔT_5 kg/mm ²	T_5 kg/mm ²	ΔT_6 kg/mm ²	T_6 kg/mm ²	σ_b kg/mm ²	ΔT_7 kg/mm ²		T_7 kg/mm ²
0,0 l	129,10	2,519	126,58	2,70	123,88	0,409	2,024	121,86	5928,60
0,1 l	130,25	2,626	127,63	2,70	124,93	0,401	1,984	122,94	5981,50
0,2 l	131,34	2,726	128,61	2,70	125,91	0,396	1,959	123,96	6030,70
0,3 l	132,43	2,827	129,61	2,70	126,91	0,393	1,944	124,96	6079,70
0,4 l	133,58	2,932	130,65	2,70	127,95	0,391	1,934	126,02	6131,00
0,5 l	134,38	3,00	131,38	2,70	128,68	0,389	1,925	126,75	6166,80
0,6 l	135,32	3,090	132,23	2,70	129,53	0,396	1,959	127,58	6206,80
0,7 l	136,77	3,220	132,95	2,70	130,25	0,418	2,068	128,18	6236,10
0,8 l	136,97	3,245	133,73	2,70	131,03	0,431	2,132	128,90	6271,10
0,9 l	135,47	3,107	132,37	2,70	129,67	0,409	2,024	127,44	6210,10
1,00 l	134,18	2,977	131,19	2,70	128,49	0,297	1,469	127,02	6228,60

tableau des pertes au temps ∞ et forces de precontrainte

section	relaxation			retrait		fluage			F_{∞} (t)
	T kg/mm ²	ΔT_2 kg/mm ²	T_2 kg/mm ²	ΔT_3 kg/mm ²	T_3 kg/mm ²	σ_b kg/mm ²	ΔT_4 kg/mm ²	T_4 kg/mm ²	
0,00 l	129,10	5,497	123,60	6	117,60	0,409	4,497	113,11	5502,90
0,10 l	130,25	5,781	124,47	6	118,47	0,401	4,409	114,06	5549,50
0,20 l	131,34	6,051	125,29	6	119,29	0,396	4,354	114,94	5591,90
0,30 l	132,43	6,327	126,11	6	120,11	0,393	4,321	115,79	5633,23
0,40 l	133,58	6,621	126,96	6	120,96	0,391	4,299	116,66	5675,90
0,50 l	134,38	6,826	127,55	6	121,55	0,389	4,277	117,28	5705,70
0,60 l	135,32	7,074	128,25	6	122,25	0,396	4,354	117,90	5735,90
0,70 l	136,77	7,296	128,87	6	122,87	0,418	4,596	118,27	5754,22
0,80 l	136,97	7,512	129,46	6	123,46	0,431	4,739	118,72	5776,12
0,90 l	135,47	7,113	128,36	6	122,36	0,409	4,497	117,86	5734,32
1,00 l	134,18	6,775	127,41	6	121,41	0,297	3,266	118,14	5747,71

tableau recapitulatif des forces de precontrainte aux \neq etapes

sections	t_1 t	t_{90j} t	t_{∞} t
0,00 l	6280,95	5928,60	5502,90
0,10 l	6337,10	5981,50	5549,50
0,20 l	6389,93	6030,70	5591,90
0,30 l	6443,15	6079,70	5633,23
0,40 l	6499,05	6131,00	5675,90
0,50 l	6537,73	6166,80	5705,70
0,60 l	6583,75	6206,80	5735,90
0,70 l	6624,67	6236,10	5754,22
0,80 l	6664,02	6271,10	5776,12
0,90 l	6591,05	6210,10	5734,32
1,00 l	6528,10	6228,60	5747,71

elements de calcul du moment hyperstatique de precontrainte aux differentes etapes

sections	$e(\alpha)$ (m)	$d_{b1}''(\alpha)$	F_i (t)	F_{g0j} (t)	F (t)	$F_i e(\alpha) d_{b1}''(\alpha)$	$F_{g0j} e(\alpha) d_{b1}''(\alpha)$	$F_{\infty} e(\alpha) d_{b1}''(\alpha)$
0,00l	0,00	0,00	6280,95	5928,60	5502,90	0,000	0,000	0,000
0,10l	-0,1668	0,0055	6337,10	5981,50	5549,80	-5,813	-5,487	-5,091
0,20l	-0,2979	0,0111	6389,93	6030,70	5591,90	-21,129	-19,941	-18,490
0,30l	-0,3679	0,0166	6443,15	6079,70	5633,23	-39,350	-37,129	-34,403
0,40l	-0,3917	0,0222	6490,05	6131,00	5675,90	-56,514	-53,313	-49,356
0,50l	-0,3618	0,0277	6537,73	6166,80	5705,70	-65,520	-61,802	-57,181
0,60l	-0,2868	0,0333	6583,75	6206,80	5735,90	-62,877	-59,277	-54,780
0,70l	-0,1879	0,0388	6624,67	6236,10	5754,22	-48,297	-45,464	-41,951
0,80l	-0,0473	0,0444	6664,02	6271,10	5776,12	-13,995	-13,170	-12,130
0,90l	0,1401	0,0500	6591,05	6210,10	5734,32	46,170	43,501	40,176
1,00l	0,2601	0,0555	6528,10	6228,60	5747,71	94,236	89,913	82,771

Le moment hyperstatique de precontrainte est donné par l'integrale $M_H = -2 \int_{A_0}^{A_1} F(\alpha) e(\alpha) d_{b1}''(\alpha) d\alpha$ qu'on calcul par la methode de SIMPSON, on obtient les valeurs suivantes :

- phase initiale $M_{Hi} = 1198,86 \text{ tm}$
- mise en service $M_{Hg0j} = 1128,62 \text{ tm}$
- phase infinie $M_{\infty} = 1044,61 \text{ tm}$

Dans les differentes sections la distribution du moment hyperstatique de precontrainte est lineaire

VERIFICATION

DE LA

PRECONTRAINTE

caractéristiques géométriques des sections nettes

section	q00l	q10l	q20l	q30l	q40l	q50l	q60l	q70l	q80l	q90l	1,00l
S m ²	14,12	14,12	14,12	14,12	14,12	14,12	14,12	14,12	14,12	14,12	14,12
I m ⁴	2,0962	2,093	2,0865	2,0803	2,07872	2,0811	2,0866	2,0925	2,096	2,0933	2,0883
V_i m	-0,706	-0,706	-0,703	-0,700	-0,6999	-0,7001	-0,7003	-0,7006	-0,7010	-0,7015	-0,7018
V_s m	0,594	0,5914	0,5997	0,6000	0,6001	0,5999	0,5997	0,5994	0,5990	0,5985	0,5982

* contraintes admissibles du béton

a/ à la mise en tension

$$\bar{\sigma}_b = 0,55 \sigma_j = 0,55 \cdot 2800 = 1540 \text{ t/m}^2$$

b/ en service

$$\text{à } 90\% \quad \bar{\sigma}_b = 0,42 \cdot 3000 = 1260 \text{ t/m}^2, \quad \bar{\sigma}'_b = 0$$

$$\text{à l'infini} \quad \bar{\sigma}_b = 1260 \text{ t/m}^2, \quad \bar{\sigma}'_b = -150 \text{ t/m}^2$$

c/ à la rupture

$$\bar{\sigma}_b = 0,8 \cdot 3000 = 2400 \text{ t/m}^2, \quad \bar{\sigma}'_b = -200 \text{ t/m}^2$$

A) VERIFICATION SOUS LES CONTRAINTES NORMALES

la réglementation impose de vérifier l'ouvrage :

- aux différents stades de la construction (pour les 3 étapes)
- sous divers cas de surcharges les plus défavorables.

D'où les vérifications correspondant aux phases suivantes :

- * **phase 1** : immédiatement après la mise en tension des armatures, entre les effets développés par cette mise en tension de ces câbles, on prendra en compte le moment flechissant à vide dans superstructure (M_{G1})

- * **phase 2** : Après mise en place des superstructures et à 90j, le moment des charges permanentes est M_{G_2} , c'est l'état à vide au moment de la mise en charge
- * **phase 3** : Application des surcharges civiles à 90j M_1 et M_2
- * **phase 4** : état des contraintes au temps ∞ , à vide sous l'effet des charges permanentes M_{G_2}
- * **phase 5** : Application des surcharges civiles et militaires au temps ∞
Le calcul des contraintes normales se fera par les ordonnées des fibres supérieures et inférieures de la section considérée

a/ fibre supérieure $\longrightarrow \sigma_s = \frac{M}{I} V_s + \frac{F(t)}{S} + \frac{F(t) \cdot e}{I} V_s + \frac{M_H}{I} V_s$

b/ fibre inférieure $\longrightarrow \sigma_i = \frac{M}{I} V_i + \frac{F(t)}{S} + \frac{F(t) \cdot e}{I} V_i + \frac{M_H}{I} V_i$

verification sous les contraintes normales ouvrage à vide

section	ossature M_{G_1}				ossature + superstructure M_{G_2}			
	phase initiale		mise en service à 90j		phase infinie			
	σ_s	t/m^2	σ_i	t/m^2	σ_s	t/m^2	σ_i	t/m^2
0,00 l	444,82	444,82	419,87	419,87	389,72	389,72		
0,10 l	422,70	479,30	448,70	394,76	435,93	342,86		
0,20 l	385,64	532,15	447,87	402,85	449,53	333,54		
0,30 l	383,13	541,69	465,17	390,20	473,66	311,79		
0,40 l	389,80	542,37	475,23	386,41	484,78	305,52		
0,50 l	422,98	509,72	494,78	369,50	498,11	294,35		
0,60 l	466,89	465,53	509,21	358,25	500,19	296,49		
0,70 l	483,34	452,50	482,19	394,26	457,15	349,50		
0,80 l	507,39	430,48	446,86	440,92	399,29	420,51		
0,90 l	510,96	415,01	372,08	519,18	297,71	533,16		
1,00 l	360,05	582,26	158,12	773,12	64,17	809,33		

• contraintes normales en service sous les surcharges civiles et militaires

section	surcharge civile M_1 et M_2								surcharge militaire M'_1, M'_2			
	mise en service à 90j				phase infinie				phase infinie			
	M_2		M_1		M_2		M_1		M'_2		M'_1	
	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²
0,00 l	419,87	419,87	419,87	419,87	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72
0,10 l	550,53	275,26	433,12	412,51	538,17	223,36	420,75	360,00	557,64	200,60	416,74	365,30
0,20 l	620,25	201,47	417,69	438,10	621,98	132,16	419,35	368,78	654,75	94,03	410,73	378,85
0,30 l	675,43	144,90	419,31	443,70	683,92	67,94	427,80	365,30	725,45	18,03	414,82	380,43
0,40 l	712,03	100,19	414,30	457,40	721,57	29,70	423,85	376,50	747,27	-9,22	406,52	396,67
0,50 l	723,37	102,23	418,68	457,81	727,60	27,58	422,00	383,16	738,80	13,45	400,40	408,40
0,60 l	709,81	123,99	420,40	464,65	700,79	62,23	409,08	402,88	689,87	74,92	383,21	433,40
0,70 l	636,60	273,79	376,20	518,14	611,50	168,63	351,12	472,98	600,67	181,76	323,67	505,53
0,80 l	530,88	342,60	327,12	581,06	482,17	323,52	279,47	561,98	487,31	317,50	244,11	602,12
0,90 l	392,38	495,40	245,42	667,64	318,58	509,37	285,42	547,57	326,02	500,32	121,60	739,72
1,00 l	162,18	767,41	25,85	1016,43	64,17	809,33	-125,74	1050,60	64,17	809,33	228,61	1044,91

B) VERIFICATION A LA RUPTURE AU MOMENT FLECHISSANT

L'instruction provisoire du 12 Aout 1955 relative à l'emploi du béton précontraint, impose de vérifier que l'ouvrage ne peut pas par rupture lorsque l'on multiplie par 1,8 les valeurs des surcharges civiles représentatives conformément à l'article 14 de cette instruction mais conserverons les valeurs des coefficients de majoration dynamiques prises en compte dans le calcul des effets développés par les surcharges normales. Ainsi on considère le type de sollicitations suivants :

$$[MG_2 + 1,8M\phi]_{\infty} \quad \text{avec } MG_2 = \text{moment dû à l'ossature + superstructure}$$

$$M\phi = \text{surcharges civiles.}$$

$$\sigma_{s,i} = \frac{MG_2 + 1,8M\phi}{I} V_{s,i} + \frac{F}{S} + \frac{F \cdot e \cdot V_{s,i}}{I} + \frac{M_H}{I} V_{s,i}$$

On vérifie que le nouvel état de contraintes, conformément aux prescriptions et bien inférieur aux bornes du domaine de sécurité dont les limites :

— limite supérieure (compression) : $0,8 \sigma_{28} = 0,8 \cdot 3000 = 2400 \text{ t/m}^2$

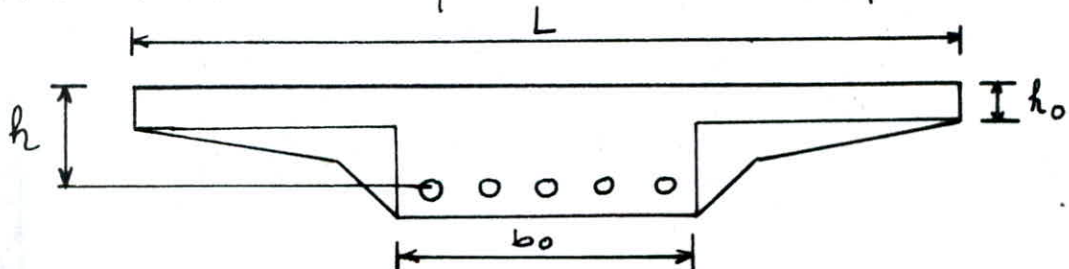
— limite inférieure (traction) : $0,8 \sigma'_{28} = 0,8 \cdot 250 = 200 \text{ t/m}^2$

$$\text{avec } \sigma'_{28} = f_0 + \frac{6}{100} \sigma_{28} = 250 \text{ t/m}^2$$

Si dans certaines sections le nouvel état de contraintes sort du domaine de sécurité déjà cité, nous procéderons alors à la vérification à la rupture en calculant le moment de rupture du béton et des aciers de précontrainte

a) moment M_{rb} de rupture du béton : Dans le cas de dalle nervurée

la section est assimilée à une poutre en T comme l'indique le schéma



On calculera le moment de rupture du béton comme la somme des moments de rupture de la nervure : M_{RB1} et des encorbellements : M_{RB2}

$$\text{où } M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28}, \quad M_{RB2} = \min \begin{cases} 98(L-b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_{28} \\ 935(L-L_0) h^2 \sigma_{28} \end{cases}$$

b/ moment M_{Ra} de rupture des armatures de précontrainte

* $M_{Ra} = 0,9 h W R_G$ où h = distance du câble moyen à la face comprimée,

W = section des armatures dans la section considérée

R_G = contrainte de rupture garantie d'un fil du câble de précontrainte

c/ moment de fissuration M_f

M_f est le moment sous lequel la contrainte de traction de la fibre tendue atteindrait la valeur $-2\sigma_m'$, M_f est donné par l'expression suivante:

* $M_f = \frac{-2\sigma_m' - \sigma_p}{\nu_i} I$ si la fibre inférieure est tendue, Dans le cas où la fibre supérieure est tendue on changera dans M_f ν_i par ν_s et,

$$-\sigma_p = \frac{F}{S} + \frac{F e}{I} \nu_s + \frac{\pi H}{I} \nu_s \quad \text{pour la fibre supérieure}$$

$$-\sigma_p = \frac{F}{S} + \frac{F e}{I} \nu_i + \frac{\pi H}{I} \nu_i \quad \text{pour la fibre inférieure}$$

d/ vérification à la rupture

Conformément à l'article 14 de l'IP la marge de sécurité à la rupture doit

vérifier :

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{Ra} & \text{si } M_f < M_{Ra} \\ 0,8 M_{Ra} & \text{si } M_f \geq M_{Ra} \\ 0,7 M_{Rb} \end{cases}$$

La présence d'armatures longitudinales passives n'est pas prise en compte si la sécurité à la rupture n'est pas assurée, ces armatures devront être dimensionnées pour pallier à cet inconvénient.

VERIFICATION A LA RUPTURE AU MOMENT FLECHISSANT

sections	$M_{G2} + 1,8M_{D2}$ tm	$M_{G2} + 1,8M_{D1}$ tm	$M_2'' = M_{G2} + M_{Q2}$		$M_1'' = M_{G2} + M_{Q1}$	
			σ_{rs} t/m ²	σ_{ri} t/m ²	σ_{rs} t/m ²	σ_{ri} t/m ²
0,00 l	0,00	0,00	389,72	389,72	389,72	389,72
0,10 l	1590,83	888,11	613,20	135,66	412,16	370,65
0,20 l	2682,03	1474,62	662,43	-15,18	400,96	390,26
0,30 l	3279,40	1764,30	837,36	-112,52	400,40	397,25
0,40 l	3514,56	1754,26	894,54	-171,77	387,17	419,21
0,50 l	3239,56	1445,25	893,03	-166,85	376,17	436,65
0,60 l	2551,80	837,36	846,80	-108,25	354,18	466,99
0,70 l	1457,70	-61,35	722,76	36,38	290,31	547,31
0,80 l	-93,97	-1275,51	543,33	251,95	205,53	647,27
0,90 l	-2014,26	-2870,32	321,74	495,63	84,14	783,50
1,00 l	-3737,412	-4568,65	62,43	809,33	-173,87	1088,60

PRISE EN COMPTE DES TASSEMENTS D'APPUIS DANS LA VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE NORMALE

Les tassements d'appuis sont engendrés par des tassements différentiels éventuels.

Comme notre ouvrage est composé de 3 appuis, nous pouvons envisager 4 cas :

- 1- tassement de l'appui de gauche de 1 cm ,
- 2- tassement de l'appui intermédiaire de 1 cm
- 3- tassement de l'appui de droite de 1 cm ,
- 4- tassement simultané des 2 appuis de rive

On prendra en compte les cas 2 et 4 car il donnent naissance à des efforts plus importants que les autres cas.

* calcul des efforts dûs aux tassements d'appuis

a/ dénivellation de l'appui 0 de 1 cm



$$M_1 = -\frac{R_1}{b_1} \frac{(1/\epsilon'_1 + 1)}{(1/\epsilon'_1 - 1)} = \frac{-R_1 \epsilon'_1}{b_1}$$

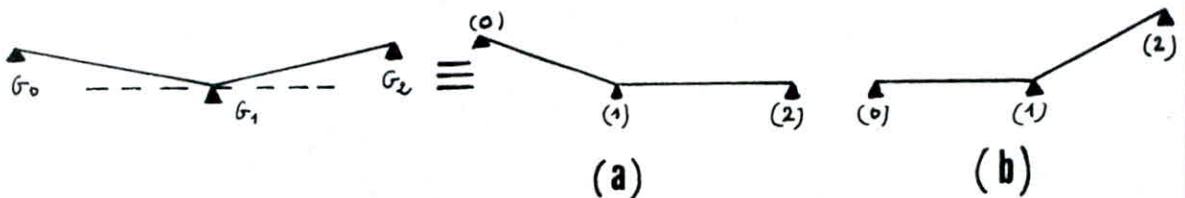
$$\epsilon_1 = 0, \epsilon_2 = 1/4, \epsilon'_1 = 1/4, \epsilon'_2 = 0 \quad b_1 = b_2 = \frac{l}{6E_V I} \quad , \quad R_1 = \frac{V_1 - V_0}{e}$$

$$\text{d'où } M_1 = -\frac{3}{2} \frac{V_1 - V_0}{e^2} E_V \cdot I = -52,29 \text{ tm} \quad \text{car } E_V = 1212435 \text{ t/m}^2$$

b/ dénivellation de l'appui 2 de 1 cm

Idem que pour l'appui (0) donc $M_1 = -52,29 \text{ tm}$.

c/ dénivellation de l'appui 1 de 1 cm



* a/ $M_{1a} = 52,29 \text{ tm}$

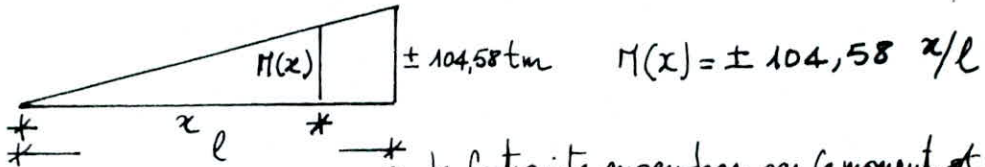
* b/ $M_{1b} = 52,29 \text{ tm}$.

$$\text{donc } M_1 = 52,29 + 52,29 = 104,58 \text{ tm}$$

d/ dénivellation simultanée des appuis 0 et 2

c'est le cas inverse du cas (c) $\implies M_1 = -104,58 \text{ tm}$

Pour une section quelconque en travée le moment est calculé par interpolation linéaire comme suit :



* La contrainte engendrée par le moment est :

$$\sigma_{s,i} = \frac{M(x)}{I} V_{s,i}$$

* calcul des réactions d'appuis dues aux tassements d'appuis

- cas 1

$$R_{0l} = M_1 = -52,29 \text{ tm} \quad R_0 = -1,94 \text{ t}$$

$$R_{2l} = M_1 = -52,29 \text{ tm} \quad R_2 = -1,94 \text{ t}$$

d'où $R_1 = -(R_0 + R_2) = 3,88 \text{ t}$

- cas 3

Symétrique du cas 1

- cas 2

$$R_{0l} = 104,58 \text{ tm} \quad R_0 = 3,87 \text{ t}$$

$$R_{2l} = 104,58 \text{ tm} \quad R_2 = 3,87 \text{ t}$$

d'où $R_1 = -(R_0 + R_2) = -7,74 \text{ t}$

- cas 4

Symétrique du cas 2

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS

	appui 0	appui 1	appui 2
M (tm)	-52,29	104,58	-52,29
R (t)	-1,94	3,87	-1,94
R (t)	3,88	-7,74	3,88
R (t)	-1,94	3,87	-1,94

securite vis a vis des tassements d'appuis ouvrage a vide et sous surcharges civiles

sections	ouvrage toutes portes deduites sans tassements						Tassements				ouvrage toutes portes deduites avec tassements							
	à vide		M max		M min		T _A ⁺		T _A ⁻		à vide + T _A ⁺		à vide + T _A ⁻		M max + T _A ⁺		M min + T _A ⁻	
	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²	σ _s t/m ²	σ _i t/m ²
0,00l	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72	0,00	0,00	0,00	0,00	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72	389,72
0,10l	435,73	342,86	538,17	223,36	429,75	369,60	2,99	-3,50	-2,99	3,50	438,92	339,36	432,94	346,36	541,16	219,86	417,76	364,10
0,20l	449,53	333,54	621,98	132,16	419,35	368,78	6,01	-7,02	-6,01	7,02	455,54	326,46	443,52	340,58	627,99	125,14	413,34	375,80
0,30l	473,66	311,79	683,92	67,94	427,80	365,30	9,04	-10,55	-9,04	10,55	482,70	301,24	464,62	322,34	692,96	57,39	418,76	375,85
0,40l	484,78	305,52	721,57	29,70	423,85	376,50	12,07	-14,07	-12,07	14,07	496,85	291,45	472,71	319,59	733,64	15,63	411,78	362,44
0,50l	498,11	294,35	727,60	27,58	422,00	383,16	15,07	-17,60	-15,07	17,60	513,18	276,75	483,04	311,95	742,67	9,98	406,93	400,76
0,60l	500,79	296,49	700,79	62,23	409,08	402,88	18,03	-21,05	-18,03	21,05	518,22	275,44	482,16	317,54	718,82	41,18	391,05	423,93
0,70l	457,15	347,50	611,50	168,63	351,12	472,98	20,96	-24,51	-20,96	24,51	478,11	324,99	436,79	374,01	632,46	144,72	330,16	497,49
0,80l	399,29	420,51	482,17	323,52	278,41	561,98	23,90	-27,98	-23,90	27,98	423,19	392,53	375,39	448,49	506,07	295,54	254,51	589,90
0,90l	297,71	533,16	318,58	509,37	285,42	547,57	26,91	-31,54	-26,91	31,54	324,62	501,62	270,80	584,70	345,39	477,83	258,51	579,11
1,00l	64,17	809,33	64,17	809,33	-725,74	1050,60	29,95	-35,14	-29,95	35,14	94,12	774,19	34,22	844,47	94,12	774,19	755,7	1085,74

VERIFICATION SOUS L'EFFET DU SEISME

la stabilité et la résistance du tablier de l'ouvrage doit être vérifiée sous l'action du séisme nominal retenu aux prescriptions techniques.

L'incidence de l'action sismique se traduit par l'application à l'ensemble du tablier, la composante verticale S_v donnée par les recommandations sur les ponts : $S_v = \pm E_v (G + 0,5 \varphi)$.

