

8/94

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PONT DALLE HYPERSTATIQUE
EN BETON PRECONTRAIN((PONT RAIL)

2 PLANCHES

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

DADA MOUSSA Lazhar
MADJOU DJ Abd El Karim

Dirigé par :

SI ELHADI

PROMOTION

93-94

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitres

1_ Introduction	1
2_ Lignes d'influence	4
3_ Méthode de GUYON et MASSONNET	8
4_ Charges et surcharges	11
5_ Moments Longitudinaux	14
6_ La précontrainte	29
7_ Tracée des cables	34
8_ Vérification des contraintes	50
9_ Effort tranchant et réactions d'appuis	62
10_ Effort tranchant dans la dalle	69
11_ Flexion transversal	77
12_ Ferrailage du tablier	89
13_ Etude des appareils d'appuis	94
14_ Les ancrages	102
- CONCLUSION	104

Bibliographie

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- 1_ Calcul des grillages des poutres et dalles : BARES
Orthotropes .
- 2_ Règles techniques et conception des ouvrages en béton armé .
- 3_ Document SETRA .
- 4_ Cours pratiques du béton précontrainte : DREUX G.
Règle BPEL .83
- 5_ Le béton précontraint aux états-limites : HENRY - THONIER
- 6_ DYWIDAG : précontrainte D.S.I
DYWIDAG systems international .
- 7_ Projet et construction des ponts analyse : CALGARO
Structurales des ponts .
- 8_ Projet de béton précontrainte .
- 9_ Règlement B . A . E . L 83 P. CHARON .

Remerciements

Nous tenons à exprimer tous nos remerciements et reconnaissances à tous les enseignants durant notre graduations , à l'ensemble des ingenieurs du bureau d'étude de l'E.N.G.O.A et surtout à monsieur F. SEMAI , à notre promoteur monsieur SI-ELHADI , à notre enseignant du Mer ZOUKH et à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à ce travail .

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو حساب سطح جسر بلطي . مفرط السكون ذو فسماتين متساويتين . أنجز بغرسانة سابقة الإجماد . وتعمير الدراسة في حساب القوى وعدد العبال السابقة الإجماد ومراقبتها الإجملا و حساب المراسي وأجهزة السند .

Résumé

Cette étude a pour objectif de calculer et étudier le tablier d'un pont dalle hyperstatique à deux travées égales . A savoir le calcul des efforts , câblage de la dalle , vérification des contraintes , calcul des ancrages et les dimenssionnement des appareils d'appuis .

Abstract

The purpos of this stady is a calcul of slobbridge with pre-sterred , concrete . We calcul a load , verification of stress , and calcul of support apparatus .

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre 1

Introduction

Chapitre 1

Introduction

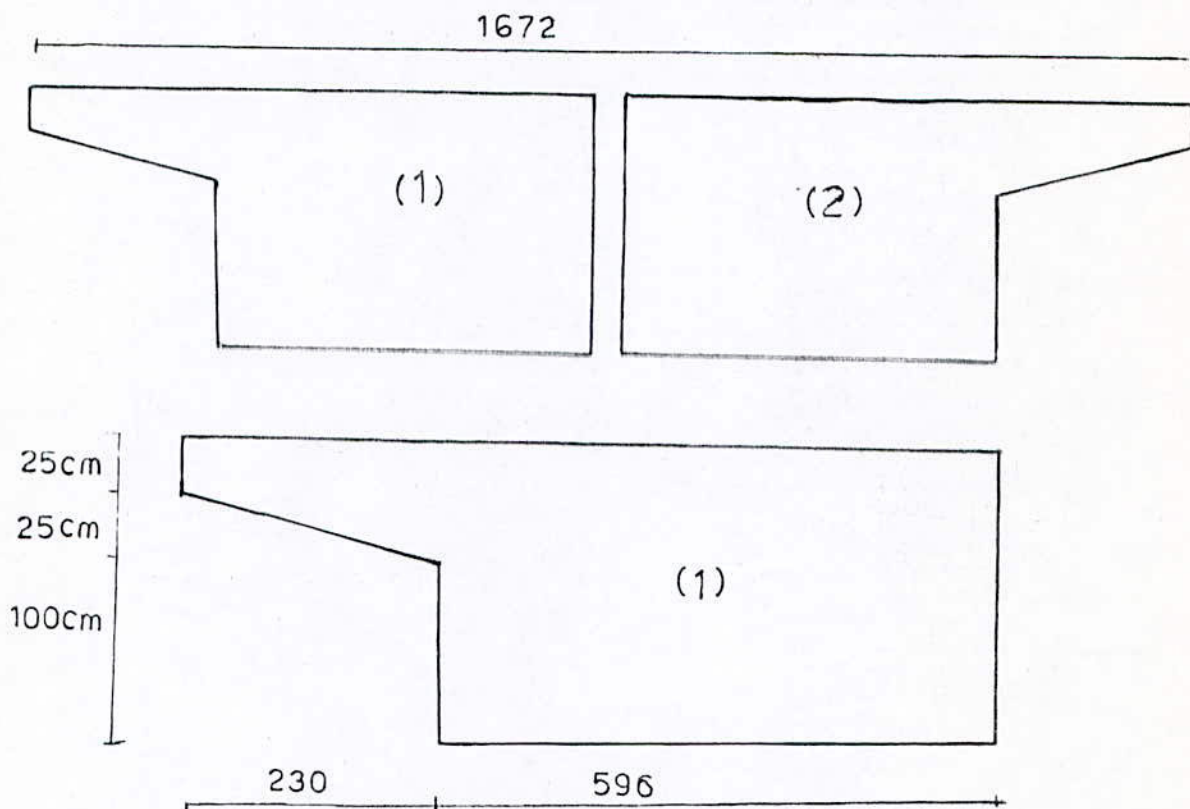
1_2 Description de l'ouvrage

Le projet de fin d'étude consiste en l'étude et le calcul d'un pont dalle ferrovier biais de type P.S.D.P (Passage Supérieur à Dalle en béton Précontrainte) avec de larges encorbellement dans le sens longitudinal ...

Longitudinalement le pont est continu à deux travées égales de 22.50 m le portée chacune .

Transversalement il comporte deux parties identiques séparées par un joint de 2 cm d'épaisseur . Chaque partie est constituée de une voie comme les deux parties travaillent independamment , il ;suffit d'étudier une seule d'entre elle .

Notre nouveau pont comporte un encorbellement de 2.3 m supportont un trottoir de 2 m de large , et une untrados de 5.96 m de large . La dalle est précontrainte longitudinalement et simplement armée transversalement .



1_2 Principes et hypotheses de calcul

La dalle est supposée indépendante de l'encorbellement et fonctionne comme une dalle isotrope pour laquelle la méthode de GYON et MASSONNET est applicable .

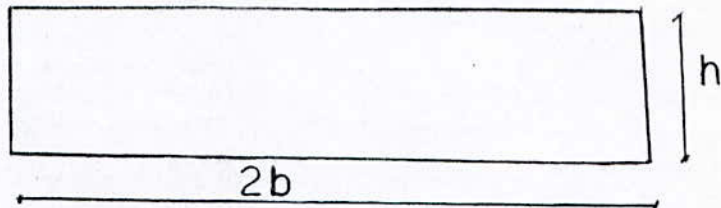
L'encorbellement est considéré comme console encastree dans la dalle centrale .