E_v = coefficient de sismicité vertical, G = charge permanente

φ = surcharges civiles ($A(1)$)

La sollicitation tenant compte de S_v et celle du 2^{ème} genre

$$S = G + \varphi + S_v = G + \varphi \pm E_v (G + 0,5 \varphi)$$

d'où sous les moments max M_2 $S_2 = G + \varphi_2 + E_v (G + 0,5 \varphi_2)$

Sous les moments min M_1 $S_1 = G + \varphi_1 - E_v (G + 0,5 \varphi_2)$.

les contraintes dues à ces deux sollicitations ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles suivantes : en compression $\bar{\sigma}_b = 0,42 \bar{\sigma}_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$

en traction $\bar{\sigma}_b' =$

ETAT DE CONTRAINTES SOUS L'EFFET DES CHARGES SISMQUES

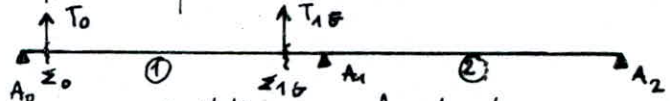
section	M_2 (tm)	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²	M_1 (tm)	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²
0,00 l	0,00	389,72	389,72	0,00	389,72	389,72
0,10 l	1421,99	564,80	192,23	907,48	388,96	397,76
0,20 l	2421,15	677,14	72,41	1350,90	365,32	431,88
0,30 l	3002,00	757,46	-19,31	1633,90	362,26	441,34
0,40 l	3160,12	793,18	-63,33	1651,08	357,43	453,85
0,50 l	2898,82	795,02	-52,14	1406,02	364,93	449,77
0,60 l	2216,60	750,52	4,17	898,78	371,72	446,51
0,70 l	1112,58	625,82	151,89	127,48	343,15	481,69
0,80 l	-411,06	452,45	858,30	-906,06	319,99	523,85
0,90 l	-2336,48	236,91	604,52	-2261,16	258,93	579,40
1,00 l	-4185,44	-64,16	963,26	-3928,70	9,45	876,70

EFFORTS TRANCHANTS

REACTIONS D'APPUI

« EFFORTS TRANCHANTS AU VOISINAGE DES APPUIS »

Comme la dalle est symétrique le calcul des efforts tranchants ne sera fait que pour une section Σ_0 très voisine de l'appui 0 et pour une section Σ_{16} immédiatement à gauche de l'appui 1

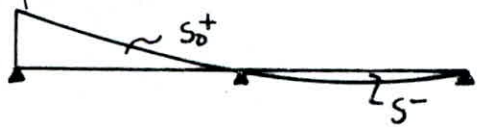


Pour la travée ① la ligne d'influence de l'effort tranchant dans une section de cette travée est donnée par : $T(x_0) = \frac{dM(x, \alpha)}{d\alpha} + \frac{M_1(\alpha) - P_0(\alpha)}{e}$, $P_0(\alpha) = 0$

- Suivant la section d'abscisse x_0 et la charge d'abscisse α (chapitre LI) avec $\alpha > x_0$ l'équation de la ligne d'influence de $T_0(\alpha)$ est :

• travée 1 $T_0(\alpha) = 1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4e^3}$

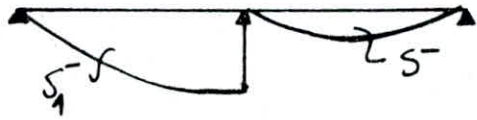
• travée 2 $T_{16}(\alpha) = \frac{3\alpha^2 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4e^3}$



- Pour la section Σ_{16} d'abscisse x_{16} , $0 < \alpha < x_{16}$

• travée 1 $T_{16}(\alpha) = \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4e^3}$

• travée 2 $T_{16}(\alpha) = \frac{3\alpha^2 l - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4e^3}$



les aires d'influence sont données par :

$$-S_0^+ = \int_0^l \left(1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4e^3} \right) d\alpha = \left(\alpha + \frac{\alpha^4}{16e^3} - \frac{5\alpha^2}{8e} \right) \Big|_0^l = \frac{7}{16} l = 11,18$$

$$-S_1^- = 1 - S_0^+ = -\frac{9}{16} l = -15,18$$

$$-S^- = -\frac{l}{16} = -1,68$$

EFFORTS TRANCHANTS SOUS LES \neq CHARGES ET SURCHARGES

1. charge permanente G

$$T_0 = G(S_0^+ + S^-) = 40,21(11,18 - 1,68) = 381,74 \text{ T}$$

$$T_1 = G(S_1^- + S^-) = -40,21(15,18 + 1,68) = -678,54 \text{ T}$$

2. surcharge A

1,1 est le coefficient pris en compte des surcharges actives normales

T_0^+ est maximum en chargeant la travée 1

$$T_0^+ = 0,95 \cdot 11,5 \cdot 1,1 \cdot 11,18 = 134,37 \text{ t}$$

T_0^- est maximum en chargeant la travée 2

$$T_0^- = AS^- \cdot 11,5 \cdot 1,1 = 0,95 \cdot 1,68 \cdot 11,5 \cdot 1,1 = -20,27 \text{ t}$$

$$T_1^- = AS_1^- \cdot 11,5 \cdot 1,1 = 0,95 \cdot 15,18 \cdot 11,5 \cdot 1,1 = -182,51 \text{ t}$$

3 - surcharge B_c

$$\delta = 1,085 \text{ et } b_c = 0,95$$

T_0^+ est max lorsque la roue de 6t du dernier essieu du 2^{ème} camion se trouve à l'appui A_0

$$T_0^+ = \sum P_i y_i = 1,1 \cdot b_c \cdot \delta \cdot G \left[6 + 6 \cdot 0,9537 + 3 \cdot 0,7475 + 6 \cdot 0,5497 + 6 \cdot 0,4869 + 3 \cdot 0,3113 \right] = 143,66 \text{ t}$$

T_0^- est max lorsque la 1^{ère} roue du 1^{er} camion se trouve à 0,8 à droite de l'appui 1

$$T_0^- = -6 \cdot 0,95 \cdot 1,085 \cdot 1,1 \left[3 \cdot 0,014 + 6 \cdot 0,071 + 6 \cdot 0,086 + 3 \cdot 0,096 + 6 \cdot 0,086 + 6 \cdot 0,078 \right]$$

$$T_0^- = -15,34 \text{ t}$$

T_1^- est obtenu pour le camion roulant de droite vers la gauche la dernière roue de 6t du 2^{ème} camion se trouvant sur l'appui 1

$$T_1^- = -6 \cdot 0,95 \cdot 1,085 \cdot 1,1 \left[3 \cdot (0,4714 + 0,8545) + 6(1 + 0,0639 + 0,7668 + 0,6515) \right] = -162,90 \text{ t}$$

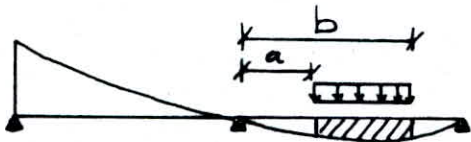
4 - surcharge M_c 120

T_0^+ max est obtenu lorsque la chenille arrive juste à l'appui 0.

$$\begin{aligned} \text{l'axe d'influence est : } S_{M_c 120}^+ &= \int_0^b \left(1 + \frac{x^3 - 3x^2}{4c^3} \right) dx \quad \text{avec } b = u' = 7,52 \text{ m} \\ &= b + \frac{1}{4c^3} \left(\frac{b^4}{4} - \frac{5b^3 c}{2} \right) = 6,22 \end{aligned}$$

$$T_0^+ = \int_{M_c 120} S_{M_c 120}^+ \cdot \delta = 7,31 \cdot 2 \cdot 6,22 \cdot 1,077 = 97,93 \text{ t}$$

T_0^- est obtenu quand le char se trouve dans la travée 2 et quand $a = 17,30\text{ m}$



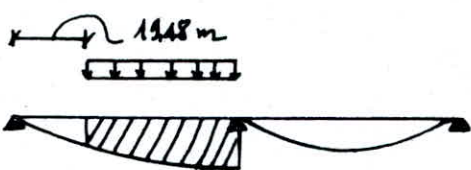
$$a = 17,30\text{ m}, b = a + 7,52 = 24,82\text{ m}$$

$$S^- = \int_a^b \frac{3l\alpha^2 - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3} d\alpha$$

$$= \frac{1}{4l^3} \left[l(b^3 - a^3) - l^2(b^2 - a^2) - \frac{1}{4}(b^4 - a^4) \right]$$

$$S^- = -0,385, T_0^- = -1,077(2,731) \cdot 0,385 = -6,06\text{ t}$$

T_1^- max est obtenu quand le char se trouve dans la travée 1 et quand le côté extrême droit se trouve au droit de l'appui 1



$$S_1^- \text{ max} = \int_a^l \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} d\alpha$$

$$= \frac{1}{4l^3} \left[\frac{-9\alpha^4}{4} - \frac{\alpha^4}{4} + \frac{5\alpha^2 l^2}{2} \right] = -6,86$$

$$\text{d'où } T_1^- = -1,077(2,731) \cdot 6,86 = -108,01\text{ t}$$

5 - système D

T_0^+ max est obtenu lorsque la chenille arrive à l'appui 0, l'aire d'influence est :

$$S^+ = \int_0^b \left(1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} \right) d\alpha \quad \text{avec } b = u' = 20,02\text{ m}$$

$$= b + \frac{1}{4l^3} \left(\frac{b^4}{4} - \frac{5b^2 l^2}{2} \right) = 11,25$$

$$T_0^+ = p \cdot S^+ = 11,98 \cdot 11,25 = 134,77\text{ t}$$

T_1^- max est obtenu quand le convoi se trouve dans la travée 1 et quand le côté extrême droit se trouve au droit de l'appui 1 avec $a = 6,98\text{ m}$

$$S_1^- \text{ max} = \int_a^l \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} d\alpha = \frac{1}{4l^3} \left(\frac{-9\alpha^4}{4} - \frac{\alpha^4}{4} + \frac{5\alpha^2 l^2}{2} \right) = -14,06$$

$$T_1^- = -11,98 \cdot 14,06 = -168,44\text{ t}$$

T_0^- est obtenu quand le convoi se trouve dans la travée 2 et quand $a = 2,51\text{ m}$

$$b = 22,53\text{ m}, S^- = \int_a^b \frac{3l\alpha^2 - 2\alpha l^2 - \alpha^3}{4l^3} d\alpha = \frac{1}{4l^3} \left[l(b^3 - a^3) - l^2(b^2 - a^2) - \frac{1}{4}(b^4 - a^4) \right]$$

$$S^- = -1,54$$

$$T_0^- = -1,54 \cdot 11,98 = -18,45\text{ t}$$

6. surcharge de trottoir de 150 Kg/m²

Pour deux trottoirs chargés $q = 2 \cdot 0,15 \cdot 1,5 = 0,45 \text{ t/ml}$

$$T_0^+ = 1,1 \cdot 0,45 \cdot S^+ = 1,1 \cdot 0,45 \cdot 11,18 = 5,53 \text{ t}$$

$$T_0^- = 1,1 \cdot 0,45 \cdot S^- = -1,1 \cdot 0,45 \cdot 1,68 = -0,83 \text{ t}$$

T_1^- max obtenu pour les deux travées chargées

$$T_1^- = 1,1 \cdot 0,45 (S_1^+ + S_1^-) = -1,1 \cdot 0,45 (15,18 + 1,68) = -8,27 \text{ t}$$

TABLEAU DES EFFORTS TRANCHANTS SUR APPUI

	G	A		Bc		Mc 120		systeme D		trottoir	
	T	T ⁺	T ⁻	T ⁺	T ⁻	T ⁺	T ⁻	T ⁺	T ⁻	T ⁺	T ⁻
A₀	381,71	134,37	-29,27	143,66	-75,34	97,93	-6,06	134,75	-78,48	5,53	-9,83
A₁	-678,54	0	-782,21	0	-762,50	0	-108,01	0	-168,44	0	-8,27

EFFORTS TRANCHANTS HYPERSTATIQUES DUS AU TRACE DU CÂBLE

t \ appui	appui 0 et appui 1 (gauche)	appui 1 et appui 2 (droit)
à 90 jours	41,80 t	-41,80 t
à l'infini	38,70 t	-38,70 t

• combinaison des efforts

- sous les surcharges civiles

$$T_0^+ = 381,71 + 143,66 + 5,53 + 41,80 = 572,70 \text{ t}, T_0^- = 0$$

$$T_1^- = -678,54 - 782,21 - 8,27 - 41,80 = -910,82 \text{ t}$$

- sous les surcharges militaires

$$T_0^+ = 381,71 + 134,75 + 5,53 + 38,70 = 560,69 \text{ t}, T_0^- = 0$$

$$T_1^- = -678,54 - 168,44 - 8,27 - 38,70 = -893,95 \text{ t}, T_1^+ = 0$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS TRANCHANTS

appui \ surchar	s_civile	s_militaire
appui 0	572,70 t	560,69 t
appui 1	-919,82 t	-893,95 t

REACTIONS D'APPUIS

Pour la détermination des réactions d'appuis on prendra compte des charges placées aux abords

• aires des lignes d'influence des réactions d'appuis

	about	travée 1	travée 2	totale
appui 0	0,51	11,180	-1,680	10,00
appui 1	—	16,875	16,875	33,75
appui 2	0,51	-1,680	-11,180	-12,36

Pour l'appui 0 et 2 les équations des Lignes d'influence des réactions d'appuis sont identiques à celles des efforts tranchants au voisinage de ces appuis

Pour l'appui 1 la ligne d'influence est obtenue par différence entre la LI de l'effort tranchant pour Σ_0 et la LI de l'effort tranchant pour Σ_G

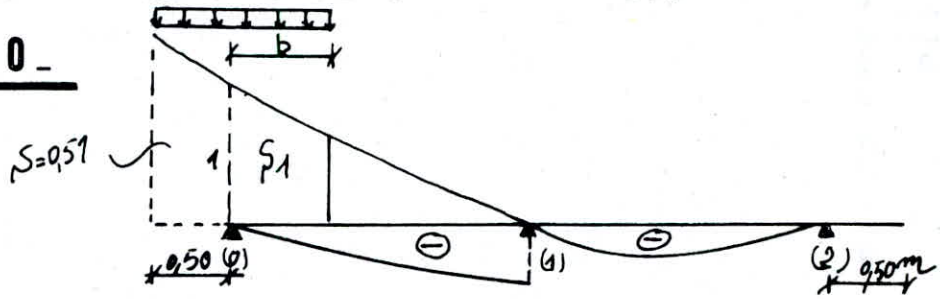
(Σ_0 et Σ_G sections très voisines)

$$R_1(\alpha) = -\left(\frac{\alpha^3 \alpha^2}{4l^3}\right) - \left(\frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3}\right) = \frac{6\alpha l^2 - 2\alpha^3}{4l^3}$$

$$S^+ = \frac{3}{2l} \int_0^l \alpha d\alpha - \frac{1}{2l^3} \int_0^l \alpha^3 d\alpha = \frac{3l}{4} - \frac{l}{8} = \frac{5l}{8}, \quad S^+ = \frac{5 \cdot 27}{8} = 16,875$$

DETERMINATION DES REACTION D'APPUIS

• APPUI 0



1. charge permanente G

$$R_0 = 381,71 + 0,51 G = 381,71 + 0,51 \cdot 40,21 = 402,21 \text{ t.}$$

2. surcharge A

$$R_0^+ = 134,30 + (A \cdot 0,51 \cdot 11,5) \times 1,1 = 134,30 + (0,95 \cdot 0,51 \cdot 11,5) \cdot 1,1 = 140,50 \text{ t.}$$

3. surcharge Bc

$$R_0^+ = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 6 \left[6(1,023 + 0,9537 + 0,5497 + 0,4869) + 3(0,7474 + 0,93112) \right] = 133,27 \text{ t}$$

4. surcharge de trottoir

$$R_0^+ = 5,53 + (0,45 - 0,51) \cdot 1,1 = 5,78 \text{ t}$$

5. surcharge Mc 120

$$b = 7,52 - 0,51 = 7,01 \text{ m}, \quad S = 0,51, \quad S_1 = \int_0^b \left(1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} \right) d\alpha = b + \frac{1}{4l^3} \left[\frac{b^4}{4} - \frac{5b^2 l^2}{2} \right]$$

$$S_1 = 5,87, \quad S + S_1 = 6,38, \quad R_0^+ = (-2,731) \cdot 6,38 = 93,27 \text{ t.}$$

6. systeme D

$$S = 0,51, \quad b = 20,2 - 0,5 = 19,7 \text{ m}$$

$$S_1 = \int_0^b \left(1 + \frac{\alpha^3 - 5\alpha l^2}{4l^3} \right) d\alpha = b + \frac{1}{4l^3} \left(\frac{b^4}{4} - \frac{5b^2 l^2}{2} \right)$$

$$S_1 = 10,69 \approx 10,7$$

$$S + S_1 = 11,21$$

$$R_0^+ = 11,98 \cdot 11,21 = 134,30 \text{ t}$$

• APPUI_1_

1 - charge permanente G

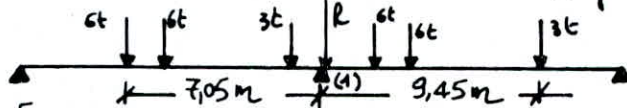
$$R_1 = 40,21 \cdot 16,875 \cdot 2 = 1357,087 \text{ t}$$

2 - surcharge A

$$2 \text{ voies chargées } A = 0,638 \text{ t/m}^2, R_1^+ = 0,638 \cdot 11,5 (16,875 \cdot 2) \cdot 1,1 = 272,33 \text{ t}, R_1^- = 0 \text{ t}$$

3 - surcharge Bc

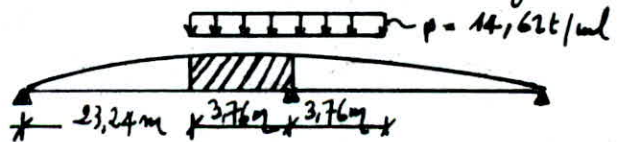
la réaction maximale par l'appui 1 est obtenue quand la résultante des charges correspondant aux essieux des camions Bc passe par l'appui



$$R_1^+ = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 6 \left[6(0,9066 + 0,9409 + 0,9744 + 0,9465) + 3(0,9977 + 0,7948) \right] = 175,48 \text{ t}, R_1^- = 0$$

4 - surcharge Mc 120

la réaction maximale est obtenue quand l'impact de la chenille est symétrique par rapport à l'axe de l'appui



$$S = \frac{3}{32} l \int_a^l \alpha d\alpha - \frac{1}{2l^3} \int_a^l \alpha^3 d\alpha = \frac{3}{4l} (l^2 - a^2) - \frac{1}{8l^3} (l^4 - a^4) = \frac{5l}{8} - \frac{3a^2}{4l} + \frac{a^4}{8l^3}$$

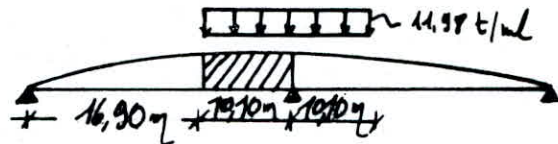
$$2S = \frac{5l}{4} - \frac{3a^2}{2l} + \frac{a^4}{4l^3} = 7,45, \quad R_1^+ = (2 \cdot 7,31) \cdot 7,45 = 108,92 \text{ t}, \quad R_1^- = 0$$

5 - système D

même chose que Mc120

$$2S = \frac{5l}{4} - \frac{3a^2}{2l} + \frac{a^4}{4l^3} = 18,92$$

$$R_1^+ = 11,98 \cdot 18,92 = 226,64 \text{ t}, \quad R_1^- = 0$$



6 - surcharge de trottoir

$$R_1^+ = 1,1 \cdot 0,45 \cdot 33,75 = 16,70 \text{ t}$$

$$R_1^- = 0$$

REACTIONS D'APPUI SOUS LES ≠ CHARGES ET SURCHARGES

	G	A		B _c		M _c 120		systeme D		s.-trottoir	
		R ⁺	R ⁻	R ⁺	R ⁻	R ⁺	R ⁻	R ⁺	R ⁻	R ⁺	R ⁻
A₀	402,21	149,50	-20,27	83,27	-15,34	93,27	-6,06	134,30	-18,45	5,78	-0,83
A₁	1357,08	272,38	0	175,48	0	108,919	0	226,64	0	16,7	0

Combinaisons utilisées pour le calcul de l'exécution des moments :

$$\begin{aligned}
 -R_1 &= G + \text{Max}(A, B_c) + Tr \\
 -R_2 &= G + \text{Min}(A, B_c) + Tr \\
 \left. \begin{aligned} -R'_1 &= G + \text{Max}(M_{c120}, D) + Tr \\ -R'_2 &= G + \text{Min}(M_{c120}, D) + Tr \end{aligned} \right\} \text{ surcharges militaires}
 \end{aligned}$$

} surcharges civiles

$$\text{d'où } -R_1 = 1357,08 \cdot 1,05 + 272,38 + 16,70 = 1714,02 \text{ t}$$

$$-R_2 = 1357,08 \cdot 1,05 + 175,48 + 16,70 = 1677,12 \text{ t}$$

$$-R'_1 = 1357,08 \cdot 1,05 + 226,64 + 16,70 = 1668,28 \text{ t}$$

$$-R'_2 = 1357,08 \cdot 1,05 + 108,919 + 16,7 = 1550,56 \text{ t}$$

le coefficient 1,05 est un coefficient de majoration de la charge permanente tient compte des surépaisseurs éventuelles.

• REMARQUES

- Les effets dus aux surcharges B_c et M_c120 ne sont pas frappés de majoration dynamique
- Pour la détermination des réactions minimales les effets de surcharges civiles sont majorés de 40% (sécurité vis à vis du soulèvement d'appuis)

REACTIONS HYPERSTATIQUES DUES AU TRACE DU CÂBLE

appui temps	APPUI 0	APPUI 1
t_{90j}	41,80 t	-83,60 t
t_{∞}	38,70 t	-77,40 t

R_0 sous s_civile

$$R_{0 \max} = 402,21 \cdot 1,05 + 140,5 + 5,78 + 41,80 = 610,40 \text{ t}$$

$$R_{0 \min} = 402,21 + 1,4(20,27 - 0,83) + 41,80 = 414,47 \text{ t}$$

R_0 sous s_militaire

$$R_{0 \max} = 402,21 \cdot 1,05 + 134,30 + 5,78 + 38,70 = 601,10 \text{ t}$$

$$R_{0 \min} = 402,21 - 18,45 - 0,83 + 38,70 = 421,63 \text{ t}$$

R_1 sous s_civile

$$R_{1 \max} = 1357,1 \cdot 1,05 + 272,38 + 16,7 - 83,60 = 1630,43 \text{ t}$$

R_1 sous s_militaire

$$R_{1 \max} = 1357,1 \cdot 1,05 + 226,64 + 16,7 - 77,40 = 1590,90 \text{ t}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES REACTIONS D'APPUIS

	sur_civile		sur_militaire		à vide
	R_{\max}	R_{\min}	R_{\max}	R_{\min}	R
APPUI 0	610,4 t	414,67 t	601,10 t	421,63 t	444,01 t
APPUI 1	1630,43 t	/	1590,90 t	/	1273,48

EFFORTS — TRANCHANTS
DANS LA DALLE

Courbe enveloppe des efforts tranchants

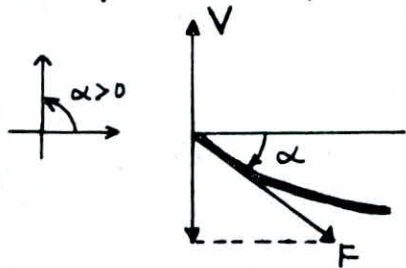
• efforts tranchants hyperstatiques de precontrainte

$$R_0 \uparrow \quad l \quad \downarrow R_1 \quad l \quad \uparrow R_2 \quad T_H = R_0 = R_1 = \frac{M_H}{e} = \frac{1045}{27} = 38,70t$$

T_H sera positif et constant dans toute la travée.

• effet de relevage des cables

On prend en compte la composante verticale de la force de precontrainte



$V = F \sin \alpha$ α est exprimé en radians
où F est la force de precontrainte au t es
 α : deviation du cable

TABLEAU DONNANT L'EFFORT VERTICAL V

section	α (rad)	F (t)	V (t)
0,00 l	-0,0543	5502,90	-298,66
0,10 l	-0,040725	5549,50	-225,90
0,20 l	-0,02715	5591,90	-118,26
0,30 l	-0,013575	5633,23	-76,47
0,40 l	0,0000	5675,90	0,00
0,50 l	0,01647	5705,70	90,67
0,60 l	0,03295	5735,90	188,96
0,70 l	0,04942	5754,22	284,26
0,80 l	0,06590	5776,12	380,37
0,90 l	0,03290	5734,32	188,62
1,00 l	0,06590	5747,71	378,50

T_{max} SUR APPUIS

- appui 0 : 530,90t	} surcharges civiles	521,99t	} surcharges militaires
- appui 1 : -678,54t		-678,54t	

T_{min} SUR APPUIS

- appui 0 : 360,60t	} surcharges civiles	362,43t	} surcharges militaires
- appui 1 : -869,32t		-855,25t	

Pour des sections en travée, on déterminera les efforts tranchants par interpolation linéaire

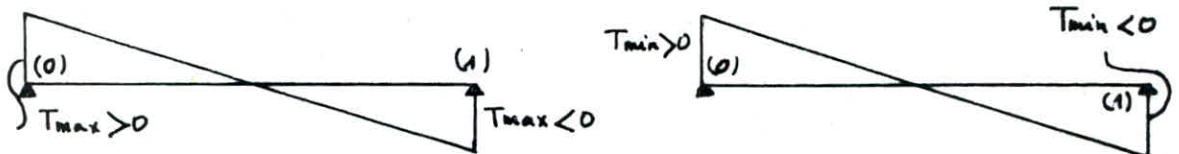


TABLEAU DE LA COURBE ENVELOPPE DES EFFORTS TRANCHANTS

sections	Efforts tranchants sous différentes charges						Courbe enveloppe			
	Surcharges civiles		sur militaires		Precontrainte		sur civiles		sur militaires	
	T _{max}	T _{min}	T _{max}	T _{min}	T _H	V	T _{max}	T _{min}	T _{max}	T _{min}
0,00l	530,90	360,60	521,99	362,43	38,70	-298,66	293,72	113,42	284,82	125,25
0,10l	409,96	337,60	401,94	249,66	38,70	-225,90	239,99	167,63	231,97	70,69
0,20l	289,01	114,61	281,89	119,90	38,70	-118,26	187,35	12,95	180,23	17,24
0,30l	168,07	-8,38	161,83	-2,88	38,70	-76,47	136,02	-40,43	129,78	-34,93
0,40l	47,12	-131,37	41,78	-124,64	38,70	0,00	85,82	-92,68	80,48	-85,94
0,50l	-73,81	-254,36	-78,28	-246,43	38,70	99,67	51,86	-128,69	47,39	-120,74
0,60l	-194,76	-377,35	-198,33	-368,18	38,70	188,96	18,60	-163,99	15,03	-154,79
0,70l	-315,70	-500,35	-318,38	-489,95	38,70	284,26	-14,49	-199,14	-17,17	-188,74
0,80l	-436,65	-623,34	-438,44	-611,72	38,70	380,37	-46,82	-233,51	-48,61	-221,89
0,90l	-557,59	-746,33	-558,49	-733,48	38,70	188,62	-344,58	-533,31	-345,47	-520,46
1,00l	-678,54	-869,32	-678,54	-855,25	38,70	378,50	-289,68	-480,45	-289,68	-466,38

(1)

COURBE ENVELOPPE DE L'EFFORT TRANCHANT

X(m)