1_3 Dimensionnement de la dalle

1_3_1 Calcul de la largeur équivalente

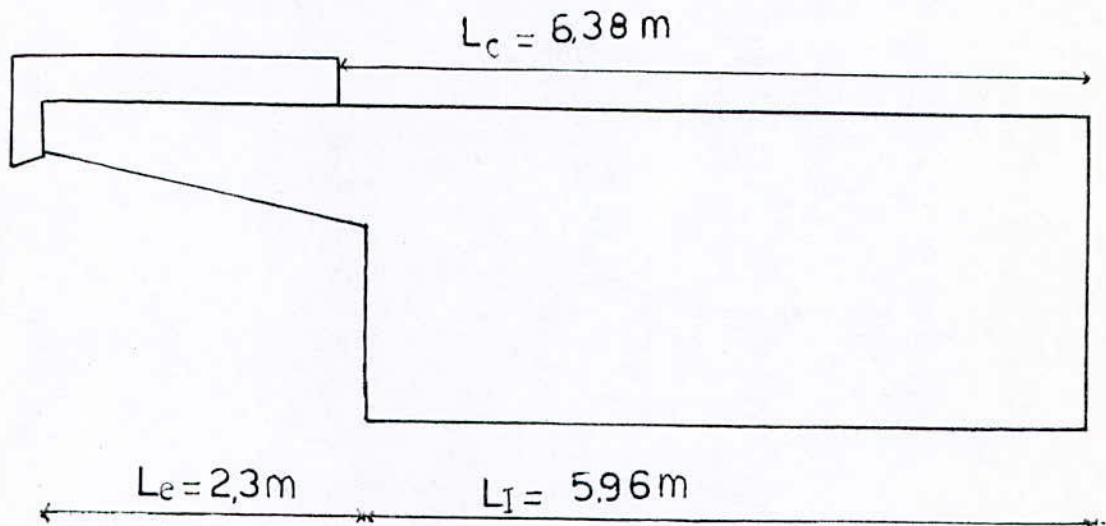
Conformément au PSIDP 69 : on calcul la largeur d'une dalle rectangulaire équivalente de même hauteur et même inertie de flexion que l'ensemble du Pont .

$$\begin{aligned} I_x &= 2bh^3 / 12 \\ I_x &= 1.9782 \text{ m}^4 \\ h &= 1.5 \text{ m} \\ VS &= 0.70 \text{ m} \\ VI &= 0.80 \text{ m} \\ 2b &= 7.034 \text{ m} \end{aligned}$$



1_3_2 Condition de dimensionnement

- _ La largeur de l'intrados doit être supérieure à la moitié de la largeur totale du Pont .
- _ La largeur droite de l'encorbellement doit être inférieure aux $1/5$ de la Portée biaisée .
- _ La dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrera entièrement la largeur chargeable de la dalle .



1_3_3 Vérification des conditions de dimensionnement

$$\begin{aligned} LT &= 8.26 \text{ m} \\ LI &= 5.96 \text{ m} \\ LE &= 2.30 \text{ m} \\ LC &= 6.38 \text{ m} \\ 2b &= 7.034 \text{ m} \\ LP &= 22.5 \text{ m} \text{ d'ou } 1.1 * 2b = 7.7374 \text{ m} \\ LI &> LT/2 \\ LE &< LP/5 \\ LC &< 2.2 b \end{aligned}$$

donc toute les conditions sont vérifiées

1_4 Etude du biais

1_4_1 Biais géométrique : ϕ

C'est l'angle que fait l'axe longitudinal de l'ouvrage avec la largeur biaisée

$$\phi = 134.6386 \text{ grad}$$

1_4_2 Biais mécanique

C'est l'angle que fait la largeur droite avec la direction de moments principaux longitudinaux