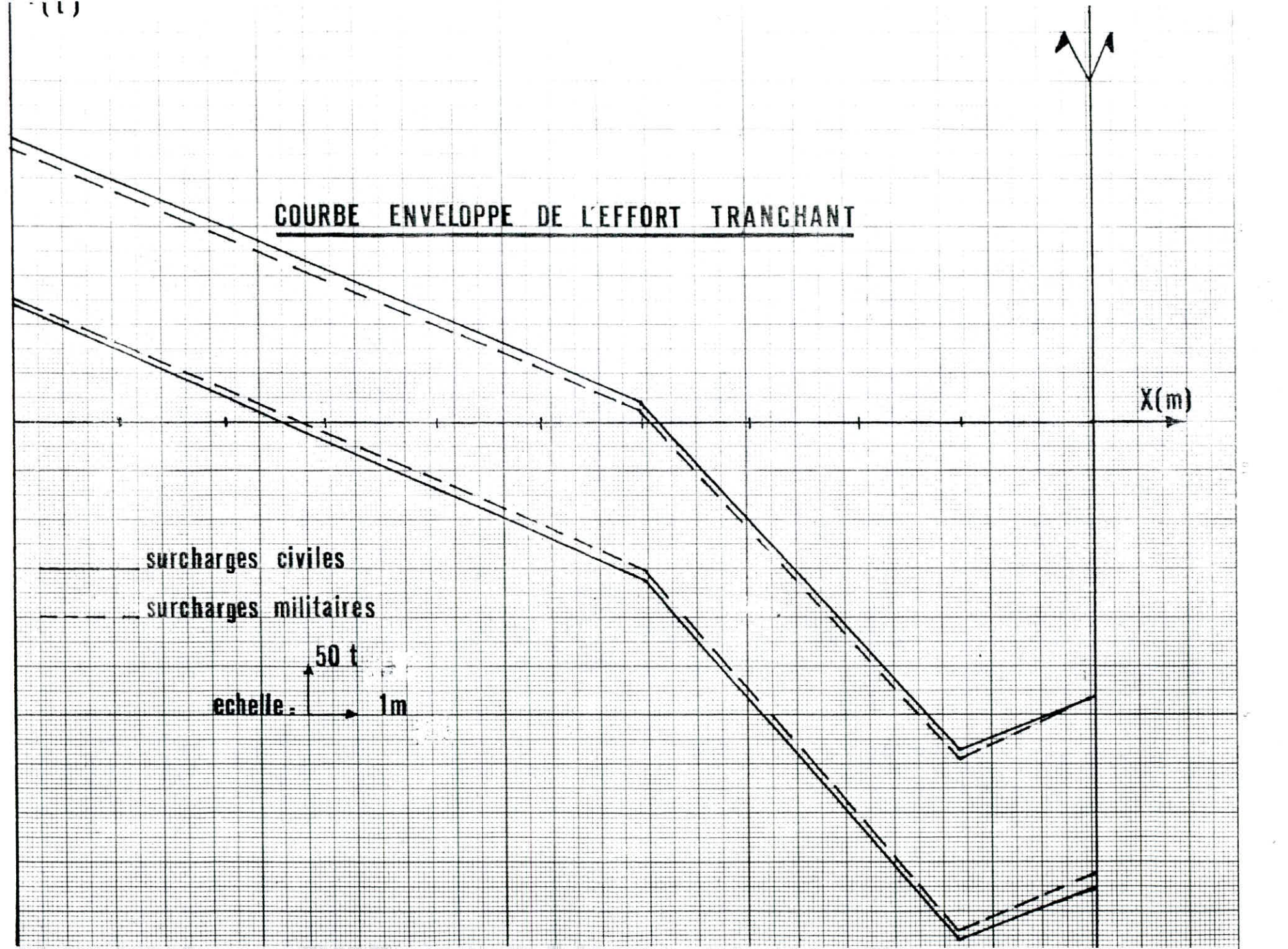
— surcharges civiles

- - - surcharges militaires

50 t

echelle

1m



• contrainte de cisaillement du béton - repartition des étriers

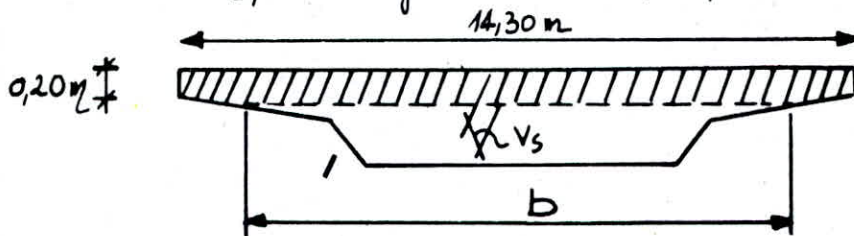
le calcul se fera au temps infini

a/ cisaillement du béton

Soit T , l'effort tranchant extrême, la contrainte de cisaillement du béton au niveau de son CGS est donnée par: $\tau_b = \frac{T \cdot m}{I b}$ où m : moment statique par rapport

à un axe horizontal passant par le CGS de la partie située au dessus

I : moment d'inertie de la section nette, b : largeur de la dalle prise au niveau de son CGS, hors des gaines déduites s'ils sont voisins de la fibre moyenne



Après un calcul on trouve, $b = 9,70 + 13,23(0,54 - V_s) = 16,84 - 13,23 V_s$

$$m = (V_s - 0,20)^2 \left[\frac{b}{2} + \frac{2}{3}(L - b) \right] + 0,20L \left(V_s - \frac{0,20}{2} \right)$$

• contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_b$

Nous devons vérifier en chaque section que $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\text{où } \bar{\tau}_b = \sqrt{\frac{\bar{\sigma}_b'}{\sigma_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma_g) (\bar{\sigma}_b' + \sigma_g)}$$
 Formule de CHALOS et BETEILLE

où σ_g = contrainte de compression du béton au niveau du CGS de la section

$$\sigma_g = F/s, \quad \bar{\sigma}_b = 0,42 \sqrt{28} = 1260 \text{ t/m}^2, \quad \bar{\sigma}_b' = 0,42 \sqrt{28}' = 0,42 \left[70 + \frac{6}{100} \sqrt{28} \right] = 105 \text{ t/m}^2$$

b/ contrainte de traction admissible des étriers

$\bar{\sigma}_a' = f_a' \sigma_a'$ où $\sigma_a' = 42000 \text{ t/m}^2$ contrainte nominale des aciers HA

les sections ne comportant pas de reprise de bétonnage, donc

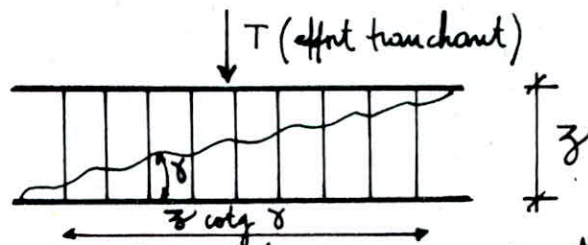
$$f_a' \text{ est donné par: } f_a' = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)^2$$

En admettant que des fissures éventuelles se produiraient parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité ; ces fissures délimitent des boîtes de béton.

Soit δ l'angle que font les boîtes avec la fibre moyenne, τ_b la contrainte de cisaillement qui s'exerce au niveau du centre de gravité

δ est donné par la relation $\operatorname{tg} 2\delta = \frac{2\tau_b}{\sigma_b}$ avec $\sigma_b = \frac{F}{S}$
la hauteur de la fissure est prise égale au bras de levier qui a servi pour le calcul de la contrainte τ_b

$z = \frac{I}{m}$ avec $I =$ moment d'inertie, $m =$ moment statique



soit $z \cotg \delta$, la projection horizontale de la fissure, la section d'étriers au mètre linéaire de tablier pour toute la largeur du pont est : $W = \frac{T}{\sigma_a' z \cotg \delta}$
l'espacement maximum t de 2 crans successifs d'étriers est limité par :

$$\min \begin{cases} h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\tau_b}{\tau_b} \right) \\ b_{\min} \left(5 - 2 \frac{\tau_b}{\tau_b} \right) \leq 4b_{\min} \end{cases}$$

où $h_t =$ la hauteur totale de la section considérée

$b_{\min} =$ largeur brute de la dalle au niveau de son COG

On fera les calculs pour chaque section et les résultats peut résumés sous forme d'un tableau.

Section	I m ⁴	m m ³	b m	Z m	T t	Z_0 t/m ²	S t/m ²	Z_0 t/m ²	g	$\bar{\sigma}_a'$ t/m ²	$w \cdot 10^4$ m ²	t m
0,00l	2,0962	2,6603	8,981	0,787	290,80	41,09	360,00	186,75	0,1126	41322,23	19,06	1,35
0,10l	2,093	2,7120	8,909	0,771	237,07	34,48	362,98	187,03	0,0941	41524,78	6,96	1,39
0,20l	2,0865	2,7150	8,905	0,768	184,43	26,95	366,17	187,38	0,0732	41710,10	4,21	1,44
0,30l	2,0803	2,7179	8,902	0,765	133,10	19,53	369,10	187,61	0,0527	41849,28	2,19	1,50
0,40l	2,07812	2,7186	8,900	0,764	95,60	14,05	371,90	187,86	0,0376	41927,69	1,12	1,53
0,50l	2,0811	2,7072	8,903	0,768	131,61	19,23	374,02	188,06	0,0512	41853,61	2,09	1,50
0,60l	2,0866	2,6959	8,905	0,773	166,91	24,21	375,48	188,19	0,0641	41768,30	3,31	1,46
0,70l	2,0925	2,738	8,909	0,774	202,06	29,30	376,34	188,26	0,0773	41608,88	4,84	1,43
0,80l	2,096	2,7011	8,915	0,775	236,43	34,17	377,62	188,38	0,0897	41539,37	6,58	1,40
0,90l	2,0933	2,6978	8,921	0,776	536,23	77,46	375,32	188,17	0,1982	39627,63	3,45	1,11
1,00l	2,0883	2,6957	8,925	0,774	483,37	69,91	376,60	188,30	0,1796	40070,23	27,99	1,16

VERIFICATION A LA RUPTURE VIS A VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

la contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par une majoration de 80% de la contrainte de cisaillement pour les surcharges

$$\bar{\tau}_{br} = 1,8 \tau_b = 1,8 \frac{Tm}{Ib}$$

On détermine la contrainte admissible de cisaillement $\bar{\tau}_{br}$ par la même condition de CHALOS et BETEILLE, déduite de la précédente en remplaçant $\bar{\sigma}_b$ par σ_{28}

$$\text{et } \bar{\sigma}_b' \text{ par } \sigma_{28}' \text{ d'où } \bar{\tau}_{br} = \sqrt{\frac{\sigma_{28}'}{\sigma_{28}} (\sigma_{28} - \sigma_g) (\sigma_{28}' + \sigma_g)} \quad \text{où,}$$

σ_g = Contrainte de compression (précontrainte) au niveau du CGS.

$$\sigma_a' = \frac{T_r t_g \delta}{3W} = \frac{1,8 T t_g \delta}{3W}$$

section	τ_{br} t/m ²	$\bar{\tau}_{br}$ t/m ²	$t_g \delta$	$W_{m^2} 10^4$	σ_a' t/m ²
0,00l	73,96	366,33	0,1973	26,03	130443,15
0,10l	63,86	366,28	0,1707	18,67	135743,50
0,20l	48,51	367,01	0,1302	11,16	133684,63
0,30l	35,15	367,68	0,0943	5,86	134851,80
0,40l	25,30	368,31	0,0676	3,02	135945,77
0,50l	34,62	368,80	0,0917	5,61	135339,08
0,60l	43,58	369,12	0,1145	8,83	134447,54
0,70l	52,74	369,31	0,1374	12,81	133399,21
0,80l	61,50	369,60	0,1587	17,29	132441,60
0,90l	139,43	369,08	0,3308	91,63	1192637,10
1,00l	125,83	369,37	0,3033	54,12	121809,38

On remarque qu'en chaque section corrigée, la contrainte de traction des aciers transversaux ne vérifie pas la condition $\sigma'_a \leq 1,2\sigma_{ai} = 50400 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

On procédera donc à un autre calcul d'aciers transversaux (étriers),

en posant $\sigma'_a = 1,2\sigma_{ai}$
$$w = \frac{1,8T \cdot t_g \delta}{1,2 \sigma_{ai} z}$$

• CHOIX DES ACIERS ET DISPOSITION DES ETRIERS

Les étriers seront en acier HA 10 en travée et HA 12 au voisinage des appuis. Ils seront disposés, dans la nervure en cours de 46 cadres et 2 étriers ;

$$A_t = 48 \cdot 0,78 = 37,44 \text{ cm}^2 \text{ pour les HA 10}$$

$$A_t = 48 \cdot 1,13 = 54,24 \text{ cm}^2 \text{ pour les HA 12}$$

L A

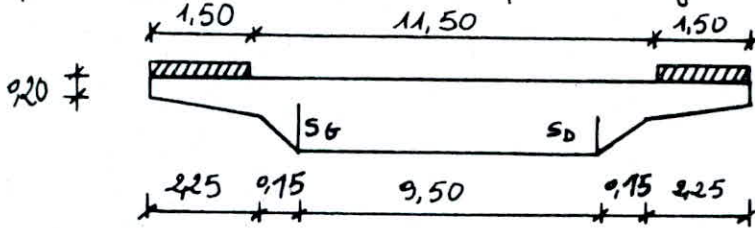
FLEXION _TRANSVERSALE

LA

FLEXION_TRANSVERSALE

• CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS AUX SECTIONS D'ENCASTREMENT

Pour évaluer ces efforts, nous ne tenons pas compte de l'effet de dalle dû à la participation des encorbellements à la flexion longitudinale.

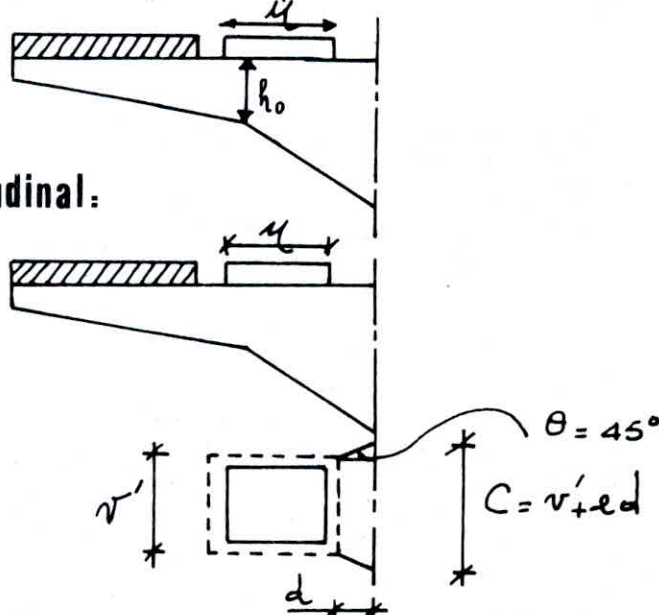


1 - étalement des surcharges: Soit u et v les côtés du rectangle d'impact d'une surcharge ponctuelle B_c ou B_r

a1) étalement vertical : le rectangle d'impact est d'abord étalé sur la fibre moyenne de l'encorbellement, on déduit le rectangle d'impact après diffusion par les relations : $u' = u + h_0 + 1,5e_r$, $v' = v + h_0 + 1,5e_r$.

où h_0 : hauteur de la structure , e_r : épaisseur du revêtement .

a2) étalement longitudinal:

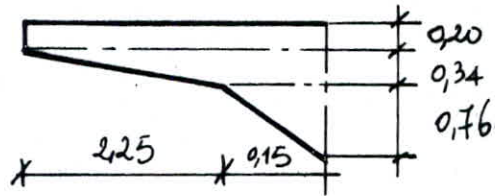


2. CALCUL DES EFFORTS DANS LA SECTION D'ENCASTREMENT SOUS G ET LES CAS DE SURCHARGES

2.1 poids propre et superstructure

a/ poids propre

$$p = 2,426 \text{ t/ml}$$



- Centre de gravité par rapport à la section d'encastrement $X_G = 0,992 \text{ m}$

b/ superstructure

	trottoir	bitume	corniche	garde corps	glissiere	total
Poids t/ml	0,660 t/ml	0,1496 t/ml	0,389 t/ml	0,100 t/ml	0,08 t/ml	1,3786 t/ml
distance du pt d'application de P/S	1,75	0,425	2,575	2,35	1,75	1,917

Détermination du poids de l'ensemble (encastrement + superstructure) et son point d'application par rapport à la section d'encastrement

$$X_G = \frac{(1,3786 \cdot 1,917) + (0,9926 \cdot 2,426)}{1,3786 + 2,426} = 1,3275 \text{ m}$$

$$G = 1,3786 + 2,4262 = 3,805 \text{ t}$$

$$M_G = -3,805 \cdot 1,327 = -5,05 \text{ tm/ml} \quad , \quad T_G = -3,805 \text{ t}$$

2.2 efforts dus aux surcharges de trottoirs

a/ surcharge uniforme de 450 kg/m²

$$-M_s = 0,450 \cdot a \cdot l \left(\frac{a}{2} + d \right) = 0,450 \cdot 1,5 \cdot l \left(\frac{1,5}{2} + 0,9 \right) = -1,11 \text{ tm/ml}$$

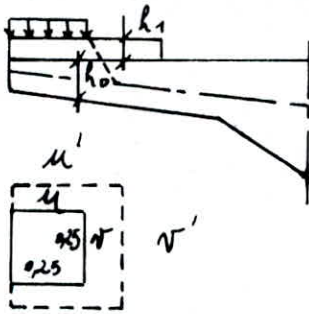
$$-T_s = -0,450 \cdot a = -0,675 \text{ t/ml} \quad \text{où } a: \text{Largeur du trottoir, } d: \text{distance de la bordure du trottoir à la section d'encastrement}$$

Les effets de cette surcharge peuvent être cumulés avec Bc ou Mc 120

b/ roue isolée de 6t

Les effets de cette surcharge ne se cumuleront pas avec ceux des autres surcharges de chaussée ou trottoir, l'effet max de cette roue est obtenue en butant la garde-corps.

- étalement vertical

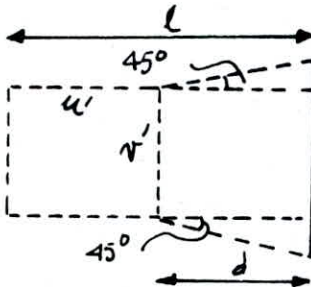


$$h_0 = 0,2 + \frac{0,34 \cdot 0,25/2}{2 \cdot 25} = 0,22 \text{ m} \quad , \quad h_1 = 0,20 \text{ m}$$

$$u' = u + h_1 + \frac{h_0}{2} = 0,56 \text{ m}$$

$$v' = v + 2(h_1 + \frac{h_0}{2}) = 0,87 \text{ m}$$

- étalement longitudinal



$$d = l - u' = 2,40 - 0,56 = 1,84 \text{ m}$$

$$C = v' + 2d = 4,55 \text{ m}$$

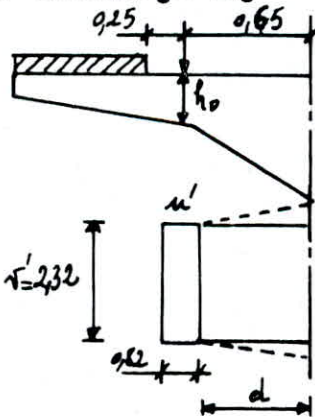
$$M_s = -\frac{P}{C} \left(d + \frac{u'}{2} \right) = -2,795 \text{ tm/ml}$$

$$T_s = -\frac{P}{C} = -1,32 \text{ t/ml}$$

$$P = 6 \text{ t}$$

2.3 efforts dus aux surcharges de chaussée

a/ surcharge Bc



On s'intéressera qu'aux crochets arrière du camion Bc cette file et assimilée à une bande de 1,75m de longueur et 0,25m (sens transversal) de largeur.

$$h_0 = 0,45 \text{ m}$$

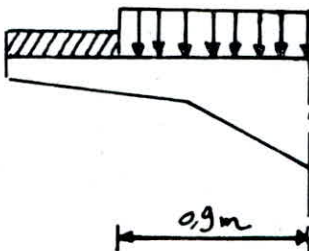
$$C = v' + 2d = 2,32 + 2 \cdot 0,24 = 2,80 \text{ m}$$

$$\text{avec } d = 0,65 - \frac{0,82}{2} = 0,24$$

$$M_{s_{Bc}} = -s \cdot bc \cdot \frac{P}{C} \left(\frac{u'}{2} + d \right) = -1,085 \cdot 1,2 \cdot \frac{12}{2,8} \left(\frac{0,82}{2} + 0,24 \right) = -4,34 \text{ t/ml}$$

$$T_{s_{Bc}} = -s \cdot bc \cdot \frac{P}{C} = -1,085 \cdot 1,2 \cdot \frac{12}{2,8} = -5,78 \text{ t/ml}$$

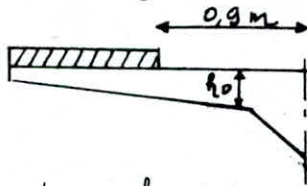
b/ surcharge A



la densité et celle trouvée pour une travée chargée

$$M_{s_A} = -(0,95 \cdot 0,9 \cdot 1) \cdot \frac{9,9}{2} = -9,475 \text{ tm/ml}$$

$$T_{s_A} = -0,855 \text{ t/ml}$$

c/ surcharge militaire $M_c 120$ 

la position la plus défavorable est obtenue quand la chenille touche le bord du trottoir. $h_0 = 0,487 \text{ m}$

$$u' = u + \frac{h_0 + 1,5e}{2} = 0,9 + \frac{0,487 + 1,5 \cdot 0,08}{2} = 1,30 \text{ m}$$

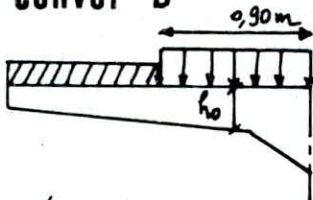
$$v' = v + h_0 + 1,5e = 6,10 + 0,487 + 1,5 \cdot 0,08 = 6,70 \text{ m}$$

Dans ce cas $C = v' = 6,70 \text{ m}$

$$-M_{sMc120} = -\delta \frac{p}{c} \frac{u'}{2} = 1,077 \cdot \frac{55}{2,7} \frac{1,3}{2} = -5,75 \text{ tm/ml}$$

$$-T_{sMc120} = -\delta \cdot \frac{55}{6,70} = -1,077 \cdot \frac{55}{6,70} = -8,84 \text{ t/ml}$$

d/ convoi D



$$u = 0,9 \text{ m}, v = 18,60 \text{ m}, h_0 = 0,487 \text{ m}$$

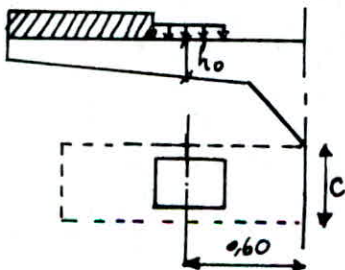
$$u' = u + \frac{h_0 + 1,5e}{2} = 1,20 \text{ m} = 0,9 + \frac{0,487 + 1,5 \cdot 0,08}{2}$$

$$v' = v + h_0 + 1,5e = 18,60 + 0,487 + 1,5 \cdot 0,08 = 19,20 \text{ m}, C = v' = 19,20 \text{ m}$$

charge revenant à la surface considérée : $\frac{240 \cdot 9,90}{3,20} = 67,5 \text{ t}$

$$-M_{cD} = -\frac{p}{c} \frac{u'}{2} = -\frac{67,5}{19,2} \frac{1,20}{2} = -2,62 \text{ tm/ml}$$

$$-T_{cD} = -\frac{67,5}{19,2} = -4,03 \text{ t/ml}$$

e/ surcharge Br (roue isolée de 10t)

Quand cette roue butte contre le trottoir on obtient l'effet le plus défavorable $u = 0,60 \text{ m}, v = 0,30 \text{ m}$

$$h_0 = 0,457 \text{ m}, u' = 0,6 + \frac{1}{2}(0,457 + 0,6 + 0,12) = 1,29 \text{ m}$$

$$v' = 0,3 + 0,457 + 0,12 = 0,88 \text{ m}, C = v' = 0,88 \text{ m}$$

$$-M_{Br} = -\frac{10}{c} \frac{u'}{2} = -\frac{10}{0,88} \frac{1,29}{2} = -7,33 \text{ tm/ml}$$

$$-T_{Br} = -\frac{10}{c} = -\frac{10}{0,88} = -11,36 \text{ t/ml}$$

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT TRANSVERSAL μ

On s'intéressera aux fibres de la dalle d'excentrement $y=0$ et $y=b/2$

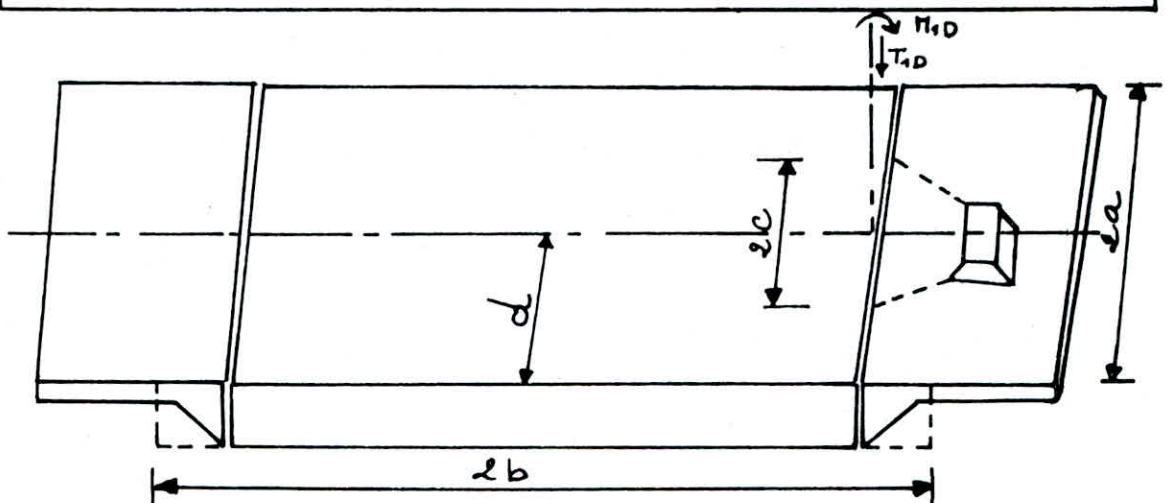
• fibre 1 $Y=0$

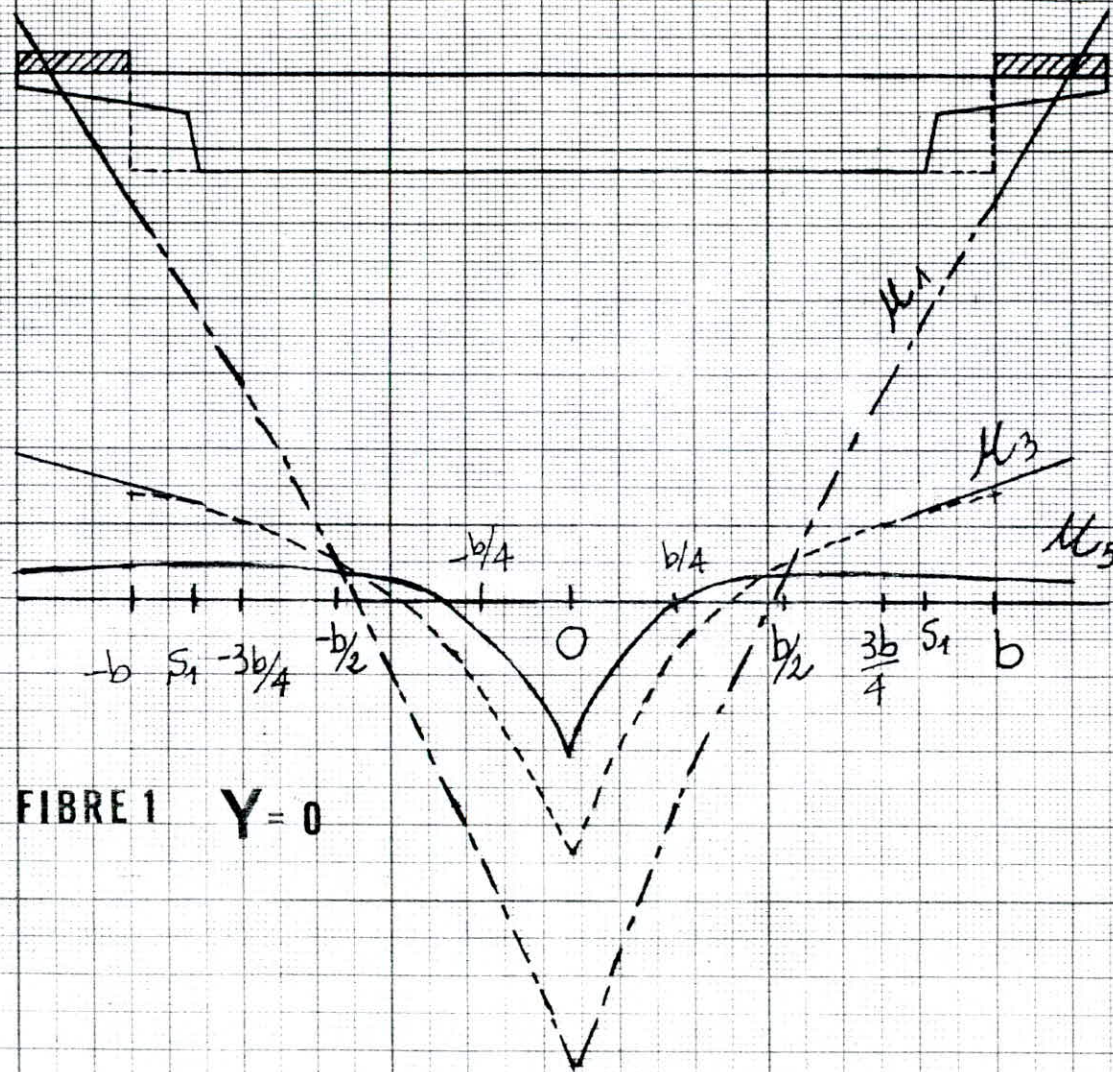
harm \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
harmonique 1	-0,1787	-0,0952	-0,0068	+0,0997	+0,2063	+0,0997	-0,0068	-0,0952	-0,1787
harmonique 3	-0,0467	-0,0342	-0,0147	+0,0253	+0,1126	+0,0253	-0,0147	-0,0342	-0,0467
harmonique 5	-0,0101	-0,0118	-0,0113	+0,0028	+0,0708	+0,0028	-0,0113	-0,0118	-0,0101

• fibre 2 $Y=b/2$

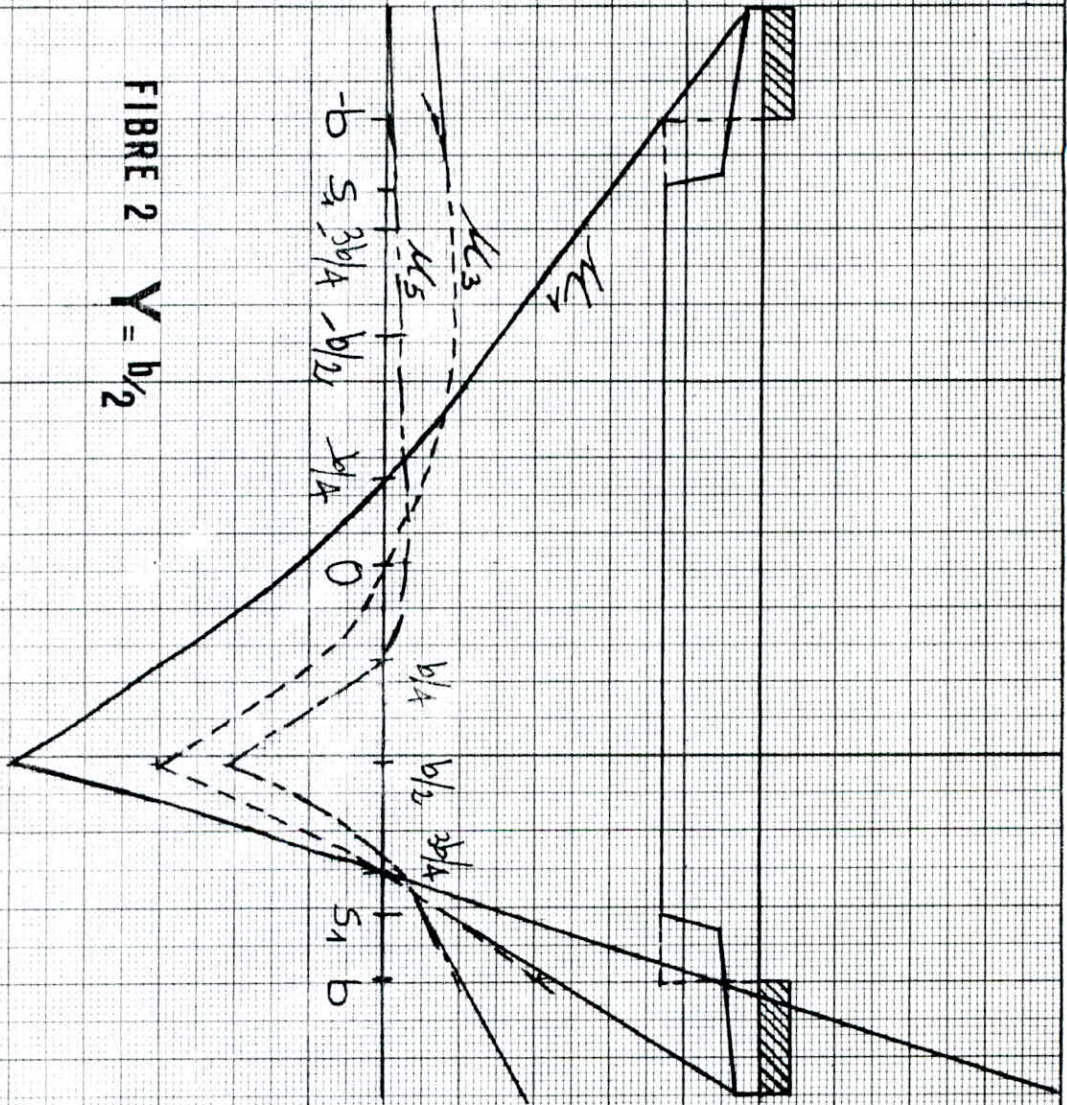
harm \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
harmonique 1	-0,1233	-0,0889	-0,0527	-0,0121	+0,0354	+0,0992	+0,1647	+0,0026	-0,1504
harmonique 3	-0,0209	-0,0283	-0,0210	-0,0180	-0,0064	+0,0257	+0,1025	-0,0012	-0,0689
harmonique 5	-0,0020	-0,0036	-0,0059	-0,0050	-0,0007	+0,0028	+0,0685	-0,0069	-0,0329

MOMENTS APPORTES DANS LA DALLE CENTRALE PAR LES PLACÉES SUR LES ENCORBELLEMENTS





FIBRE 1 $Y=0$



FIBRE 2 $Y = b/2$

Si M_1 et T_1 sont respectivement les moments flechissants et les efforts tranchants dans la section d'encastrement S_1 , le moment transversal dans une fibre quelconque de la dalle est donné par :

a) Pour des charges placées sur l'encorbellement de gauche

$$M_E(x, y) = \frac{4b}{\pi} \left[M_{1G} \sum_n \frac{1}{n} \left(\frac{dM_n}{dy} \right)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} + T_{1G} \sum_n \frac{1}{n} (M_n)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} \right]$$

b) Pour des charges placées sur l'encorbellement de droite

$$M_E(x, y) = \frac{4b}{\pi} \left[M_{1D} \sum_n \frac{1}{n} \left(\frac{dM_n}{dy} \right)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} + T_{1D} \sum_n \frac{1}{n} (M_n)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a} \sin \frac{n\pi x}{2a} \right]$$

où b : demi largeur de la dalle équivalente

M_n : l'ordonnée de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversale pour la fibre considérée

c : demi étagement longitudinal de la surcharge considérée

d : position longitudinal du C.D.G de la surcharge dans la dalle considérée

x : abscisse de la section transversale étudiée

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

$2a$: Pâte équivalente $2a = l/\sqrt{v}$

- moments apportés dans la dalle centrale sous G de l'encorbellement de droite $M_{10} = -5,05 \text{ tm/ml}$, $T_{10} = 3,805 \text{ t/ml}$, $a = c = d = 12,43 \text{ m}$.

	n	$1/n$	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	M_n	pente	M
fibre 1	1	1,00	1	1	1	-0,1283	-0,0535	-0,1867
	3	0,3333	1	1	-1	-0,0416	-0,0083	
	5	0,2000	1	1	1	-0,0177	-0,0014	

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1,00	1	1	1	-0,0667	-0,100	0,2156
	3	0,3333	1	-1	-1	-0,0283	-0,0417	
	5	0,200	1	1	1	-0,01833	-0,0125	

* encorbellement de gauche $\eta_g = -5,05 \text{ t/ml}$, $T_g = -3,805 \text{ t/ml}$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1	1	1	-0,1283	+0,0535	+0,1867
	3	0,3333	1	-1	-1	-0,0416	+0,0083	
5	0,200	1	1	1	-0,0117	+0,0014		

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1	1	1	-0,0983	+0,00250	+0,2134
	3	0,3333	1	-1	-1	-0,0267	-0,00267	
5	0,200	1	1	1	-0,0033	-0,0014		

* moments apportés dans la dalle centrale par la surcharge A placée sur l'encorbellement de droite $\eta_D = -0,475 \text{ t/ml}$, $T_D = +0,855 \text{ t/ml}$, $b = 5,725 \text{ m}$
 $a = c = d = 12,43 \text{ m}$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1	1	1	-0,1283	-0,0535	-0,0807
	3	0,3333	1	-1	-1	-0,0416	-0,0083	
5	0,200	1	1	1	-0,0117	-0,0014		

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi C}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1	1	1	-0,0667	-0,1000	-0,0158
	3	0,3333	1	1	-1	-0,0283	-0,0417	
	5	0,200	1	1	1	-0,0183	-0,0125	

* encorbellement de gauche $M_{16} = -0,475 \text{ t/ml}$, $T_{16} = -0,855 \text{ t/ml}$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi C}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1	1	1	-0,1283	0,0535	0,0867
	3	0,3333	1	1	-1	-0,0416	0,0083	
	5	0,200	1	1	1	-0,0117	0,0014	

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi C}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1	1	1	-0,0983	0,0260	0,0734
	3	0,3333	1	1	-1	-0,0267	-0,00267	
	5	0,200	1	1	1	-0,0033	-0,0014	

* moments apportés dans la dalle centrale par B_c

- encorbellement de droite $M_{10} = -4,34 \text{ t/ml}$, $T_{10} = 5,78 \text{ t/ml}$, $a=x=d=12,43$, $C=12m$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi C}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	0,1511	1	1	-0,1283	-0,0535	-0,1453
	3	0,3333	-0,4394	1	-1	-0,0416	-0,0083	
	5	0,200	-0,6876	1	1	-0,0117	-0,0014	

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi C}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	0,1511	1	1	-0,0667	-0,1000	0,0507
	3	0,3333	-0,4394	1	-1	-0,0283	-0,0417	
	5	0,200	0,6876	1	1	-0,0183	-0,0125	

* encorbellement de gauche $M_{16} = -4,34 \text{ t/ml}$, $T_{16} = -5,78 \text{ t/ml}$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pen	M	
	1	1	0,1511		1	-0,1283	0,0535		0,1153
	3	0,3333	-0,4394		-1	-0,0416	0,0083		
	5	0,200	0,6876		1	-0,0117	0,0014		

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pen	M	
	1	1	0,1511		1	-0,0983	0,0250		0,0972
	3	0,3333	-0,4394		-1	-0,0267	-0,00267		
	5	0,2	0,6876		1	-0,0033	-0,0014		

* moments apportés dans la dalle centrale sous $M_c 120$

- encorbellement de droite $M_{10} = -5,75 \text{ t/ml}$, $T_{10} = +8,84 \text{ t/ml}$, $x=d=a=12,43$, $C=335$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pen	M	
	1	1	0,4108		1	-0,1283	-0,0535		-0,4576
	3	0,3333	-0,9551		-1	-0,0416	-0,0083		
	5	0,200	0,8546		1	-0,0117	-0,0014		

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pen	M	
	1	1	0,4168		1	-0,0667	-0,200		0,2080
	3	0,3333	-0,9551		-1	-0,0283	-0,0417		
	5	0,200	0,8546		1	-0,0183	-0,0125		

- encorbellement de gauche $M_{16} = -5,75 \text{ t/ml}$, $T_{16} = -8,84 \text{ t/ml}$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pen	M	
	1	1	0,4108		1	-0,1283	0,0535		0,4576
	3	0,3333	-0,9551		-1	-0,0416	0,0083		
	5	0,200	0,8546		1	-0,0117	0,0014		

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	0,4108		1	-0,0983	0,025	
	3	0,3333	-0,9551		-1	-0,0267	-0,00267	
	5	0,200	0,8546		1	-0,0033	-0,0014	

0,3843

* moments apportés dans la dalle centrale ou la surch-de trottoir
-encorbellement de droite $M_{10} = -1,18 \text{ tm/ml}$, $T_{10} = 0,675 \text{ t/ml}$, $c=x=d=a = 12,43 \text{ m}$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1		1	-0,1283	-0,0535	
	3	0,3333	1		-1	-0,0416	-0,0093	
	5	0,200	1		+1	-0,0117	-0,0014	

-0,01862

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1		1	-0,0667	-0,100	
	3	0,3333	1		-1	-0,0283	-0,0417	
	5	0,200	1		1	-0,0183	-0,0125	

0,04375

-encorbellement de gauche $M_{16} = -1,18 \text{ tm/ml}$, $T_{16} = -0,675 \text{ t/ml}$

fibre 1	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1		1	-0,1283	0,0535	
	3	0,3333	1		-1	-0,0416	0,0083	
	5	0,200	1		1	-0,0117	0,0014	

0,01862

fibre 2	n	1/n	$\sin \frac{n\pi c}{2a}$	$\sin \frac{n\pi d}{2a}$	$\sin \frac{n\pi x}{2a}$	μ_n	pente	M
	1	1	1		1	-0,0983	0,025	
	3	0,3333	1		-1	-0,0267	-0,00267	
	5	0,200	1		1	-0,0033	-0,0014	

0,0306

* moments apportés dans la dalle centrale par le convoi D

- encorbellement de droite $\Pi_{10} = -2,62 \text{ tm/ml}$, $T_{10} = -4,03 \text{ t/ml}$, $x=d=a=12,43$, $C=18,6 \text{ m}$

fibre 1	n	1/n	$\frac{\sin \frac{n\pi C}{2a}}{2a}$	$\frac{\sin \frac{n\pi d}{2a}}$	$\frac{\sin \frac{n\pi x}{2a}}$	μ_n	pente	M	
	1	1	0,7111		1	-0,1283	-0,0535		0,5038
	3	0,3333	-0,6949		-1	-0,0416	-0,0083		
	5	0,200	-0,7269		1	-0,0117	-0,0014		

fibre 2	n	1/n	$\frac{\sin \frac{n\pi C}{2a}}$	$\frac{\sin \frac{n\pi d}{2a}}$	$\frac{\sin \frac{n\pi x}{2a}}$	μ_n	pente	M	
	1	1	0,7111		1	-0,6670	-0,100		2,0615
	3	0,3333	0,6949		-1	-0,0283	-0,0417		
	5	0,200	0,7269		1	-0,01833	-0,0125		

- encorbellement de gauche $\Pi_{16} = -2,62 \text{ tm/ml}$, $T_{16} = 4,03 \text{ t/ml}$

fibre 1	n	1/n	$\frac{\sin \frac{n\pi C}{2a}}$	$\frac{\sin \frac{n\pi d}{2a}}$	$\frac{\sin \frac{n\pi x}{2a}}$	μ_n	pente	M	
	1	1	0,7111		1	-0,1283	0,0535		-0,5038
	3	0,3333	-0,6949		-1	-0,0416	0,0083		
	5	0,200	-0,7269		1	-0,0117	0,0014		

fibre 2	n	1/n	$\frac{\sin \frac{n\pi C}{2a}}$	$\frac{\sin \frac{n\pi d}{2a}}$	$\frac{\sin \frac{n\pi x}{2a}}$	μ_n	pente	M	
	1	1	0,7111		1	-0,0983	0,0250		-0,3530
	3	0,3333	-0,6949		-1	-0,0267	-0,0067		
	5	0,200	0,7269		1	-0,0033	-0,0014		

TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS APPORTES DANS LA DALLE CENTRALE PAR LES CHARGES DISPOSEES SUR LES ENCORBELLEMENTS

fibres	G	A	B _c	M _c 120	convoi D	trottoir
1	0	-0,0807	-0,1153	-0,4577	-0,5038	-0,1862
2	0,4290	-0,0158	0,0972	0,3843	-0,3530	0,04375

Il est noté que pour les surcharges militaires les effets des encorbellements de gauche et de droite ne sont pas cumulatifs.

DETERMINATION DES MOMENTS DUS AUX ELEMENTS DE SURCHARGES EMPIETANT SUR LA DALLE

Les moments sont donnés par la formule : $M_y(x,y) = \frac{5}{1} u_n P_m b \sin \frac{n\pi x}{c}$

Pour la section 0,5l on obtient : $M_y(x,y) = b(u_1 P_1 - u_3 P_3 + u_5 P_5)$

on prendra $l = 27/\sqrt{1,39} = 27/\sqrt{1,39} = 24,86 \text{ m}$.

a) calcul de P_1, P_3, P_5

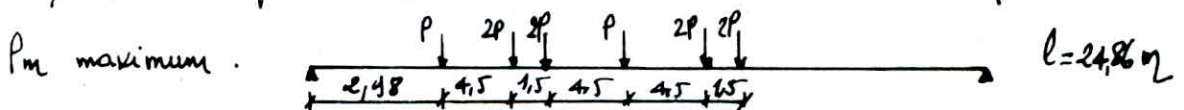
- surcharge A : $P_m = \frac{4P}{n\pi} \sin^2 \left(\frac{n\pi}{2} \right) \quad P \text{ (t/ml)}$

3 voies chargées : $P = 0,95 \cdot 9,5 = 9,025 \text{ t/ml}$, $P_1 = 11,5 \text{ t/ml}$, $P_3 = 3,83 \text{ t/ml}$, $P_5 = 2,30 \text{ t/ml}$

2 voies chargées : $P = 0,95 \cdot 6,76 = 6,422 \text{ t/ml}$, $P_1 = 8,17 \text{ t/ml}$, $P_3 = 2,73 \text{ t/ml}$, $P_5 = 1,64 \text{ t/ml}$

1 voie chargée : $P = 0,95 \cdot 3,83 = 3,639 \text{ t/ml}$, $P_1 = 4,63 \text{ t/ml}$, $P_3 = 1,55 \text{ t/ml}$, $P_5 = 0,93 \text{ t/ml}$

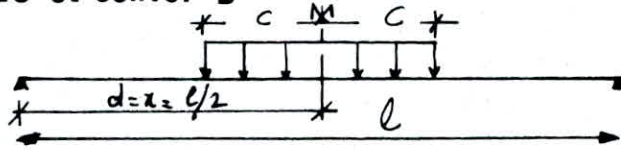
- surcharge B_c : la disposition dans le sens longitudinal est telle que la résultante de toutes les charges (ponctuelles) correspondant aux essieux B_c passe par $x = l/2$, on envisagera les 2 sens de circulation et on retiendra le cas qui donne P_m maximum.



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

- Pour une file de roue ($P=3t$) : $P_1=1,83$, $P_3=0,71$, $P_5=-0,91$
- Pour 2 files de roues ($P=6t$) : $P_1=3,66$, $P_3=1,42$, $P_5=-1,82$

- surcharge $M_c 120$ et convoi D



$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{l} \sin \frac{m\pi d}{l} \sin \frac{m\pi l}{l} , M_c 120 \rightarrow P = 14,62 \text{ t/ml} , \text{Système D} \rightarrow P = 11,98 \text{ t/ml}$$

b/ disposition des surcharges empiétant sur la dalle centrale

la disposition se fera en tenant compte de celle adoptée en vue d'obtenir les moments minimums pour l'effet des charges de chaussée disposées sur les encorbellements

c/ calcul de M_{dm}

$$M_{dm} = \frac{S_m}{2c} \quad \text{ou } S_m : \text{ est la surface de la ligne d'influence de la zone chargée}$$

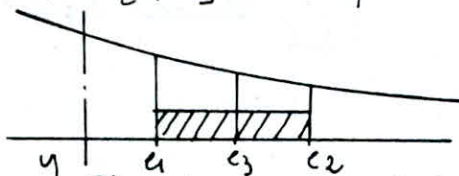
2 : étant la largeur de la bande chargée

* Remarques concernant le calcul de M_{dm}

- Cas d'une large bande

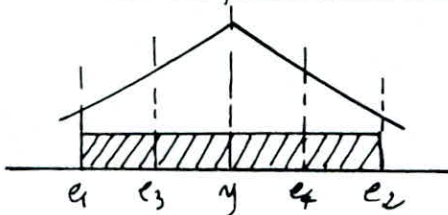
- a) si la fibre considérée n'appartient pas à la bande chargée

$y \notin [e_1, e_2]$ et e_3 : fibre située à mi distance de e_1 et e_2



$$M = \frac{1}{6} u(e_1) + \frac{1}{6} u(e_2) + \frac{2}{3} u(e_3)$$

- B) si la fibre considérée appartient à la bande chargée : $y \in [e_1, e_2]$



$$M = \frac{1}{6} u(y) + \frac{1}{12} u(e_1) + \frac{1}{12} u(e_2) + \frac{1}{3} u(e_3) + \frac{1}{3} u(e_4) , \text{ ou } e_3 \text{ et } e_4$$

designent les fibres situées à mi distance des fibres e_1 et y , e_2 et y

d/ détermination des moments dus aux surcharges empiétant la dalle entraxe

- calcul de P_m

* charge permanente

$$P_m = 4P/m\pi \text{ cm}^2 m\pi/e, P = 2,5 \cdot 9,5 \cdot 1,3 = 30,875 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = 39,33 \text{ t/ml}, P_3 = 13,11 \text{ t/ml}, P_5 = 7,86 \text{ t/ml}$$

* surcharge A

3 voies chargées : $P_1 = 11,5 \text{ t/ml}, P_3 = 3,83 \text{ t/ml}, P_5 = 2,3 \text{ t/ml}$

2 voies chargées : $P_1 = 8,17 \text{ t/ml}, P_3 = 2,73 \text{ t/ml}, P_5 = 1,64 \text{ t/ml}$

1 voie chargée : $P_1 = 4,63 \text{ t/ml}, P_3 = 1,55 \text{ t/ml}, P_5 = 0,93 \text{ t/ml}$

* surcharge B_c

Pour une file de roues : $P_1 = 1,83 \text{ t/ml}, P_3 = 0,71 \text{ t/ml}, P_5 = -0,91 \text{ t/ml}$

Pour deux files de roues : $P_1 = 3,66 \text{ t/ml}, P_3 = 1,42 \text{ t/ml}, P_5 = -1,82 \text{ t/ml}$

* surcharge $M_c 120$

$$P_1 = 7,843 \text{ t/ml}, P_3 = -6,079 \text{ t/ml}, P_5 = 2,831 \text{ t/ml}.$$

* système D

$$P_1 = 14,287 \text{ t/ml}, P_3 = 2,426 \text{ t/ml}, P_5 = -0,660 \text{ t/ml}.$$

- calcul de M_m

* charge permanente

Fibre 1 : $M_{d1} = 0,0293, M_{d3} = 0,0088, M_{d5} = 0,0033$

Fibre 2 : $M_{d1} = 0,0172, M_{d3} = 0,0045, M_{d5} = 0,0053$

* surcharge A Fibre 1

Vie centrale chargée : $M_{d1} = 0,1255, M_{d3} = 0,0497, M_{d5} = 0,0207$

2 voies latérales chargées : $M_{d1} = -0,0132, M_{d3} = -0,0121, M_{d5} = -0,0061.$

Fibre 2 : α) une voie chargée

voie de gauche : $\mu_{\alpha_1} = -0,0494$, $\mu_{\alpha_3} = -0,0272$, $\mu_{\alpha_5} = -0,0066$

voie centrale chargée : $\mu_{\alpha_1} = 0,0405$, $\mu_{\alpha_3} = 0,0377$, $\mu_{\alpha_5} = 0,01723$

voie de droite chargée : $\mu_{\alpha_1} = 0,0935$, $\mu_{\alpha_3} = 0,0691$, $\mu_{\alpha_5} = 0,0321$

β) deux voies chargées

deux voies de gauche : $\mu_{\alpha_1} = 0,0138$, $\mu_{\alpha_3} = 0,0011$, $\mu_{\alpha_5} = 0,0038$

deux voies de droite : $\mu_{\alpha_1} = 0,0355$, $\mu_{\alpha_3} = 0,0233$, $\mu_{\alpha_5} = 0,0250$

• système B_c

Fibre 1 2 convois excentrés : $\mu_{\alpha_1} = -0,2033$, $\mu_{\alpha_3} = -0,069$, $\mu_{\alpha_5} = -0,0266$

2 convois centrés : $\mu_{\alpha_1} = 0,0902$, $\mu_{\alpha_3} = 0,0333$, $\mu_{\alpha_5} = 0,0180$

Fibre 2 2 convois du côté gauche : $\mu_{\alpha_1} = -0,0743$, $\mu_{\alpha_3} = -0,0236$, $\mu_{\alpha_5} = -0,0041$

2 convois sur l'axe positive : $\mu_{\alpha_1} = 0,0777$, $\mu_{\alpha_3} = 0,0291$, $\mu_{\alpha_5} = 0,0111$

• convoi M_c 120

Fibre 1 $\mu_{\alpha_1} = 0,0758$, $\mu_{\alpha_3} = 0,0230$, $\mu_{\alpha_5} = 0,00861$

Fibre 2 $\mu_{\alpha_1} = -0,0693$, $\mu_{\alpha_3} = -0,0283$, $\mu_{\alpha_5} = -0,00605$

• convoi type D

Fibre 1 l'axe du convoi est sur $y=0$ (π_{\max})

$$\mu_{\alpha_1} = 0,1407$$
 , $\mu_{\alpha_3} = 0,0618$, $\mu_{\alpha_5} = 0,0263$

le convoi se trouve au bord du trottoir et empiète la dalle centrale (π_{\min})

$$\mu_{\alpha_1} = -0,0589$$
 , $\mu_{\alpha_3} = -0,0038$, $\mu_{\alpha_5} = -0,0127$

Fibre 2 le convoi se trouve au bord du trottoir et empiète la dalle centrale

$$\mu_{\alpha_1} = -0,0571$$
 , $\mu_{\alpha_3} = -0,0283$, $\mu_{\alpha_5} = -0,00630$

l'axe du convoi se trouve au droit de $y=b/2$

$$\mu_{\alpha_1} = 0,0966$$
 , $\mu_{\alpha_3} = 0,0533$, $\mu_{\alpha_5} = 0,0255$

CALCUL DES MOMENTS TRANSVERSAUX M_y SUR LA DALLE CENTRALE

$$M_y(x, y) = \sum_{n=1}^5 M_{nm} P_n b \sin n \frac{\pi x}{l}$$

Pour la section au milieu de la travée ($l/2$)

$$M_y = (M_{11} P_1 - M_{13} P_3 + M_{15} P_5) \cdot b \quad b = 5,725 \text{ m.}$$

fibre \ surch		G	A	B _c	M _c 120	type D
1	M ⁺ (tm)	6,085	6,236	1,431	4,343	10,550
	M ⁻ (tm)	0	-0,485	-3,424	0	-4,716
2	M ⁺ (tm)	3,773	2,068	1,275	0	7,064
	M ⁻ (tm)	0	-1,103	-1,322	-2,224	-4,254

tableau des moments transversaux Max et Min par metre de largeur cumules (en orbellement + dalle centrale) dans les fibres etudies pour la section 0.51 et $\psi = 0$

fibre \ surch		G	A	B _c	trottoir	M _c 120	type D
1	Mmax (tm)	6,085	6,236	1,431	0	4,343	10,550
	Mmin (tm)	0	-0,569	-3,536	-0,0186	-0,458	-5,219
2	Mmax (tm)	4,202	2,068	1,372	0,0437	0,384	7,064
	Mmin (tm)	0	-1,118	-1,322	0	-2,224	-4,607

PRISE EN COMPTE DU COEFFICIENT DE POISSON

D'après l'étude faite par H. ROWE, il résulte que la valeur non nulle dans la pratique du coefficient de poisson ν n'a qu'une influence très faible sur les valeurs des moments de flexion longitudinale. Il n'en est pas de même pour ce qui concerne les moments de flexion transversale. Pour tenir compte de l'influence de ν sur les moments transversaux, on majore l'expression de $M_y(x, y)$ donnée pour $\nu = 0$ par le terme $K\nu M_x(x, 0)$. où $M_x(x, 0)$ représente le moment longitudinal par mètre de largeur au point $(x, 0)$ avec $K=1$ si $b/a \geq 1$, $K=b/a$ si $b/a < 1$.

Soit i : travée chargée et j : la travée ou l'on étudie les moments transversaux on prendra : $M_y(j, x, y) = K_j \nu M_x(j, x, 0)$ si $j \neq i$

$$M_y(i, x, y) = K_i \nu M_x(i, x, 0) + \sum b \alpha_m P_m \sin \frac{m\pi x}{l}$$

D'après la L.I. des moments longitudinaux, les moments positifs maximaux sont obtenus pour la section $x = 0,5l$ de la travée (1) sont obtenus quand cette travée est chargée. Les moments longitudinaux minimaux sont obtenus pour la travée (2) chargée.

d'où $M_{y \max} = b/a \nu M_{x \max}(0,5l, 0) + \sum b \alpha_m P_m \sin \frac{m\pi x}{l}$

$$M_{y \min} = b/a \nu M_{x \min}(0,5l, 0) + M_{y \min} \text{ (avec } \nu = 0 \text{)}.$$

Remarque concernant le moment $M_{y0}(x, y)$ dû à l'effet de la charge permanente. Les 2 travées étant chargées simultanément, l'expression de M_{y0} calculée pour $\nu = 0$ doit être majorée par 2 termes : $K_1 \nu M_{x0}(1, x, 0)$ et $K_2 \nu M_{x0}(2, x, 0)$, Dans notre cas, les 2 travées sont identiques $K = K_1 = K_2 = b/a$, le moment $M_y(x, y)$ sera majoré par le terme $K\nu M_{x0}(x, 0)$.

Calcul du terme $K\nu M_x(x, 0)$ sous la charge permanente et les surcharges

$$K = b/a = \frac{11,45/2}{24,86/2} = 0,46 < 1 \quad \text{d'où } K = 0,46, \nu = 0,2 \text{ dalle précontrainte longitudinalement}$$

	G	A	B _c	M _c 120	systeme D	trottoir
pour M _{max}	15,015	6,120	5,753	5,581	6,460	0,252
pour M _{min}	0	-2,035	-1,890	-1,535	-2,642	-0,084

moments transversaux dus a la precontrainte

Le moment longitudinal de precontrainte dans la section 0,5l est obtenu en faisant la somme du moment isostatique et du moment hyperstatique de precontrainte

$M_{xp} = M_H + F \cdot e$. F: étant la force de precontrainte dans la section 0,5l
et e: excentricité du cable dans la même section.

à 90j : $M_H = 1129 \cdot 0,5 = 564,5$ tm (Pour la largeur totale)

$F \cdot e = 6166,8 \cdot (-0,3618) = -2231,15$ tm (Pour toute la largeur)

$M_{xp} = 564,5 - 2231,15 = -1666,65$ tm.

Le moment transversal par metre de largeur sous l'effet de la precontrainte est :

$M_{yp}(0,5l, y) = K_D M_{xp} = 0,46 \cdot 0,2 \left(\frac{-1666,65}{11,45} \right) = -13,39$ tm/m de largeur

* resultats definitifs des moments transversaux Max et Min

	G	A	B _c	M _c 120	trottoir	convoi D	precontrainte	M _{y pondéré}	
1	M _{max}	21,10	12,356	7,184	9,924	0,252	17,01	-13,39	25,02
	M _{min}	0	-2,604	-5,426	-1,993	0,1026	-7,861	-13,39	-21,37
2	M _{max}	19,217	8,188	7,125	5,965	0,2957	13,524	-13,39	19,710
	M _{min}	0	-3,153	-3,212	-3,759	-0,084	-7,249	-13,39	-20,73

$M_{y pondéré} = G + 1,2(A + B_c + M_{c120}) + 1,2 \text{ trottoir} + \text{precontrainte}$

FERRAILLAGE

FERRAILLAGE A LA FLEXION TRANSVERSALE

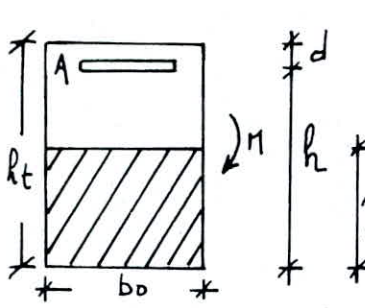
A. FERRAILLAGE EN TRAVEE

Les armatures de flexion transversale seront calculées par les fibres les plus sollicitées.

D'après l'étude des moments transversaux pour la section 0,5l les moments M_{max} et M_{min} obtenus sont : $M_{max} = 25,02 \text{ tm/m de largeur}$, $M_{min} = -21,37 \text{ tm/m de largeur}$

On aura à étudier une section rectangulaire de $1\text{m} \times 1,30\text{m}$ qui peut être soumise à un moment positif ou négatif.

1. calcul de la section d'armatures supérieures



$h_t = 1,30\text{m}$, $h = 1,20\text{m}$, $d = 1,00\text{m}$, $M = -21,37 \text{ tm}$, $b_0 = 1,00\text{m}$
 On pose $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ca} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_b' = 180 \text{ bars}$, $\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 2800} = 0,491$, $\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,836$

$$\text{d'ici } A = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{21,37 \cdot 10^5}{0,836 \cdot 120 \cdot 2800} = 7,6 \text{ cm}^2 \text{ ce qui va } 4 \phi 16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

- verification à la fissuration

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right\} \text{ avec } \sigma_1 = \frac{K \eta \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)}, \quad \sigma_2 = 24 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\bar{w}_f = A/B_f = 8,04 / 2 \cdot 10 \cdot 100 = 0,00402$$

$$\sigma_1 = \frac{10^6 \cdot 16 \cdot 0,00402}{16 (1 + 9 \cdot 0,00402)} = 386,46 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 24 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 16 \cdot 7,5}{16}} = 2092,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On voit que } \sigma_a > \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{array} \right\}$$

la condition de fissuration n'est pas vérifiée pour $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$, nous posons

$$\bar{\sigma}_a = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2092,3 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_2$$

$$\text{d'ici } \alpha = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 2092,3} = 0,360, \quad \gamma = 0,880$$

$$A_0 = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{21,37 \cdot 10^5}{0,88 \cdot 120 \cdot 2092,3} = 9,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \phi 20 = 12,57 \text{ cm}^2.$$

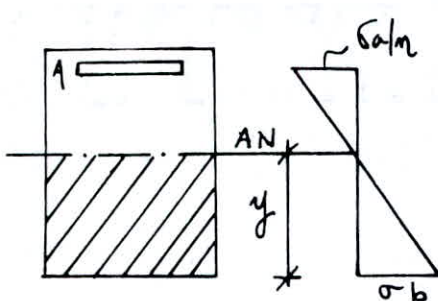
- condition de non fragilité

On doit vérifier que $A \geq \max \begin{cases} A_0 = 12,57 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 15,08 \text{ cm}^2, \quad A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bc}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 120 \cdot \frac{7,5}{4200} = 14,83 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max \begin{cases} A_0 = 12,57 \text{ cm}^2 \\ \min(15,08, 14,83) \end{cases} = 14,83 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera donc } 5T20 = 15,71 \text{ cm}^2$$

- verification des contraintes



Portion de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A (y - h) = 0$$

$$50 y^2 + 15 \cdot 15,71 (y - 120) = 0 \rightarrow y = 21,54 \text{ cm}$$

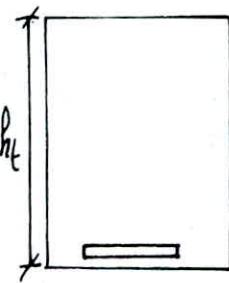
Calcul du moment d'inertie

$$I = b y^3 / 3 + 15 A (h - y)^2 = \frac{100}{3} (21,54)^3 + 15 \cdot 15,71 (120 - 21,54)^2 = 2617610,276 \text{ cm}^4$$

- Pour le béton $\sigma_b = \frac{M}{I} y = \frac{21,77 \cdot 10^5 \cdot 21,54}{2617610,276} = 17,58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 183 \text{ Kg/cm}^2$

- Pour l'acier $\sigma_a = \frac{n M}{I} (h - x) = \frac{15 \cdot 21,77 \cdot 10^5 (120 - 21,54)}{2617610,276} = 1205,7 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$

2. calcul de la section d'armatures inférieures



$$h_t = 1,30 \text{ m}, h = 1,20 \text{ m}, d = 10 \text{ cm}, b_0 = 1,00 \text{ m}, \Gamma = 25,02 \text{ tm}$$

$$\alpha = 0,491, \gamma = 0,836 \text{ d'où } A = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = 8,90 \text{ cm}^2$$

ce qui nous donnera 3T20 = 9,42 cm²

- verification de la fissuration

$$\tilde{w}_f = \frac{9,42}{2 \cdot 100 \cdot 10} = 0,00471, \quad \sigma_1 = \frac{k \gamma \tilde{w}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{w}_f)} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,00471}{20 (1 + 0,0471)} = 359,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \gamma \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 7,5}{20}} = 1871,38 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min(\max(\sigma_1, \sigma_2), 2800) = 1871,38 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Condition de non}$$

fissuration non vérifiée, on prendra donc $\bar{\sigma}_a = 1871,38 \text{ Kg/cm}^2$

$$\alpha = 0,591, \gamma = 0,803 \text{ d'où } A_0 = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{25,02 \cdot 10^5}{0,803 \cdot 120 \cdot 1871,38} = 13,87 \text{ cm}^2$$

Comme $A_0 = 13,87 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20 = 15,71 \text{ cm}^2$

- condition de non fragilité

$$A_2 = 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{an}} b h = 0,69 \frac{7,5}{4200} 100 \cdot 120 = 14,78 \text{ cm}^2, \quad A_1 = 1,2 \cdot 15,71 = 18,85 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max (A_0, \min (A_1, A_2)) = 15,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T20$$

- verification des contraintes

- position de l'axe neutre $b y^2 + n A (y - h) = 0, \quad 50 y^2 + 15 \cdot 15,71 (y - 120) = 0,$
d'où $y = 21,54 \text{ cm}, \quad I = 2617610,276 \text{ cm}^4$

- Pour le béton $\sigma_b = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{25,02 \cdot 10^5 \cdot 21,54}{2617610,276} = 20,58 \text{ kg/cm}^2 < 183 \text{ kg/cm}^2$

- Pour l'acier $\sigma_a = \frac{n M}{I} (h - y) = \frac{15 \cdot 25,02 \cdot 10^5}{2617610,276} = 1411,67 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$

B. FERRAILLAGE SUR APPUI INTERMEDIAIRE

1. calcul du moment transversal sur appui intermediaire

- de moment transversal sur l'appui intermediaire et donné par formule :

$$M_y = \frac{K_1}{n} M_x \quad \text{avec} \quad M_x = (M_G + 1,2 M_S + M_{\text{precontrainte}}) / 2b$$

n = represente le nombre d'appuis pratiques par ligne d'appui intermediaire dans notre cas $n = 4$, K_1 = coefficient de forme, $K_1 = 1/8 (8K + 2K^2 - 4K^3)$.

avec $K = 2b/2a$ pour 1 appui de rive, $K = 4b/2a_i + 2a_i$ pour 1 appui intermediaire.

Comme on a 2 travées égales $\rightarrow K = \frac{4b}{4a} = \frac{11,45}{27} = 0,424$ d'où $K_1 = 1,15$

- Les moments longitudinaux sur appui intermediaire sont :

$$M_G = -3737,412 \text{ tm}, \quad M_S = 1,2(-681,951 - 41,826) \text{ tm}$$

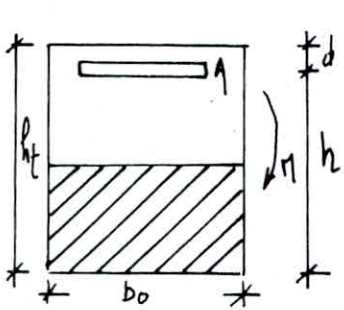
$$M_x \text{ precontrainte} = M_x \text{ isostatique} + M_x \text{ hyperstatique}$$

$$M_x = (6228,60 \cdot 0,2601) + 1129 = 2749,05 \text{ tm}$$

$$\text{d'où} \quad M_x = 1/11,15 (-3737,412 - 1,2(681,951 + 41,826) + 2749,05) = -162,174 \text{ tm/metre}$$

$$\text{d'où le moment transversal} \quad M_y = \frac{K_1}{n} M_x = \frac{1,15}{4} (-162,174) = -46,62 \text{ tm/m de largeur}$$

2 - calcul de la section d'aciers superieures sur l'appui intermediaire



$$M = -46,62 \text{ tm}, h_t = 1,30 \text{ m}, h = 1,20 \text{ m}, b_0 = 1,00 \text{ m}, d = 0,10 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{cu} = 2/3 \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 20$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\alpha = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 2667} = 0,503 \rightarrow \gamma = 0,832$$

$$\text{d'in } A = \frac{46,62 \cdot 10^5}{0,832 \cdot 120 \cdot 2667} = 17,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T25 = 19,63 \text{ cm}^2$$

- verification à la fissuration

$$\tilde{w}_f = \frac{19,63}{2 \cdot 10 \cdot 100} = 0,009815, \sigma_1 = \frac{K_m \tilde{w}_f}{\phi(1+10\tilde{w}_f)} = \frac{10^6 \cdot 16 \cdot 0,009815}{25(1+909815)} = 572,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_m \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 16 \cdot 7,5}{25}} = 1662,77 \text{ kg/cm}^2$$

la condition de fissuration non vérifiée, on prendra donc $\bar{\sigma}_a = 1662,77 \text{ kg/cm}^2$

$$\alpha = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 1662,77} = 0,618, \gamma = 0,793, A_0 = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{46,62 \cdot 10^5}{0,793 \cdot 120 \cdot 1662,77} = 29,45 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow 6T25 = 29,45 \text{ cm}^2$$

- condition de non fragilite

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} b h = 0,69 \cdot 100 \frac{7,5}{4000} = 15,525 \text{ cm}^2, A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \cdot 29,45 = 35,34 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max \left\{ \begin{array}{l} A_0 = 29,45 \text{ cm}^2 \\ \min(15,525, 35,34) \end{array} \right. \rightarrow A = 29,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T25$$

- verification des contraintes

$$\text{- position de l'axe neutre } by^2/2 + mA(y-h) = 0, 50y^2 + 15 \cdot 29,45(y-120) = 0 \rightarrow y = 28,44 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15 \cdot A(h-y)^2, I = \frac{100}{3} (28,44)^3 + 15 \cdot 29,45 (120 - 28,44)^2 = 4470067,70 \text{ cm}^4$$

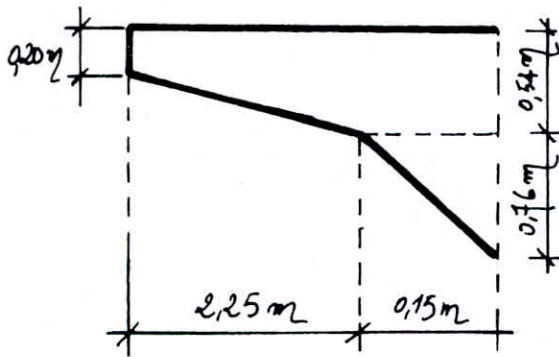
$$\text{- pour le beton } \sigma_b = M y / I = \frac{46,62 \cdot 10^5}{4470067,7} = 1,03 \text{ kg/cm}^2 < 183 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{- pour l'acier } \sigma_a = m M / I (h-y) = \frac{15 \cdot 46,62 \cdot 10^5}{4470067,7} (120 - 28,44) = 1432,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < 2667 \text{ kg/cm}^2.$$

Condition vérifiée.

* FERRAILLAGE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT (ENCORBELLEMENTS)

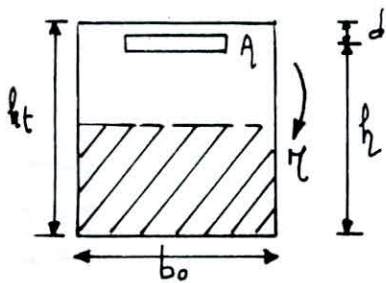


- D'après l'étude particulière des encorbellements, on trouve que la section d'encorbellement est soumise à un effort plus défavorable sous l'effet de la surcharge B_r (une isolée de loteries)

$$M_{\max} = M_g + 1,2 M_{Br} = -5,05 + 1,2(-7,33) = -13,846 \text{ tm/m}$$

$$T_{\max} = T_g + 1,2 T_{Br} = -3,805 + 1,2(-11,36) = -17,437 \text{ tm/m}$$

- armatures de flexion



$$h_t = 1,3 \text{ m}, h_c = 1,2 \text{ m}, d = 0,1 \text{ m}, b_0 = 1,00 \text{ m}, M = 13,846 \text{ tm}$$

$$\text{sel } \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{em} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi \leq 20$$

$$\alpha = 0,491, \gamma = 0,836 \text{ d'in } A = \frac{13,846 \cdot 10^5}{0,836 \cdot 1,20 \cdot 2800} = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow 3\phi 20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

- verification à la fissuration

$$\bar{\omega}_f = 0,00471, \sigma_1 = 359,85 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_2 = 1859,03 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$\text{on prendra donc } \bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1859,03 \text{ Kg/cm}^2, \alpha = 0,592, \gamma = 0,802$$

$$A_0 = \frac{13,846 \cdot 10^5}{0,802 \cdot 1,20 \cdot 1859,03} = 7,74 \text{ cm}^2$$

- condition de non fragilité

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{au}} b h = 0,69 \frac{7,5}{4200} 100 \cdot 120 = 14,78 \text{ cm}^2, A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \cdot 7,74 = 9,288 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max(A_0, \min(A_1, A_2)) = 9,288 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\phi 20 = 9,42 \text{ cm}^2$$

- verification des contraintes

$$y = 17,05 \text{ cm}, I = 1662812,6 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{M y}{I} = 14,19 \text{ Kg/cm}^2 < 183 \text{ Kg/cm}^2, \bar{\sigma}_a = 1285,81 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2, \text{ Non vérifiée}$$

FERRAILLAGE LONGITUDINAL

Dans le sens longitudinal, le ferrailage sera constitué par des armatures de construction ou passives. Ce sont des aciers HA12 espacés de 14 cm sur l'appui intermédiaire, il y aura un renforcement d'aciers HA14 qui reprendront le surplus des contraintes dans le béton dû aux tassements d'appuis.

Nous devons également prévoir des armatures pour reprendre les effets supplémentaires dûs aux moments longitudinaux exécutés sur l'appui intermédiaire.

On calculera ces armatures comme suit : l'exécution des moments sur appui vaut

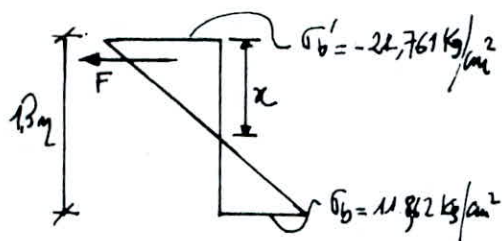
$\Delta M = 419,572 \text{ tm}$, il s'étend sur une zone de $\frac{2012}{2} = 1,006 \text{ m}$ de part et d'autre de l'appui. La contrainte de traction sur la fibre supérieure dû à cet exécutement

$$\text{et } \frac{\Delta M}{I} v_s = \frac{-419,572}{210962} \cdot 0,594 = -118,50 \text{ kg/cm}^2 = -11,50 \text{ kg/cm}^2$$

Cette contrainte est cumulée à la contrainte de traction résiduelle pour le même cas de charge qui vaut $-12,861 \text{ kg/cm}^2$, donc la contrainte de traction sur la fibre supérieure sera donc $\sigma'_b = -11,50 - 12,861 = -24,761 \text{ kg/cm}^2$

À la fibre inférieure la contrainte vaudra : $104,491 + \frac{\Delta M v_i}{I} = 104,491 + 14,131 = 118,622 \text{ kg/cm}^2$

- diagramme des contraintes



$$x = \frac{h \sigma'_b}{\sigma_b + \sigma'_b} = \frac{130 \cdot 24,761}{118,62 + 24,761} = 22,45 \text{ cm.}$$

Ainsi, la force de traction pour 1 mètre de largeur de dalle vaudra :

$$F = \frac{1}{2} \sigma'_b x \cdot 100 = \frac{1}{2} \cdot 24,761 \cdot 22,45 \cdot 100 = 2779,8 \text{ Kg.}$$

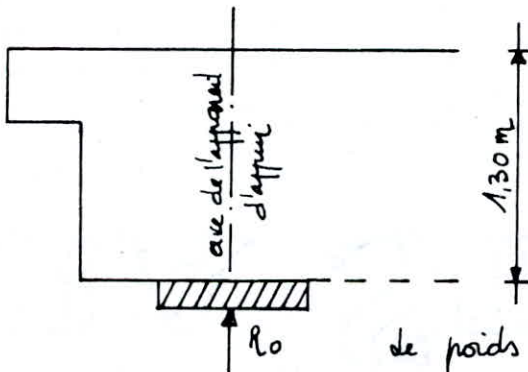
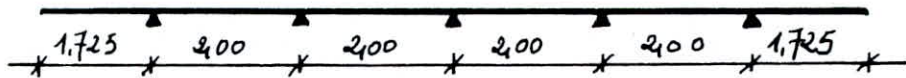
d'où la section d'aciers nécessaire $w = F/\bar{\sigma}_a = 9,92 \text{ cm}^2$ ou mettre 5 $\phi 16$ au niveau supérieure de la section d'appui intermédiaire ($5\phi 16 = 10,05 \text{ cm}^2$)

CHEVETRE INCORPORE

Le chevetre est une poutre transversale incorporée dans la dalle au niveau des appareils d'appuis.

1. chevetre incorpore au niveau de la culée

Le chevetre est assimilé à une poutre hyperstatique sur 5 appuis



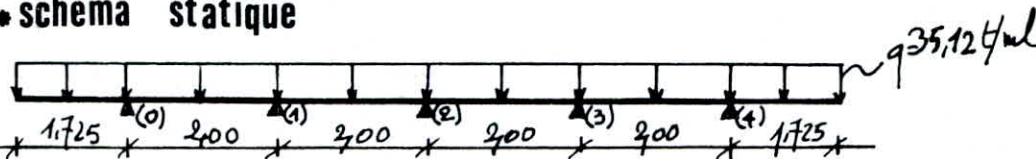
le chevetre est sollicité

par la réaction d'appui engendrée par

le poids propre de la dalle, cette réaction sera

considérée comme une charge uniformément répartie sur une distance égale à la largeur de la dalle équivalente $2b = 11,45 \text{ m}$. La réaction d'appui due au poids propre : $402,21 \text{ t}$, la charge uniformément répartie sur $2b$ qui sollicitera la poutre sera : $q = \frac{R_0}{2b} = \frac{402,21}{11,45} = 35,12 \text{ t/ml}$

• schema statique



$$M_0 = M_4 = -q \frac{l^2}{2} = -52,25 \text{ tm.}$$

l'équation des 3 moments nous donne : $M_1 = M_3 = -2,57 \text{ tm}$, $M_2 = -15 \text{ tm}$

- efforts dûs à la charge permanente

en travée : $M_{01} = M_{34} = -9,85 \text{ tm}$, $M_{12} = M_{23} = +8,08 \text{ tm}$

- efforts dûs à la surcharge A

la réaction d'appui due à la surcharge A est 140,5 t, elle est prise uniformément répartie $q = \frac{140,5}{11,45} = 12,27 \text{ t/m}$

$$M_0 = M_4 = -12,27 \frac{(1,725)^2}{2} = -18,25 \text{ tm}, \quad M_1 = M_3 = -0,89 \text{ tm}, \quad M_2 = -5,245 \text{ tm}$$

En travée : $M_{01} = M_{34} = -3,44 \text{ tm}, \quad M_{12} = M_{23} = 3,062 \text{ tm}$

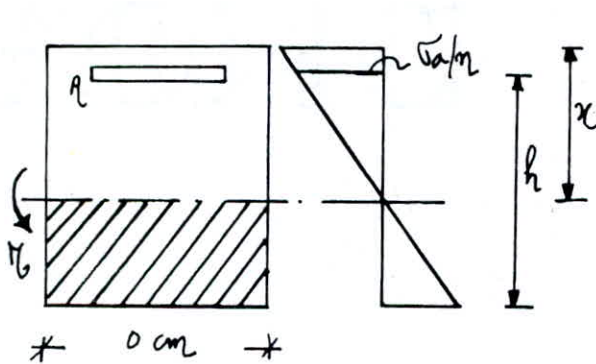
- efforts sous G et A

Sur appui de rive : $M_0 = M_4 = -52,25 + 1,2(-18,25) = -74,15 \text{ tm}$

En travée : $M_{01} = M_{34} = -9,85 + 1,2(-3,44) = -13,97, \quad M_{12} = M_{23} = 8,08 + 1,2(3,062) = 11,75 \text{ tm}$

Sur appui intermédiaire :

* CALCUL DU FERRAILLAGE



$$b_0 = 130 \text{ cm}, \quad h = 1,3 \cdot 9,1 = 120 \text{ cm}$$

$$\phi < 25 \quad \bar{\sigma}_{cu} = 4200 \text{ Kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi \geq 25 \quad \bar{\sigma}_{cu} = 4000 \text{ Kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2$$

$$FS : \bar{\sigma}_b = 180 \text{ Kg/cm}^2, \quad \bar{\sigma}_b' = 7,5 \text{ Kg/cm}^2$$

- calcul de la section d'aciers superieures

$$M_{\max} = -74,15 \text{ tm}, \quad \alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_b}{15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 180}{15 \cdot 180 + 2667} = 0,503, \quad \gamma = 0,832, \quad K = 37,66$$

$$M_{rb} = K b h^2 = 37,66 \cdot 130 \cdot (120)^2 = 704,99 \text{ tm} > 74,15 \text{ tm} \rightarrow A' = 0$$

$$\text{d'ici } A = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{74,15 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,832 \cdot 120} = 27,84 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T25 = 29,46 \text{ cm}^2$$

- verification a la fissuration

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} \frac{29,46}{2 \cdot 10730} = 0,0113, \quad \sigma_1 = \frac{K m \tilde{w}_f}{\phi (1 + 10 \tilde{w}_f)} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0113}{25 (1 + 0,113)} = 649,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K m}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6}{25} \cdot 7,5} = 1662,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a > \min \begin{cases} 2667 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 1662,76 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{risque de fissuration}$$

On prend $\sigma_a = \sigma_2 = 1662,76 \text{ kg/cm}^2$ d'où $A_0 = \frac{74,15 \cdot 10^5}{1662,76 \cdot 0,9794 \cdot 120} = 49,80 \text{ cm}^2$
 $10 \phi 25 = 49,08 \text{ cm}^2$, $\alpha = 0,618$, $\gamma = 0,794$

- verification de non fragilité

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} b \cdot h = 0,69 \frac{7,5}{1000} 130 \cdot 120 = 20,18 \text{ cm}^2, \quad A_1 = 1,2 A_0 = 58,90 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max \begin{cases} A_0 = 49,08 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 20,18 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{donc on adoptera } A = 10 \phi 25 = 49,08 \text{ cm}^2$$

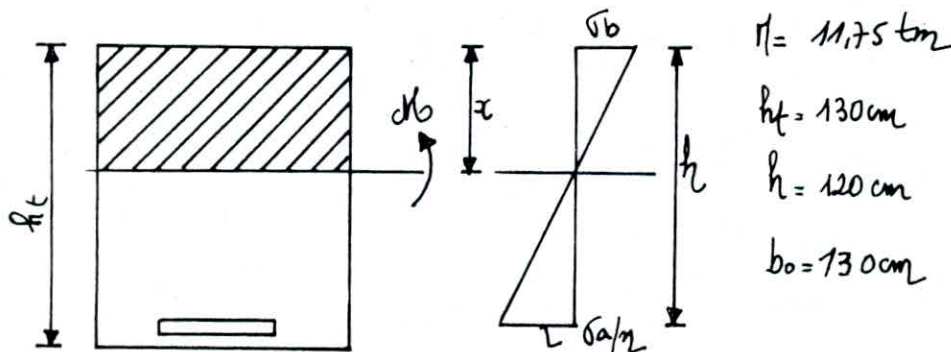
- verification des contraintes

$\bar{\sigma}_b = \frac{M x}{I}$ avec $x = 31,63 \text{ cm}$, $I = 7120343,51 \text{ cm}^4$, $M = 74,15 \text{ tm}$.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{74,15 \cdot 10^5 \cdot 31,63}{7120343,51} = 32,93 \text{ kg/cm}^2 < 170 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{n M}{I} (h - x) = \frac{15 \cdot 74,15 \cdot 10^5}{7120343,51} \cdot (120 - 31,63) = 1360,38 \text{ kg/cm}^2 < 2667 \text{ kg/cm}^2$$

- calcul de la section d'aciers inférieures



$$M_{rb} = 704,99 \text{ tm} > 11,75 \text{ tm} \quad \longrightarrow \quad A' = 0 \text{ pas d'armatures de compression.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{11,75 \cdot 10^5}{0,832 \cdot 120 \cdot 2667} = 4,41 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,62}{2 \cdot 10 \cdot 130} = 0,00177, \quad \sigma_1 = 198,76 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 2221,96 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_a > \min \begin{cases} 2667 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2221,96 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \quad \text{risque de fissuration.}$

$$\bar{\sigma}_a = 2221,96 \text{ kg/cm}^2, \quad \alpha = 0,548, \quad \gamma = 0,817$$

$$A_0 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{11,75 \cdot 10^5}{9832 \cdot 120 \cdot 2221,96} = 5,39 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2 = A_0$$

- condition de non fragilité

$$A_2 = 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{cn}} b h = 0,69 \frac{7,5}{4000} 130 \cdot 120 = 20,18 \text{ cm}^2, \quad A_1 = 1,2 A_0 = 7,39 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max \begin{cases} A_0 = 5,16 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 7,39 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow A = 7,39 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 4T16 = 804 \text{ cm}^2$$

- verification des contraintes

$$x = 14,02 \text{ cm}, \quad I = 1473967,3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{\eta \cdot x}{I} = \frac{11,75 \cdot 10^5 \cdot 14,02}{1473967,3} = 11,17 \text{ kg/cm}^2 < 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \eta \frac{\eta}{I} (h - x) = 15 \frac{11,75 \cdot 10^5}{1473967,3} (120 - 14,02) = 1267 \text{ kg/cm}^2 < 2667 \text{ kg/cm}^2$$

- armatures transversales

- Contrainte de cisaillement du béton : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{86,08 \cdot 10^3}{0,78 \cdot 120} = 6,30 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_b < \bar{\tau}_b$$

- calcul des espacements

$$\sigma_{at} = \beta \bar{\sigma}_b, \quad \beta = 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} = 1 - \frac{6,30}{26,25} = 0,906, \quad \bar{\sigma}_{at} = 0,906 \cdot 4200 = 3808 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \min \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\tau}_b}\right) = 89,76 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2 \cdot h = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $t = 24 \text{ cm}$ comme $t < \bar{t}$ on prendra $t = 20 \text{ cm}$

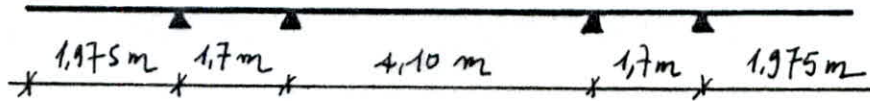
$$A_t = \frac{T \cdot t}{z \bar{\sigma}_{at}} = \frac{20 \cdot 86,08 \cdot 10^3}{0,833 \cdot 120 \cdot 3808} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 10 = 4,52 \text{ cm}^2$$

On fixe $t = 20 \text{ cm}$ sur toute la longueur de la poutre en console, pour la dalle centrale les armatures transversales ne sont plus nécessaires leurs rôle est assuré par les armatures de construction de précontrainte

chevêtre incorporé au niveau de la pile

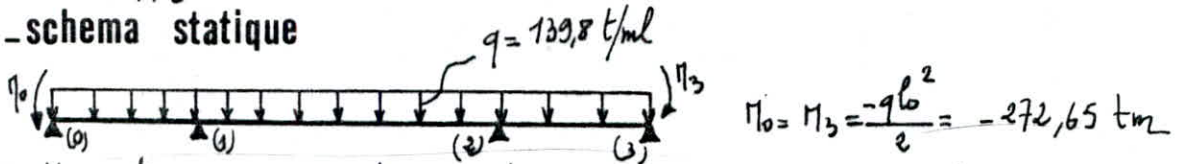
Le chevêtre au niveau de la pile doit avoir une largeur égale au moins au $\frac{2}{3}$ de la distance entre les axes des plaques d'appuis d'une même ligne.



$$R = R_0 + 1,2 R_p + R_H = 1357,1 + 1,2(272,4) - 83,6 = 1600,71 \text{ t}$$

$$q = \frac{1600,71}{11,45} = 139,8 \text{ t/ml}$$

- schéma statique



L'équation des 3 moments nous donne : $M_1 = M_2 = -134,84 \text{ tm}$

Moments en travée : $M_{12} = M_{23} = -153,24 \text{ tm}$, $M_{10} = M_{30} = 104,91 \text{ tm}$

CALCUL DU FERRAILLAGE

- calcul de la section d'aciers supérieures

$$M_{\max} = -134,84 \text{ tm}, \text{ pour } \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \alpha = 0,503, \gamma = 0,823, K = 37,25$$

$$M_{rb} = K b h^2 = 37,25 \cdot 270(120)^2 = 1448,26 \text{ tm} > M_{\max} \rightarrow A' = 0$$

$$\text{d'où } H = \frac{M}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{134,84 \cdot 10^5}{0,823 \cdot 120 \cdot 2667} = 51,20 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \phi 25 = 58,9 \text{ cm}^2$$

- vérification à la fissuration

$$w_f = \frac{58,9}{2 \cdot 270 \cdot 10} = 0,0109, \quad \sigma_1 = 629,03 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 1662,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a > \min \begin{cases} 2667 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 1662,76 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{risque de fissuration}$$

on prendra $\bar{\sigma}_a = \sigma_2 = 1662,76 \text{ Kg/cm}^2$, $\alpha = 0,618$, $\gamma = 0,794$ d'où

$$A_0 = \frac{134,84 \cdot 10^5}{0,794 \cdot 1662,76 \cdot 120} = 85,11 \text{ cm}^2$$

- verification de non fragilite

$$A_2 = 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{\text{en}}} b h = 0,69 \frac{7,5}{4000} 270 \cdot 120 = 41,91 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1,2 A_2 = 102,13 \text{ cm}^2 \quad A \geq \max \begin{cases} A_0 = 58,9 \text{ cm}^2 \\ \min(A_1, A_2) = 41,91 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{d'où } A = 58,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 12 \phi 25 = 58,9 \text{ cm}^2$$

- verification des contraintes

$$X = 24,94 \text{ cm}, \quad I = 9380506,5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M X}{I} = \frac{134,85 \cdot 10^5 \cdot 24,94}{9380506,5} = 35,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{M}{I} (h - x) = \frac{15 \cdot 134,85 \cdot 10^5}{9380506,5} (120 - 24,94) = 2049,44 \text{ kg/cm}^2 < 2667 \text{ kg/cm}^2$$

- calcul des etriers

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{324,36 \cdot 10^3}{270 \cdot 7/8 \cdot 120} = 11,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{at}} = \rho \sigma_{\text{en}}, \quad \rho = 1 - \frac{\tau_b}{\rho \sigma_b} = 1 - \frac{11,44}{9 \cdot 7,5} = 0,830$$

$$\sigma_{\text{at}} = 0,830 \cdot 4000 = 3320 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \min \begin{cases} t_1 = h \left(1 - \rho \frac{\tau_b}{\sigma_b} \right) = 65,08 \text{ cm} \\ t_2 = \rho \cdot h = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t \leq 24 \text{ cm} \text{ on prend } t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t = \frac{T \cdot t}{\rho \sigma_{\text{at}}} = \frac{20 \cdot 324,36 \cdot 10^3}{3320 \cdot 7/8 \cdot 120} = 18,60 \text{ cm}^2 \rightarrow 18 \phi 12 = 20,34 \text{ cm}^2$$

**ETUDE
DES
APPAREILS – D'APPUIS**

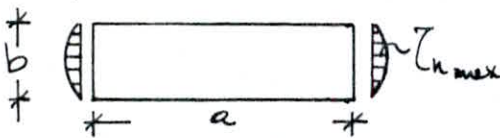
DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS EN ELASTOMERE

1. PRINCIPE

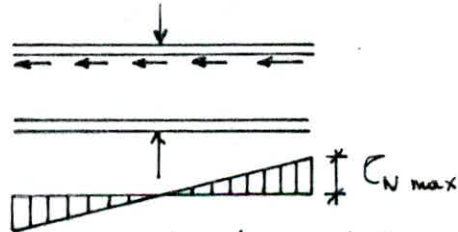
Le but du dimensionnement des appareils d'appuis est surtout de limiter les contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de feutrage et celles qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées aux appareils

a/ compression: Des contraintes de cisaillement τ_n sous un effort normal apparaissent au niveau du plan de feutrage. Tandis que sur le bord de chaque feuillet (au milieu des grands côtés des feuillets) se développent des contraintes maximales

La valeur maximale de ces contraintes τ_n est égale à : $\tau_n = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta}$ avec $\sigma_m = \frac{N}{ab}$ et $\beta = \frac{ab}{2t(a+b)}$. σ_m étant la contrainte de compression ; β le coefficient de forme.

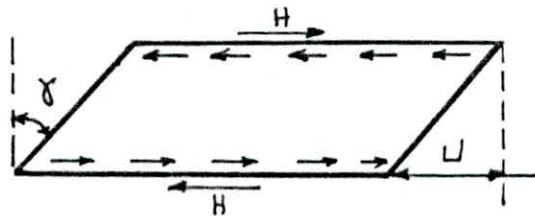


Distribution des contraintes τ_n le long du côté 'b'



b/ distorsion: la distribution des contraintes au niveau du plan de feutrage dans le cas d'une distorsion est uniforme

Deux cas se présentent :



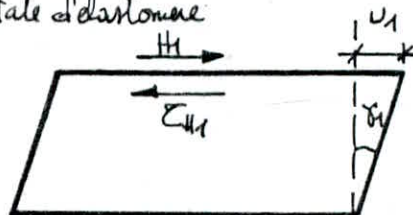
• déformation lente de l'appareil (dilatation - fluage - retrait)

$$\tan \gamma_1 = \frac{U_1}{T_1}, \quad \tau_{H1} = G \tan \gamma_1 = \frac{G U_1}{T_1}$$

$H_1 = ab \tau_{H1}$ avec T : épaisseur nominale totale d'élastomère

G : module d'élasticité de cisaillement transversal

($G = 10 \text{ bars}$)

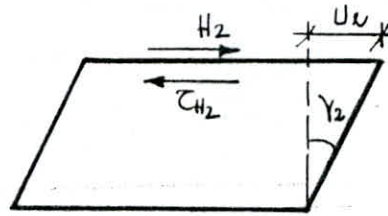


* effort dynamique H_2 (freinage)

En admettant que le module de cisaillement dans le cas d'un effort dynamique soit

égal au double de G (cas d'un effort statique) $\text{tg } \gamma_2 = \frac{U_2}{T} = \frac{2H_2}{2G} = \frac{H_2}{2ab}$

Donc la déformation est la moitié de celle que recevrait un effort statique de même valeur

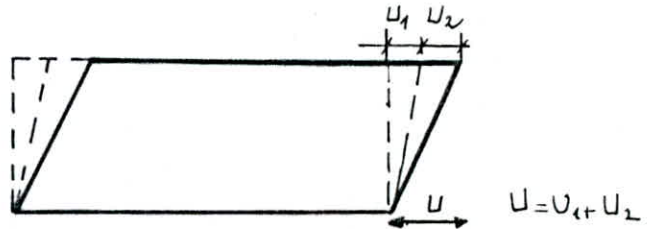


* simultanéité des 2 cas

On introduit une contrainte

conventionnelle de calcul qui pour

l'effet statique seul, correspondrait à la même déformation totale



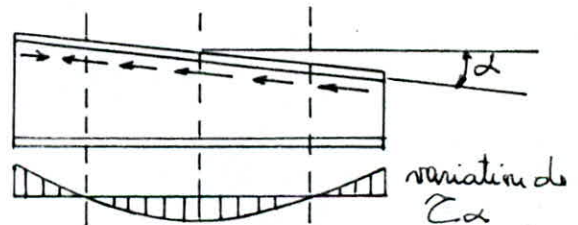
$$\tau_H = G \text{tg } \gamma = \tau_{H1} + \tau_{H2} \cdot 0,5 = G \frac{U_1}{T} + \frac{H_2}{2ab}$$

c/ rotation

Lorsqu'une flette solidaire d'un feuillet accomplit une rotation par rapport à l'autre

flette solidaire de même feuillet, la repartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit (voir figure ci dessous). la contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur :

$$\tau_\alpha = G/2 (\alpha/t)^2 \alpha_t ; \alpha_t = \alpha_T / \eta . \alpha_t = \text{angle de rotation d'un feuillet élémentaire (rd)}$$



remarque: Il est tenu compte de défaut de pose sur le dimensionnement de l'appareil et la détermination des contraintes, la valeur de la rotation à introduire dans le calcul est $\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$ α : rotation calculée.

prescriptions

a/ limitation de la contrainte de cisaillement: $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

$$e_H \leq 0,5G ; \tau_H \leq 0,7G$$

b/ Limitation de la contrainte moyenne : $(\sigma_m)_{max} = \frac{N_{max}}{a \cdot b} \leq 150 \text{ bars}$

c/ Condition de non cheminement et de non glissement : $(\sigma_m)_{min} = \frac{N_{min}}{a \cdot b} \geq 20 \text{ bars} ; H < f \cdot U \cdot H = H_1 + H_2$

f : coefficient de frottement de l'appareil sur le support

$f = 0,12 + \frac{2}{\sigma_m}$ Lorsque les fibres de l'appareil en contact avec la structure sont des frettes métalliques

$f = 0,12 + \frac{6}{\sigma_m}$ Lorsque les fibres de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomère

d/ Condition de non flambement : $T \leq 0,5$

e/ Condition de non soulèvement : $\alpha_f \leq 3/\beta \cdot t^2/a^2 \cdot \sigma_m/6$

f/ Dimensionnement des frettes : $e \geq a/\beta \cdot \sigma_m/\sigma_c$ et $e \geq 2 \text{ mm}$

2. DIMENSIONNEMENT

Les appareils d'appui seront en élastomère fretté de type 1 GUMBA non striés, ils seront simplement posés sur des bossages en béton armé réglés strictement horizontaux, Les caractéristiques principales de ces appareils sont les suivants :

— Diamètre shore selon la norme NFT 46003 du 31.01.62 $sh A = 60$

— Module d'élasticité de cisaillement transversal $G = 10 \text{ bars}$

— calcul des réactions maximales revenant à chaque appareil d'appui

Sur chaque ligne d'appui on dispose de 4 (niveau de la pile) et 5 (niveau de la culée) appareils d'appui du type 1 GUMBA symétrique par rapport à l'axe longitudinal du tablier, compte tenu des coefficients de répartition de la réaction d'appui déterminés par la méthode de GUYON - MASSONET, la réaction maximale revenant à un appui est $R_{max} = R'_{max} \cdot \bar{E}_\alpha \frac{2b}{n}$

ou R'_{max} : réaction maximale sur appui déterminée par la longueur totale

n : nombre d'appareils d'appui . La valeur de \bar{E}_α qui sera prise dans le calcul est la valeur maximale traitée par la fibre $\eta = 3/4$ et pour le cas du croisi D

- Reactions maximales appui (0) : $R_0(\max) = 610,4 \cdot 0,2325 \cdot 11,45 = 1624,95 \text{ t}$
- Reactions maximales appui (1) : $R_1(\max) = 1630,43 \cdot 0,2325 \cdot 11,45 = 4340,40 \text{ t}$

reactions minimales revenant à chaque appareil d'appui

- R_{\min} appui (0) : $R_0(\min) = 473,5 \text{ t}$
- R_{\min} appui (1) : $R_1(\min) = 1273,50 \text{ t}$

3. CALCUL DES EFFORTS DE FREINAGE

a/ effort de freinage sous la surcharge A : $F = \frac{A \cdot \Omega}{20 + 0,0035 \cdot \Omega} = \frac{0,95 \cdot 27 \cdot 11,5}{20 + 0,0035 \cdot 27 \cdot 11,5} = 13,98 \text{ t}$

b/ effort de freinage pour B_c : $F = 30 \text{ t}$

Le système B_c donne le cas le plus défavorable

4. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

On déterminera les caractéristiques de ces appareils d'après la résistance à la compression sous l'effet vertical N_{\max} revenant à 1 appareil d'appui intermédiaire

4.1 dimensionnement des appareils d'appuis intermédiaires

Les dimensions a et b sont déterminés d'après les conditions suivantes :

$$(\sigma_m)_{\max} = \frac{N_{\max}}{4 \cdot a \cdot b} \leq 150 \text{ bars} = 153 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1)$$

$$(\sigma_m)_{\min} = \frac{N_{\min}}{4 \cdot a \cdot b} \geq 20 \text{ bars} = 20,4 \text{ Kg/cm}^2 \quad (2)$$

$$(1) \quad a \cdot b \geq \frac{4340,4}{4 \cdot 153} = 7092,15 \text{ cm}^2 ; \quad (2) \quad a \cdot b \leq \frac{1273,5}{4 \cdot 20,4} = 15607 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau nous choisirons l'appareil dont les caractéristiques sont :

$$a = 800 \text{ mm}, \quad b = 700 \text{ mm}, \quad n = 6 \cdot 12 \text{ (nombre de couches)}, \quad T = 75 \text{ mm épaisseur d'acier}$$

$$d = \text{épaisseur totale} = 90 \text{ mm}, \quad \bar{\alpha} = 0,016$$

• vérification à la compression

$$E_N = \frac{45 \sigma_m}{\beta} \text{ avec } \beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{70 \cdot 80}{2 \cdot 75/10 (150)} = 14,93$$

$$\sigma_m = \frac{1085,10 \cdot 10^3}{80 \cdot 70} = 193,76 \text{ Kg/cm}^2, \quad E_n = \frac{15 \cdot 193,76}{14,93} = 19,46 \text{ Kg/cm}^2 < 36 = 30,4 \text{ Kg/cm}^2$$

4.2 - verification des criteres de dimensionnement pour les appareils d'appuis disposes sur l'appui intermediaire

4.2.1 - calcul des contraintes

a/ compression: $\sigma_m = \frac{407,6 \cdot 10^3}{80 \cdot 70} = 72,78 \text{ kg/cm}^2$ d'in $\tau_N = \frac{1,56 \text{ m}}{14,93} = 10,44 \text{ kg/cm}^2$

b/ distorsion :- Deformation lente (dilatation, retrait, fluage)

$$\epsilon_{th} = G \frac{U_1}{T}, \quad U_1 = \Delta r + \Delta f + \Delta t$$

$$\Delta r = 3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{l}{2} = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 27/2 = 0,40 \text{ cm}$$

$$\Delta f = \frac{l}{2} \frac{\sigma_m'}{E_V}, \quad E_V = \text{module de deformation differé du beton égal à } 1212435 \text{ t/m}^2$$

σ_m' = valeur moyenne de la contrainte de compression de la fibre inferieure entre σ_H' et σ_A' .

σ_H' = Contrainte de compression au milieu de la travée (à vide) égale à 294,35 t/m²

σ_A' = Contrainte de compression à l'appui de rive (à vide) égale à 389,72 t/m²

$$\Delta f = \frac{l}{2} \cdot \left(\frac{294,35 + 389,72}{1212435} \right) = 0,0076 = 0,76 \text{ cm}$$

$$\Delta t = \pm 2 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{l}{2} = \pm 2 \cdot 10^{-4} \cdot 27/2 = \pm 0,27 \text{ cm d'in}$$

$$U_1 = \Delta r + \Delta f + \Delta t = 0,40 + 0,76 + 0,27 = 1,43 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{th} = G \frac{U_1}{T} = 10,2 \cdot \frac{1,43}{7,5} = 1,94 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{tg } \gamma_1 = \frac{U_1}{T} = \frac{1,43}{7,5} = 0,19$$

- effort dynamique (freinage)

$$\text{tg } \gamma_2 = \frac{U_2}{T} = \frac{H_2}{26 \cdot a \cdot b} = \frac{7,5 \cdot 10^3}{2 \cdot 10,2 \cdot 70 \cdot 80} = 0,0656, \quad \tau_{H_2} = 26 \text{ tg } \gamma_2 = 2 \cdot 10,2 \cdot 0,0656 = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

- Simultanéité des 2 cas (deformation lente + effort dynamique)

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} = 1,94 + 1,33 = 3,27 \text{ kg/cm}^2 < 0,7 G = 7,14 \text{ kg/cm}^2$$

c/ rotation: On suppose la travée isostatique et on calcule la rotation sous l'effet du poids propre et de la surcharge A.

$$\alpha_1 = \frac{q \cdot l^3}{24 E_V \cdot I} = \frac{40,21 \cdot 27^3}{24 \cdot 1212435 \cdot 20962} = 0,0013 \text{ rad}, \quad \alpha_2 = \frac{P l^3}{24 E_I \cdot I} = \frac{10,925 \cdot 27^3}{24 \cdot 3513972 \cdot 20962} = 900/2 \text{ rad}$$

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 = 0,0025 \text{ rd} \quad , \quad \alpha_T = \alpha_0 + \alpha = 0,003 + 0,0025 = 0,0055 \text{ rd} < \alpha_{\text{tolerance}} = 0,016 \text{ rd}$$

Pour un feuillet la rotation est $\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{0,0055}{6} = 0,000916 \text{ rd}$

$$\tau_{\alpha} = G/2 \cdot (a/t)^2 \alpha_t = \frac{10,2}{2} \left(\frac{70}{1,2} \right)^2 \cdot 0,000916 = 15,89 \text{ Kg/cm}^2$$

4.2.2 - verification

a) limitation de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} \leq 56 \quad , \quad \tau = 1,94 + 3,27 + 15,89 = 21,06 \text{ Kg/cm}^2 < 51 \text{ Kg/cm}^2$$

b) limitation de la contrainte moyenne

$$(\sigma_m)_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{407,6 \cdot 10^3}{70 \cdot 80} = 72,78 \text{ Kg/cm}^2 < 153 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Condition de non cheminement et de non glissement

$$(\sigma_m)_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \cdot b} = \frac{118,85 \cdot 10^3}{70 \cdot 80} = 21,22 \text{ Kg/cm}^2 > 20,4 \text{ Kg/cm}^2 \quad , \quad f = 0,42 + \frac{6}{\sigma_m} = 0,202$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) a \cdot b = (1,94 + 1,33) 70 \cdot 80 = 18312 \text{ Kg} \quad , \quad H < f_n = 82335 \text{ Kg}$$

d) Condition de non flambement

$$T \leq a/5 \quad , \quad 75 < 700/5 = 140 \text{ mm}$$

e) Dimensionnement des fentes

Acier E24 $\sigma_c = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ $\quad , \quad e_s \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_c}$

$$e_s = \frac{90 - 75}{7} = 2,14 \text{ mm} > \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_c} = \frac{70 \cdot 72,78}{14,93 \cdot 2400} = 342 \text{ mm}$$

Entre les conditions part vérifiées

4.3 dimensionnement des appareils de rive

$$\sigma_m(\max) = \frac{N_{\max}}{5 \cdot a \cdot b} \leq 153 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1) \quad , \quad \sigma_m(\min) = \frac{N_{\min}}{5 \cdot a \cdot b} \geq 20,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(1) \quad a \cdot b \geq \frac{1624,95 \cdot 10^3}{5 \cdot 153} = 2124,11 \text{ cm}^2$$

$$(2) \quad a \cdot b \leq \frac{473,5 \cdot 10^3}{5 \cdot 20,4} = 4642,15 \text{ cm}^2$$

Notre appareil d'appui a les caractéristiques suivantes :

$$a = 450 \text{ mm} \quad , \quad b = 600 \text{ mm} \quad , \quad T = 60 \text{ mm} \quad , \quad d = 84 \text{ mm} \quad .$$

4.3.1 - calcul des contraintes

a/ compression: $\sigma_m = \frac{1624,95 \cdot 10^3}{5 \cdot 45 \cdot 60} = 120,36 \text{ Kg/cm}^2$ d'où $\tau_N = \frac{1,5 \cdot 120,36}{10,7} = 16,87 \text{ Kg/cm}^2$

b/ distorsion: — Deformation lente (dilatation, fluage, retrait)

$$\tau_{H1} = G \frac{U_1}{T} = 10,2 \frac{1,43}{6} = 2,43 \text{ Kg/cm}^2$$

— effort dynamique (freinage) $\tau_{H2} = \frac{U_2}{T} = \frac{H_2}{26 \cdot a \cdot b} = \frac{7,5}{2 \cdot 192 \cdot 45 \cdot 60} = 0,136$

$$\tau_{H2} = 2 \cdot G \cdot \tau_{H2} = 2 \cdot 10,2 \cdot 0,136 = 2,77 \text{ Kg/cm}^2$$

— simultanéité des deux cas (déformation lente + freinage)

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 2,43 + 2,77 = 5,2 \text{ Kg/cm}^2 < 0,7 G = 7,14 \text{ Kg/cm}^2$$

c/ rotation: Pour un feuillet la rotation $\alpha_t = \frac{0,0055}{5} = 0,0011 < \bar{\alpha} =$

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha_t = \frac{10,2}{2} \left(\frac{45}{7,1} \right)^2 0,0011 = 9,38 \text{ Kg/cm}^2$$

4.3.2 - verification

a/ Limitation de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 16,87 + 5,2 + 9,38 = 31,45 \text{ Kg/cm}^2 < 51 \text{ Kg/cm}^2$$

b/ Limitation de la contrainte moyenne: $\sigma_m(\max) = \frac{N_{\max}}{5a \cdot b} = \frac{1624,95 \cdot 10^3}{5 \cdot 45 \cdot 60} = 120,36 < 153 \text{ Kg/cm}^2$

c/ Condition de non cheminement et de non glissement

$$\sigma_m(\min) = \frac{N_{\min}}{5a \cdot b} = \frac{473,5 \cdot 10^3}{5 \cdot 45 \cdot 60} = 35,07 \text{ Kg/cm}^2 > 20,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) ab = (2,43 + 2,77) 45 \cdot 60 = 14040 \text{ Kg}$$

$$f = 0,12 + \frac{6}{\sigma_m} = 0,12 + \frac{6}{120,36} = 0,169, H = 14040 < f \cdot N = 0,169 \cdot 1624,95 \cdot 10^3 = 54923 \text{ Kg}$$

d/ Condition de non flambement

$$T \leq \frac{a}{5}, \quad 60 < \frac{450}{5} = 90 \text{ mm}$$

e/ Dimensionnement des fentes: $e_s = a/\beta \cdot \sigma_m/\sigma_E, \quad e_s = \frac{84 - 60}{6} = 4 \text{ mm}$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{45 \cdot 60}{2 \cdot 1,1(105)} = 10,71$$

$$e_s \geq \frac{45}{10,71} \frac{120,36}{2400} = 2,10 \text{ mm} \quad \text{Toutes les conditions sont satisfaites}$$

• CONCLUSION

-Culce : 5 appareils d'appuis de type GUMBA G=1TPA Duveté phase A60
450x600x60x84

-Pile : 4 appareils d'appuis de même type
700x800x75x90

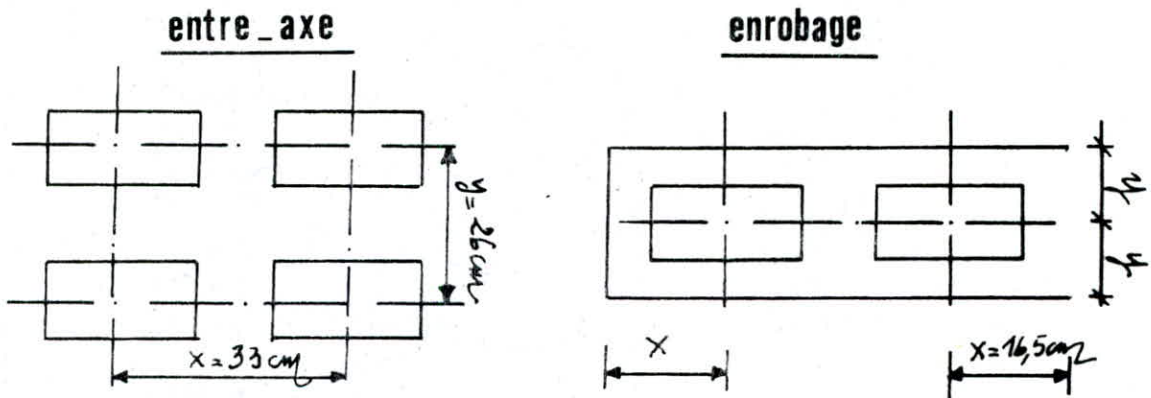
A N C R A G E

- GENERALITES

Les torons utilisés sont du type T15 L III A, plus précisément, les câbles sont des FT15 A dénomination correspond à l'ancrage du type A motorisé en cloche pour lequel la perte d'allongement par blocage de l'ancrage est fixée à $\Delta C = 9 \text{ mm}$. Les câbles sont du type actif-actif

- encombrement des ancrages

Pour un béton dosé à 450 kg/m^3 les dimensions minimales sont représentées sur le schéma



* règle : Les ancrages sont disposés à angle droit par rapport à l'axe des câbles

1 - DEVIATION VERTICALE

Cette déviation nous permet de désencombrer

l'about et permet une bonne répartition

des ancrages, c'est une transformation

linéaire qui ne change pas l'effet de câblage.

Elle se portera sur la longueur $0,35 \ell$,

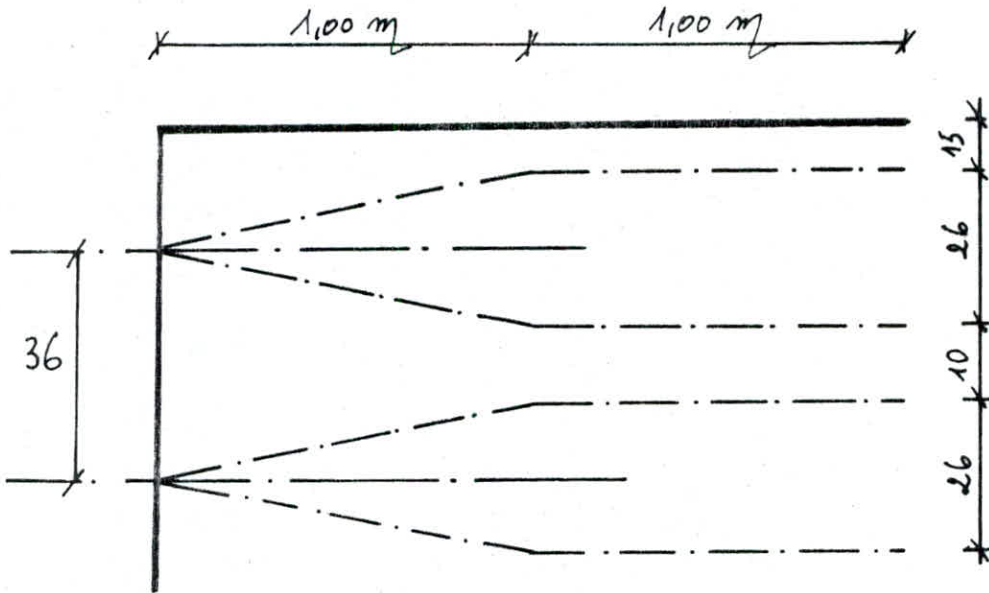
nous donnons les excentrations des

câbles sur cette longueur

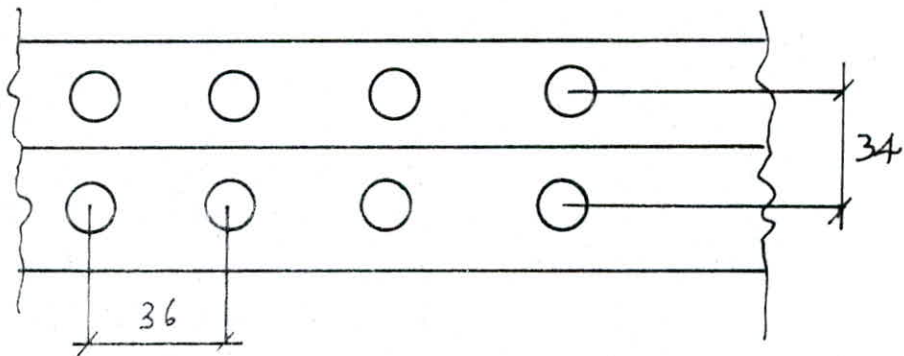
section	e câble_inf	e câble_sup
0,0ℓ	-13	13
0,05ℓ	-19,64	21,64
0,10ℓ	-25,53	-6,95
0,15ℓ	-30,62	-15,76
0,20ℓ	-34,57	-23,41
0,25ℓ	-37,32	-29,89
0,30ℓ	-38,70	-34,98
0,35ℓ	-38,70	-35,77

2 - DEVIATION EN PLAN

Nous allons opérer une déviation sur chaque câble, sur une longueur de 2 m, les câbles déviés constitueront deux nappes faisant un angle droit avec l'axe de la dalle.



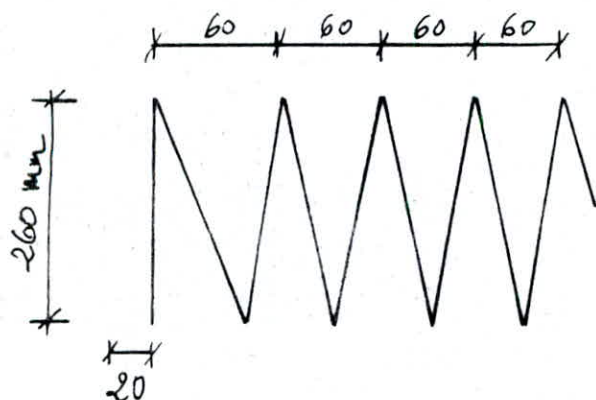
* about apres deviation



3 - FRETTAGE

Les frettes utilisées ont, d'après les recommandations un diamètre extérieur 260 mm et une longueur $l_f = 260$ mm. Pour les câbles FT15 nous utiliserons des aciers HA 12. Ils seront forgés

en hélice de telle sorte que le nombre de sections d'acier en coupe longitudinale soit égal à 5

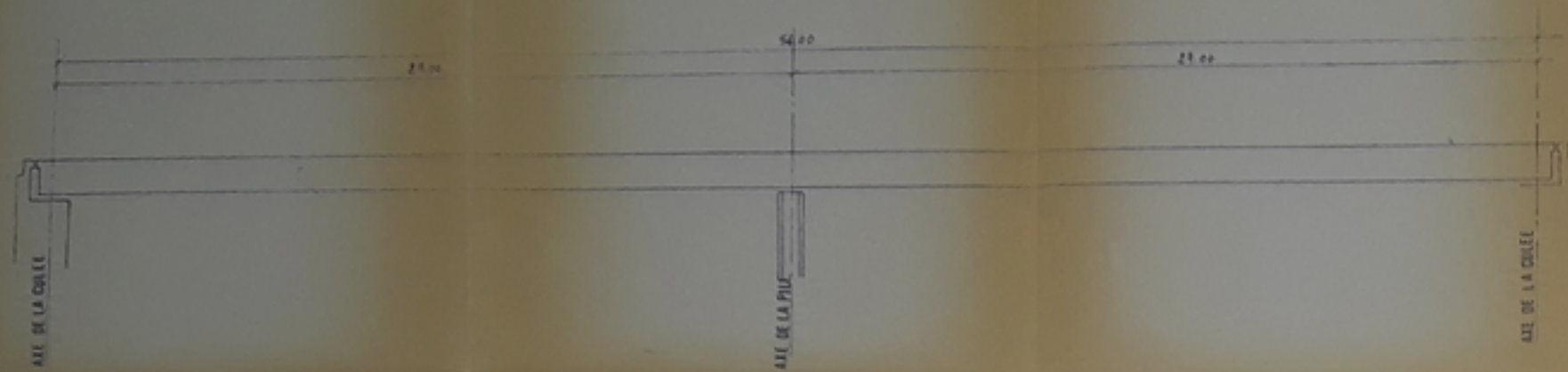


En plus de ces frettes hélicoïdales un fenailage à l'about sera prévu pour assurer une bonne diffusion de la précontrainte.

BIBLIOGRAPHIE

- * LE BETON PRECONTRAIT (J. BARETS)
- * COURS DE PONT (ECS)
- * LE PROJET DE BETON PRECONTRAIT (R. LACROIX)
- * PRATIQUE DU BETON PRECONTRAIT (G. DREUX)
- * DOCUMENTS SETRA _ PSIDP 69
_ MCP 70
- * CPC article 2 fascicule 61
- * APPLICATION A LA R.D.M (ALBIGES)
- * CCBA 68
- * PROCEDE DE BETON PRECONTRAIT (DYWIDAG)
- * CALCUL DES GRILLAGE DES POUTRES (BARES)
ET DES DALLES ORTHOTROPES

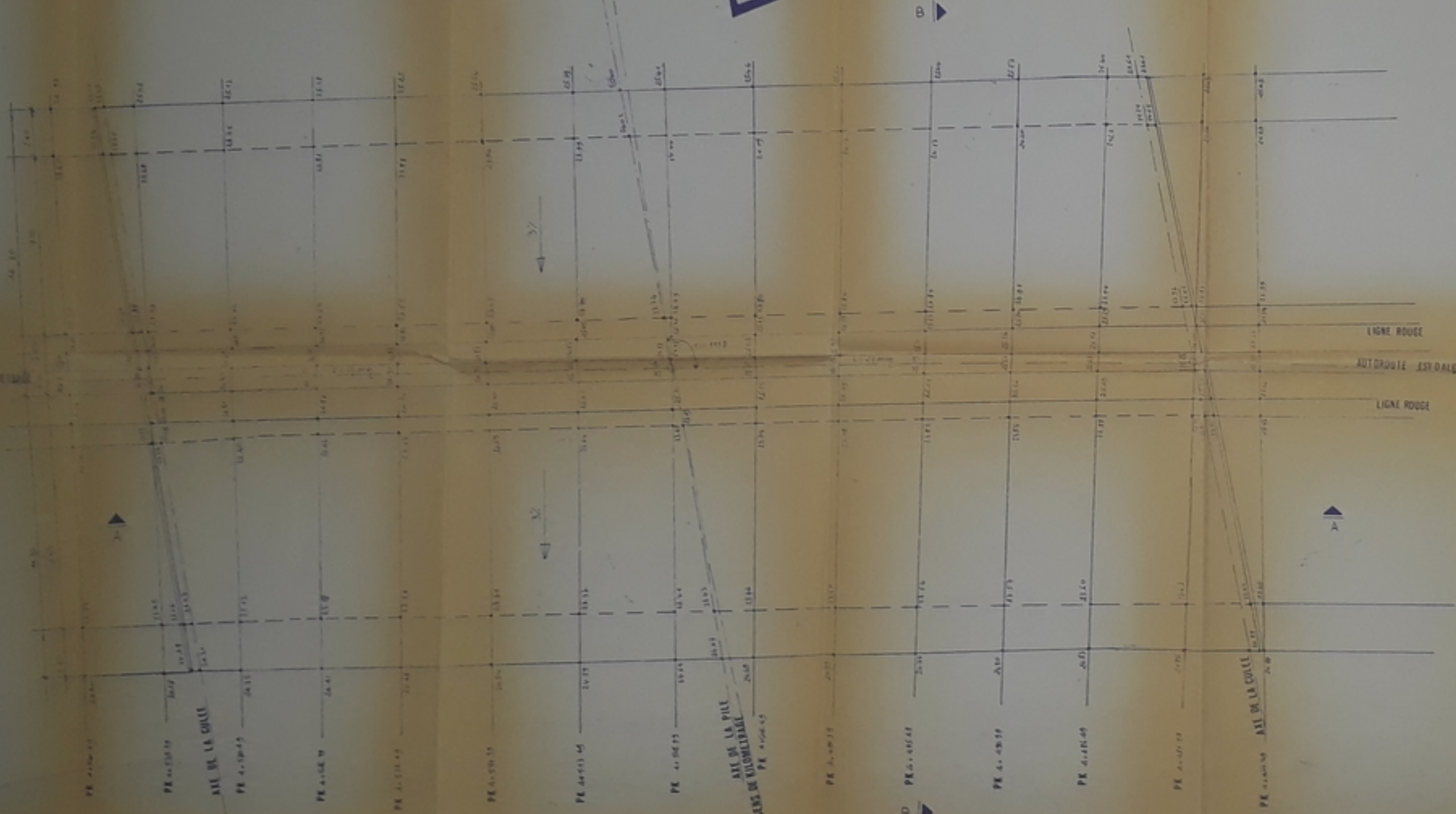
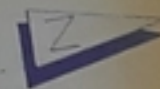
COUPE A.A
ECH. 1/100



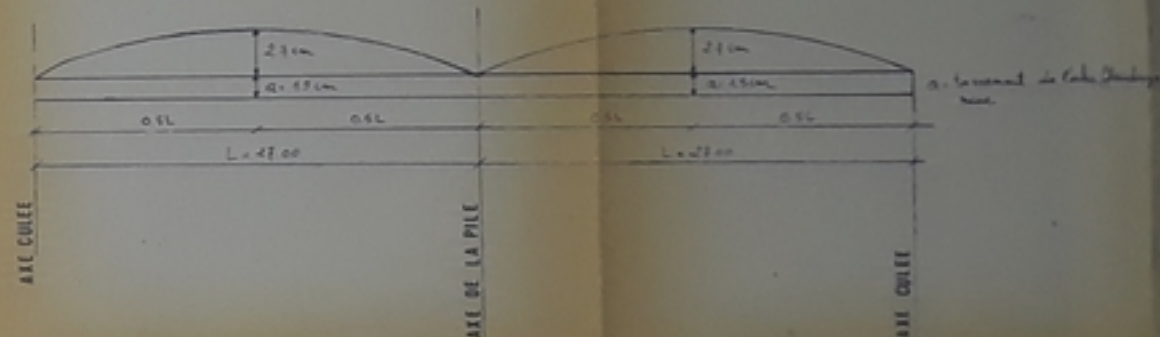
COUPE B.B
ECH. 1/100



VUE EN PLAN
ECH. 1/100



CONTRE-FLECHE
ECH. 1/20



E.N.P.A

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE ALGER
Département Génie Civil

PONT DALLE HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAIT

PLAN DE COFFRAGE DE LA DALLE

Proposé par:
E.N.C.G.A

Dirigé par:

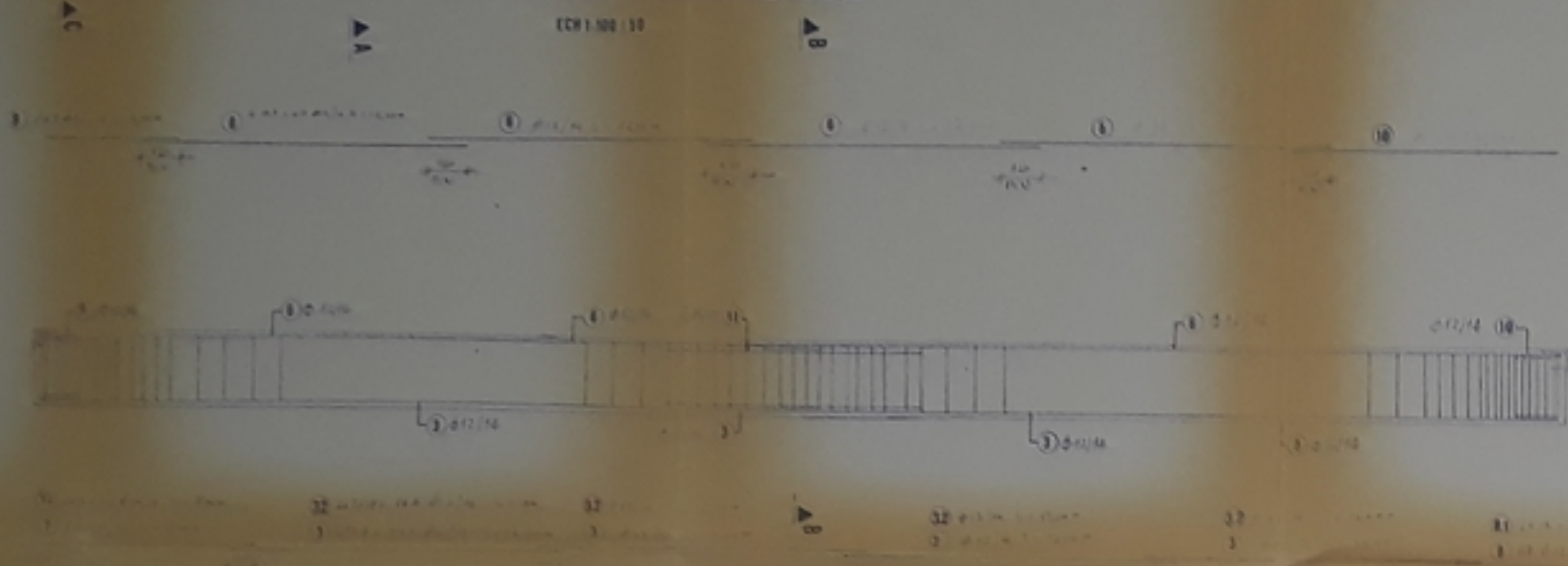
Évalué par:

ROUÏFED SALINA
MOUSSOUS BOUALEM

Promotion : Juin 1982

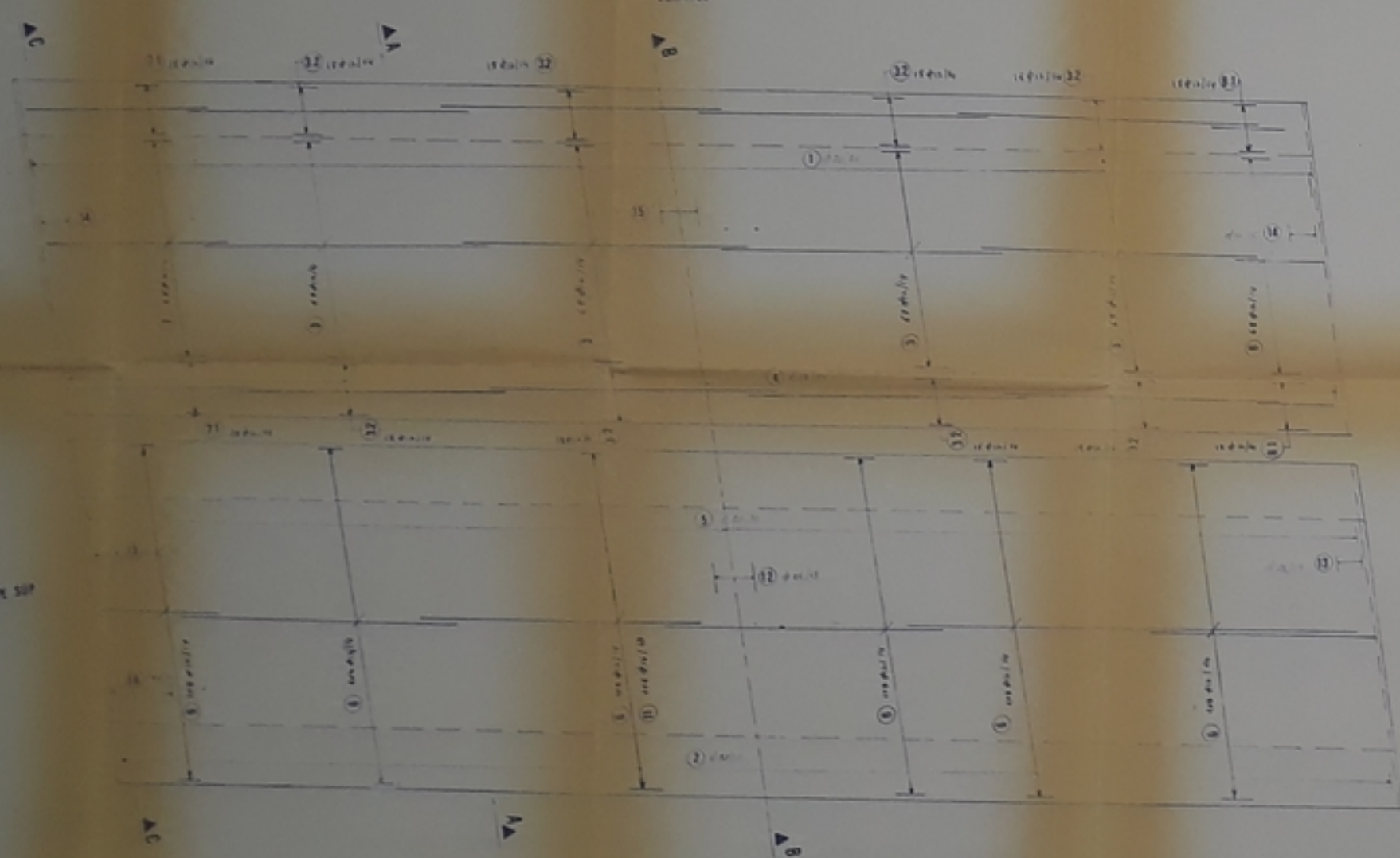
COUPE LONGITUDINALE

ECH. 1/50



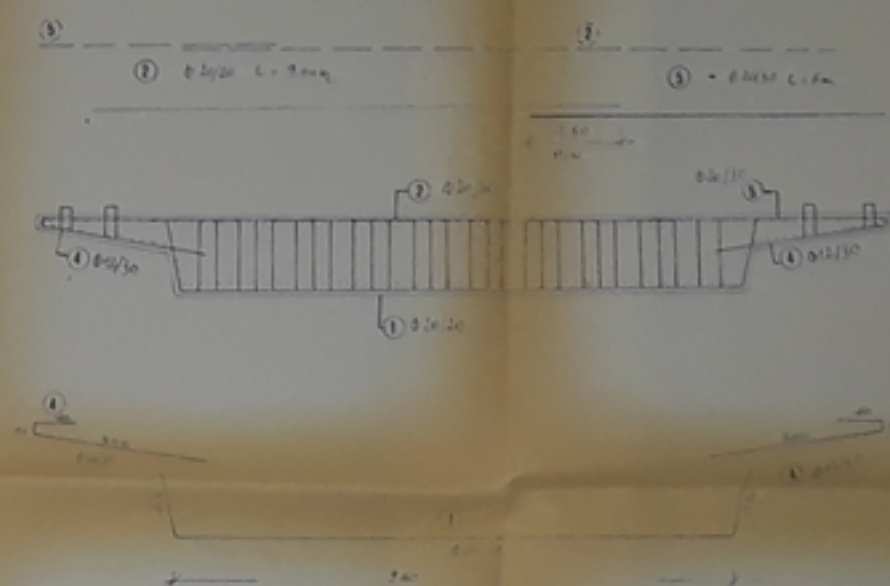
VUE EN PLAN

ECH. 1/100



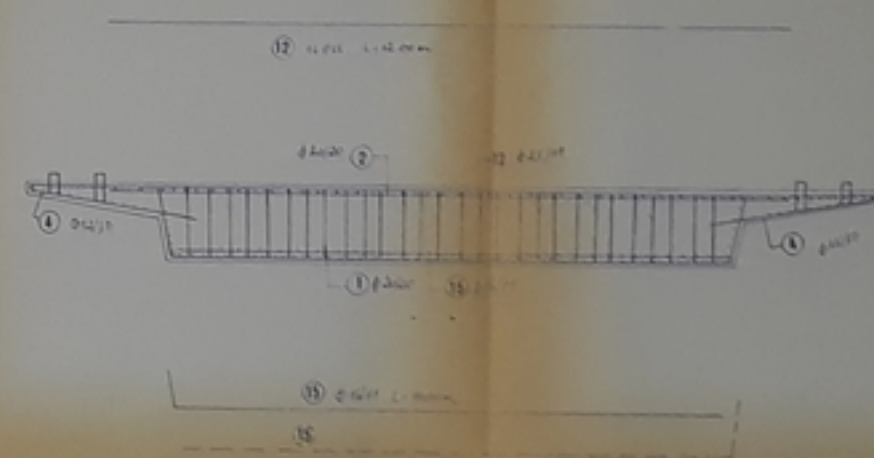
COUPE A.A

ECH. 1/50



COUPE B.B

ECH. 1/50



COUPE C.C

ECH. 1/50



LISTE DES ACIERS

$f_{yk} = 40 \text{ MPa}$

N°	D	L	LONGUEUR TOTALE		N	L	N	L	N	L
			RE	RE						
1	10	100								
2	10	100								
3	10	100								
4	10	100								
5	10	100								
6	10	100								
7	10	100								
8	10	100								
9	10	100								
10	10	100								
11	10	100								
12	10	100								
13	10	100								
14	10	100								
15	10	100								
16	10	100								
17	10	100								
18	10	100								
19	10	100								
20	10	100								
21	10	100								
22	10	100								
23	10	100								
24	10	100								
25	10	100								
26	10	100								
27	10	100								
28	10	100								
29	10	100								
30	10	100								
31	10	100								
32	10	100								
33	10	100								
34	10	100								
35	10	100								
36	10	100								
37	10	100								
38	10	100								
39	10	100								
40	10	100								
41	10	100								
42	10	100								
43	10	100								
44	10	100								
45	10	100								
46	10	100								
47	10	100								
48	10	100								
49	10	100								
50	10	100								

E.N.P.A

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

Département, Génie Civil

PONT DALLE HYPERSTATIQUE EN
BETON PRECONTRAINTE

PLAN FERRAILLAGE DE LA DALLE

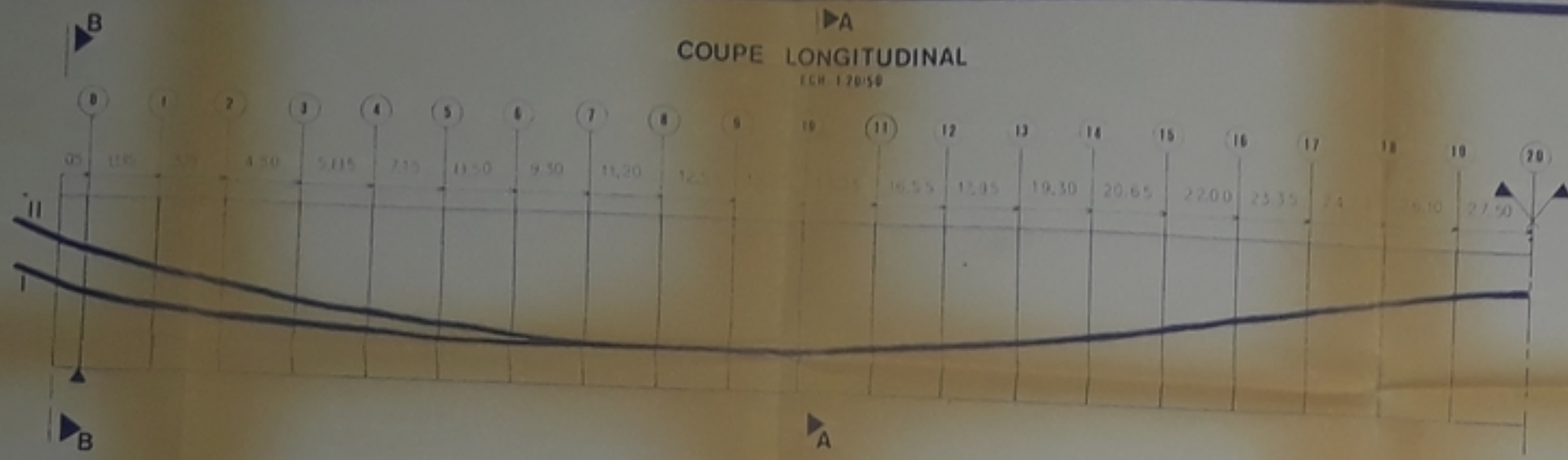
Projeté par
E.N.P.A.

Dirigé par

Établi par

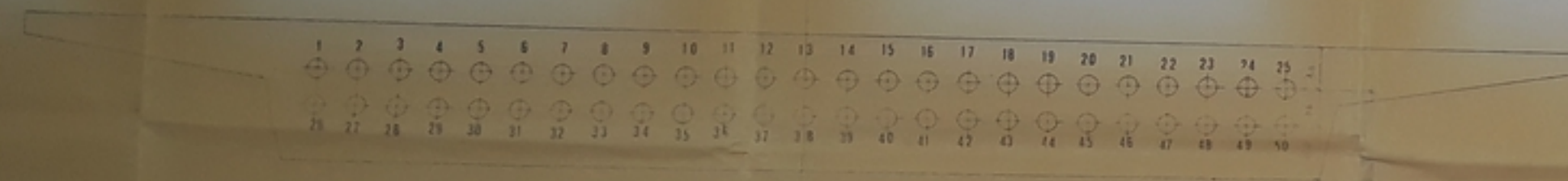
M^{me} HOUDOU SALIMA
M^{me} HOUDOU HOUDOU

COUPE LONGITUDINAL
ECH. 1/2000

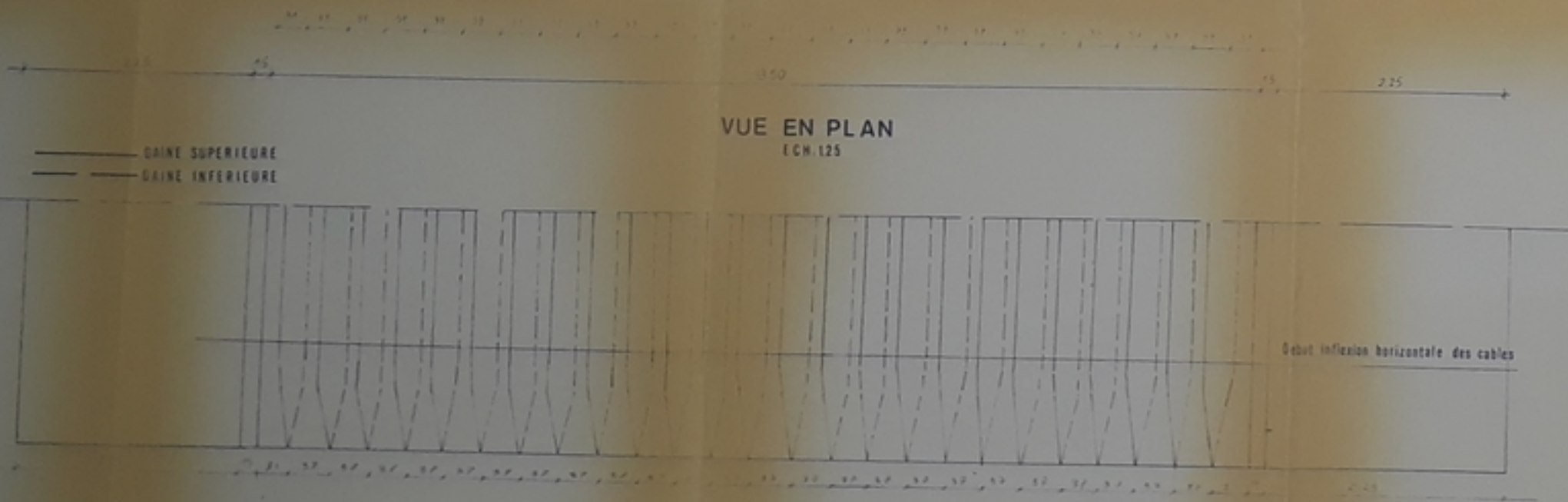


NUMEROS STATIONS	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Y_{II}	83.60	73.24	63.65	54.84	47.19	40.71	35.62	34.83	31.43	35.74	34.42	37.62	41.92	46.18	51.81	58.51	65.87	78.82	84.61	88.78	96.61
Y_I	57.60	50.96	45.07	39.98	36.03	39.28	31.90	31.83	31.43	35.74	34.42	37.62	41.92	46.18	51.81	58.51	65.87	78.82	84.61	88.78	96.61

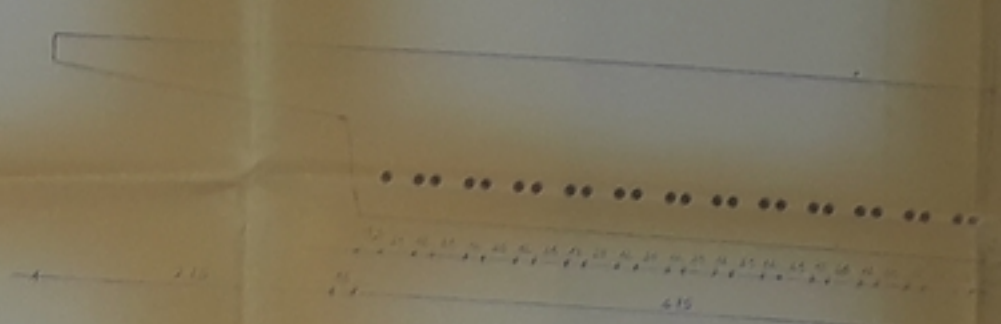
VUE EN ELEVATION B.B
ECH. 1/25



VUE EN PLAN
ECH. 1/25



COUPE A.A
ECH. 1/25



CADRE DE POSITIONNEMENT

COTE SOUS GAINE
 Y_{II}
 Y_I

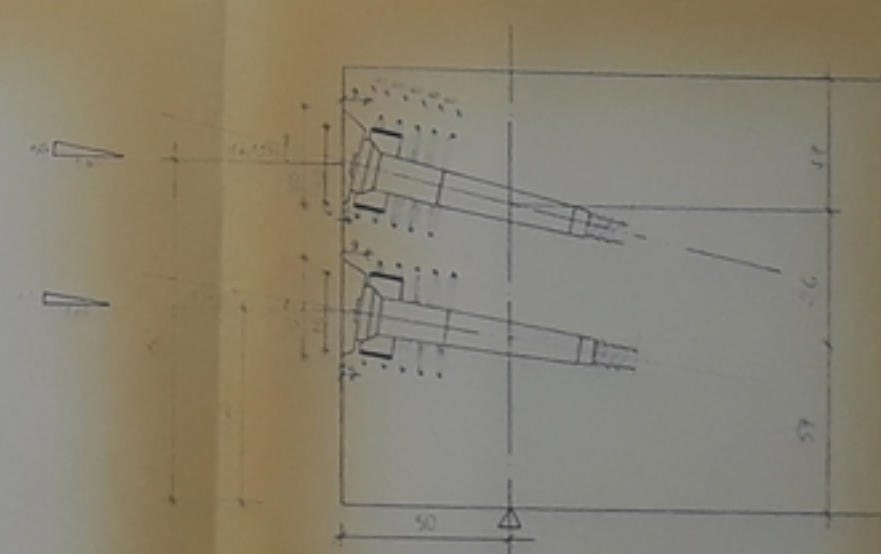
ENROBAGE 5 CM

SUPPORTS DES CABLES

BARRE D'APPUI

COFFRAGE METALLIQUE

DETAIL D'ANCRAGE
(ANCRAGE A CLOCHE SYWIDAG)
ECH. 1/10



50 CABLES 7716 TOR SYWIDAG CLASSE III

$\phi = 12.5$ mm
 $E_s = 210000$ MPa
 $f_{yk} = 1770$ MPa
 $f_{tk} = 1600$ MPa
 $f_{td} = 1500$ MPa
 $f_{td} = 1400$ MPa
 $f_{td} = 1300$ MPa
 $f_{td} = 1200$ MPa
 $f_{td} = 1100$ MPa
 $f_{td} = 1000$ MPa
 $f_{td} = 900$ MPa
 $f_{td} = 800$ MPa
 $f_{td} = 700$ MPa
 $f_{td} = 600$ MPa
 $f_{td} = 500$ MPa
 $f_{td} = 400$ MPa
 $f_{td} = 300$ MPa
 $f_{td} = 200$ MPa
 $f_{td} = 100$ MPa

ORDRE DE MISE EN TENSION

1. Câble n° 1 (à gauche) à 100%
 2. Câble n° 2 (à gauche) à 100%
 3. Câble n° 3 (à gauche) à 100%
 4. Câble n° 4 (à gauche) à 100%
 5. Câble n° 5 (à gauche) à 100%
 6. Câble n° 6 (à gauche) à 100%
 7. Câble n° 7 (à gauche) à 100%
 8. Câble n° 8 (à gauche) à 100%
 9. Câble n° 9 (à gauche) à 100%
 10. Câble n° 10 (à gauche) à 100%
 11. Câble n° 11 (à gauche) à 100%
 12. Câble n° 12 (à gauche) à 100%
 13. Câble n° 13 (à gauche) à 100%
 14. Câble n° 14 (à gauche) à 100%
 15. Câble n° 15 (à gauche) à 100%
 16. Câble n° 16 (à gauche) à 100%
 17. Câble n° 17 (à gauche) à 100%
 18. Câble n° 18 (à gauche) à 100%
 19. Câble n° 19 (à gauche) à 100%
 20. Câble n° 20 (à gauche) à 100%
 21. Câble n° 21 (à gauche) à 100%
 22. Câble n° 22 (à gauche) à 100%
 23. Câble n° 23 (à gauche) à 100%
 24. Câble n° 24 (à gauche) à 100%
 25. Câble n° 25 (à gauche) à 100%
 26. Câble n° 26 (à droite) à 100%
 27. Câble n° 27 (à droite) à 100%
 28. Câble n° 28 (à droite) à 100%
 29. Câble n° 29 (à droite) à 100%
 30. Câble n° 30 (à droite) à 100%
 31. Câble n° 31 (à droite) à 100%
 32. Câble n° 32 (à droite) à 100%
 33. Câble n° 33 (à droite) à 100%
 34. Câble n° 34 (à droite) à 100%
 35. Câble n° 35 (à droite) à 100%
 36. Câble n° 36 (à droite) à 100%
 37. Câble n° 37 (à droite) à 100%
 38. Câble n° 38 (à droite) à 100%
 39. Câble n° 39 (à droite) à 100%
 40. Câble n° 40 (à droite) à 100%
 41. Câble n° 41 (à droite) à 100%
 42. Câble n° 42 (à droite) à 100%
 43. Câble n° 43 (à droite) à 100%
 44. Câble n° 44 (à droite) à 100%
 45. Câble n° 45 (à droite) à 100%
 46. Câble n° 46 (à droite) à 100%
 47. Câble n° 47 (à droite) à 100%
 48. Câble n° 48 (à droite) à 100%
 49. Câble n° 49 (à droite) à 100%
 50. Câble n° 50 (à droite) à 100%

E.N.P.A
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
 Département Génie Civil

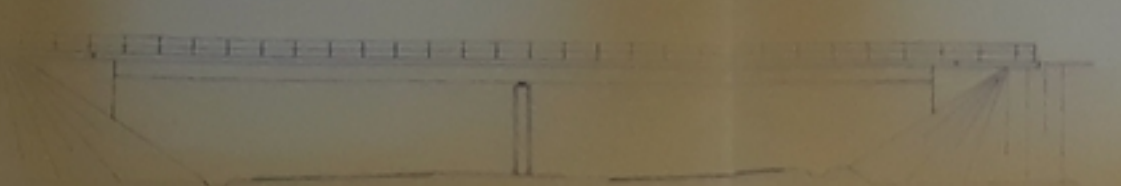
PONT DALLE HYPERSTATIQUE
 EN BETON PRECONTRAINTE

PLAN DE CÂBLAGE

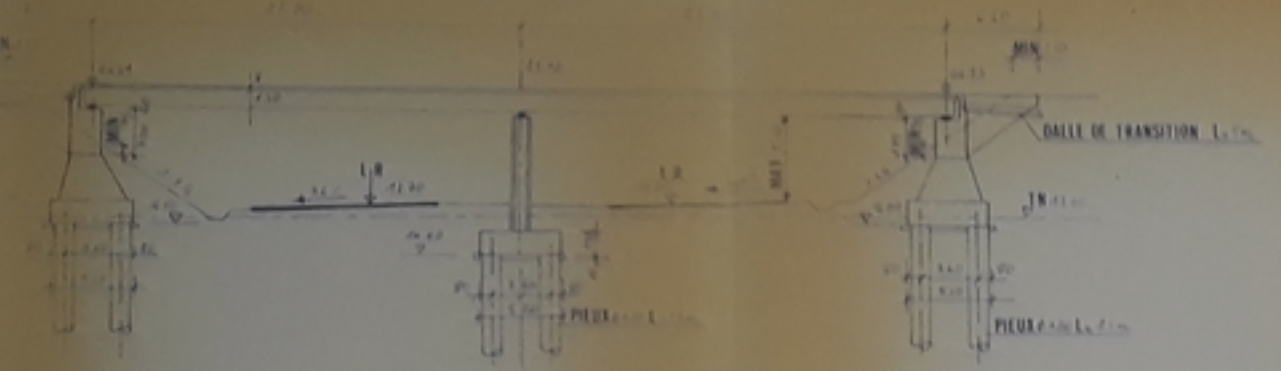
Proposé Par: E.N.G.O.A.
 Dirige Par:
 Étudié Par: M^{lle} HOUFED SALINA, M^{lle} NOUSSOUS SOULEM

Présentation: Juin 1987

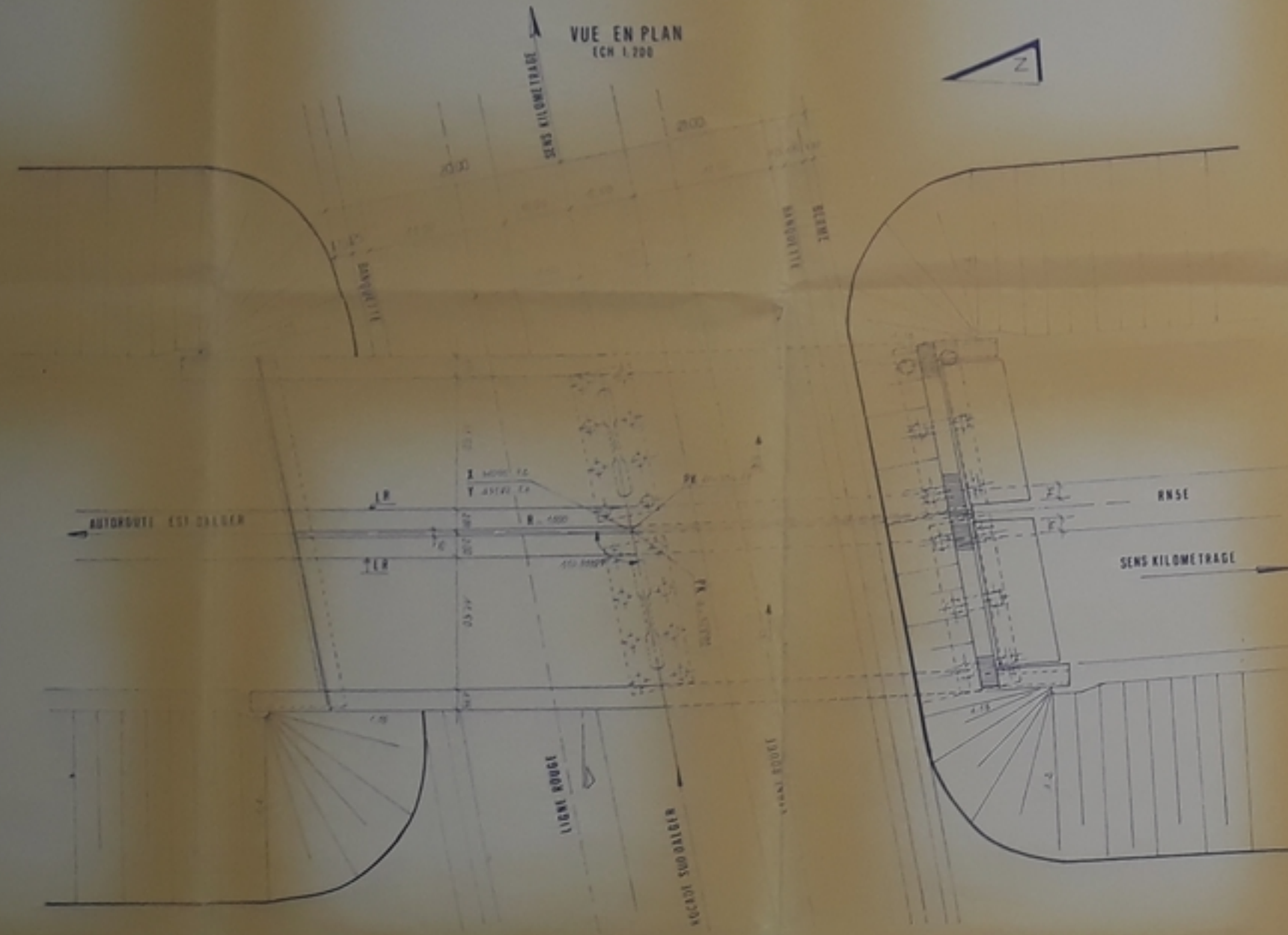
ELEVATION
ECH 1/200



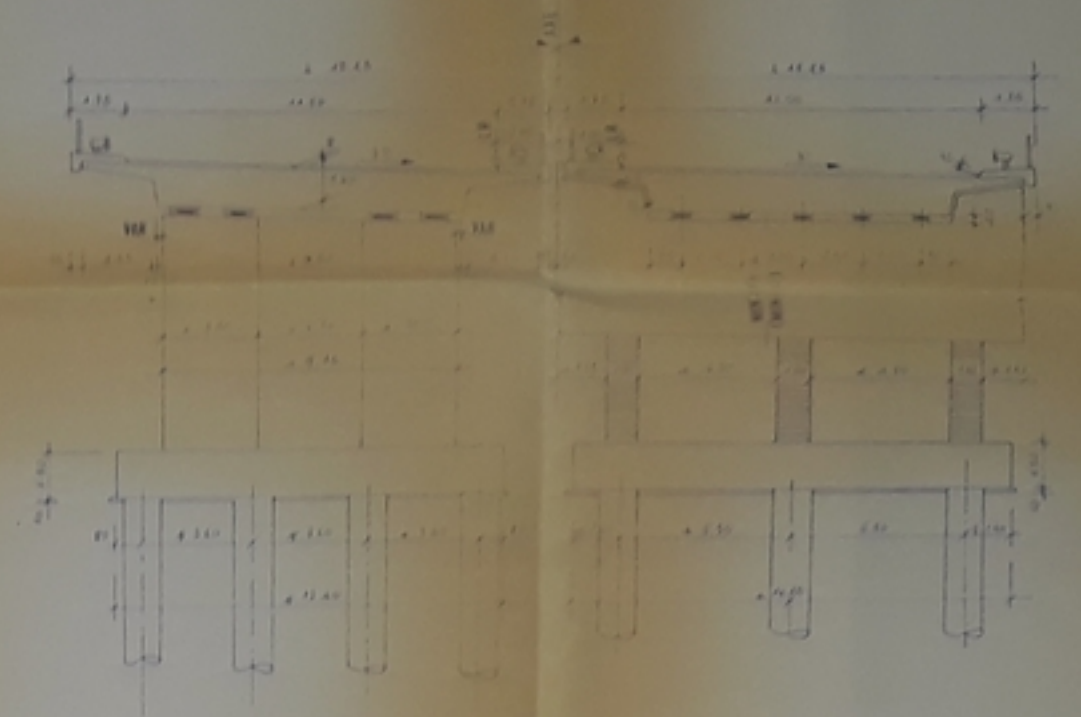
COUPE LONGITUDINALE
ECH 1/200



VUE EN PLAN
ECH 1/200



COUPE TRANSVERSALE
ECH 1/100



VUE EN PLAN
ECH 1/100

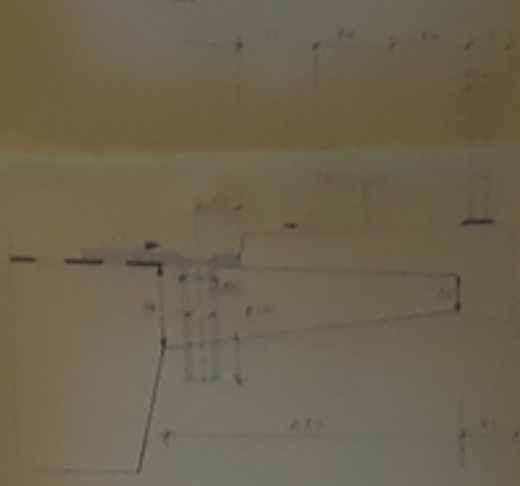


DETAIL A.
ECH 1/50

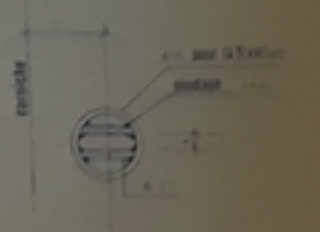


5 APP DAPPUI
700/500/75/50

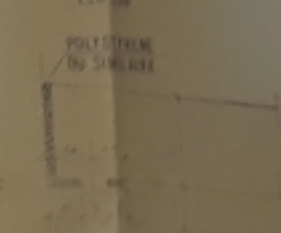
DETAIL AVALOIR
ECH 1/20



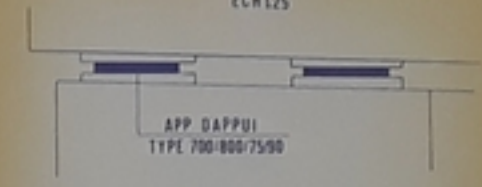
VUE EN PLAN
ECH 1/20



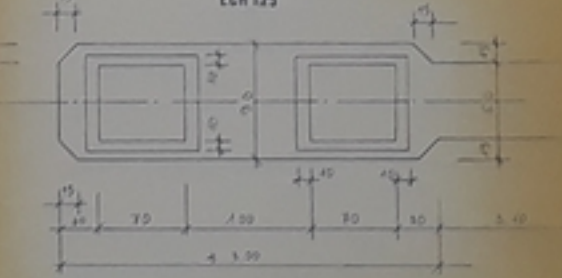
DETAIL E
ECH 1/50



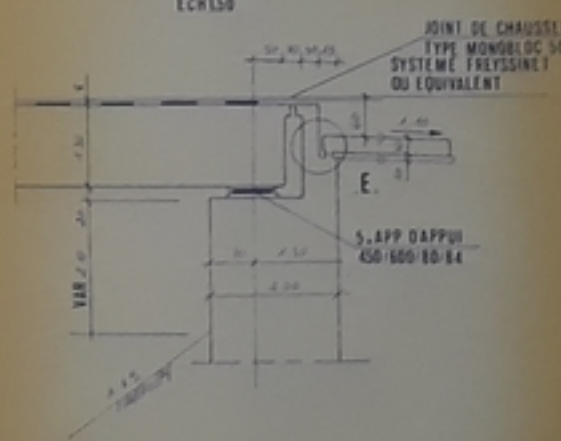
DETAIL C.
ECH 1/25



DETAIL D.
ECH 1/25



DETAIL B.
ECH 1/50



PROFONDITEUR DE LA CAILLON
de 10 à 20 cm pour les ponts de 10 m
de 20 à 30 cm pour les ponts de 15 m
de 30 à 40 cm pour les ponts de 20 m
de 40 à 50 cm pour les ponts de 25 m
de 50 à 60 cm pour les ponts de 30 m
de 60 à 70 cm pour les ponts de 35 m
de 70 à 80 cm pour les ponts de 40 m
de 80 à 90 cm pour les ponts de 45 m
de 90 à 100 cm pour les ponts de 50 m

MATRIAU
Béton : béton de ciment, classe C25/30
acier : acier de construction, classe A
acier : acier de construction, classe A

PRELIMINAIRE
selon FREYSSINET ou équivalent
direction longitudinale
hauteur de tablier : 1,30

E.N.P.A

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ARTS ET METIERS
Département : Génie Civil

PONT DALLE HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAINTE

PLAN GENERAL

Projeté Par : E.N.P.A. Dirigé Par : M. ROUFÉD SALIN Étudié Par : M. MOUSSOU BOUALLI

Paris, Juin 1987