$$\psi = \phi \text{ Pour } n < 0.5$$

$$\psi = \phi + (n - 0.5)(100 - \phi) / 2.2 \text{ Pour } 0.5 < n < 2.7$$

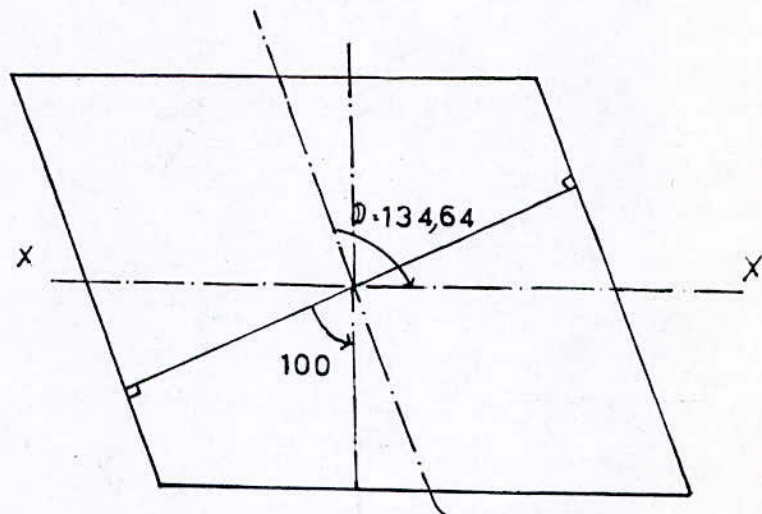
$$\psi = 100 \text{ Pour } n > 2.7$$

$$n = D_i \sin \phi / (2b) \text{ avec } D_i = 22.5$$

$$\phi = 134.6386 \text{ grad} = 121.1147$$

$$\text{d'où } 2b = 7.034 \text{ m}$$

$$n = 2.7368 > 2.7 \text{ d'où } \psi = 100 \text{ grad}$$



Chapitre 2

Lignes d'influence

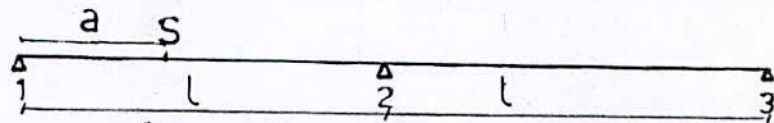
Chapitre 2

Lignes d'influence

1. Lignes d'influence des moments fléchissant en travée

Il s'agit de tracer la ligne d'influence en travée. Pour ce faire nous devons déterminer le moment fléchissant dans une section "S" située à la distance a de l'appui (1), nous allons donc déplacer une charge unitaire P=1 sur toute la poutre

Trois cas à distinguer :

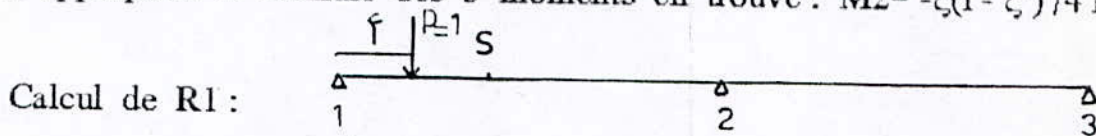


1er Cas : P=1 se trouve sur la première travée et à droite de "S".

2ème Cas : P=1 se trouve sur la première travée et à droite de "S".

3ème Cas : P=1 se trouve sur la deuxième travée et son point d'application se trouve une distance ξ de l'appui 3.

1-1 1er Cas : La charge P=1 se trouve sur la 1ère travée ;
En appliquant la formule des 3 moments on trouve : $M_2 = -\xi(1-\xi)^2 / 4l^3$



$$R_1 = (1-\xi)/l - \xi(1-\xi)^2 / 4l^3$$

Le moment dans "S" :

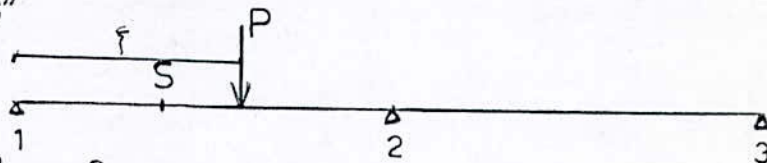
$$M_s = ((1-\xi)/l - \xi(1-\xi)^2 / 4l^3) * a - (a-\xi) \quad \text{avec } 0 < \xi < a$$

en remplaçant : $\xi = \alpha l$

$$M_s = a/4 * \alpha^3 + \alpha(1-5a/4) \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq a/l$$

1-2 2ème Cas : La charge unitaire P=1 se trouve sur la 1ère travée et à droite de la section "S"

$$M_s = R_1 * a$$



$$M_s = ((1-\xi)/l - \xi(1-\xi)^2 / 4l^3) * a \quad \text{avec } a \leq \xi \leq l$$

en remplaçant $\xi = \alpha l$

$$M_s = (1-5\alpha/4 + \alpha^3/4) * a \quad \text{avec } a/l \leq \alpha \leq 1$$

1-3 3ème Cas : La charge unitaire $P=1$ se trouve sur la 2ème travée et son point d'application se trouve à une distance ξ de l'appui 3

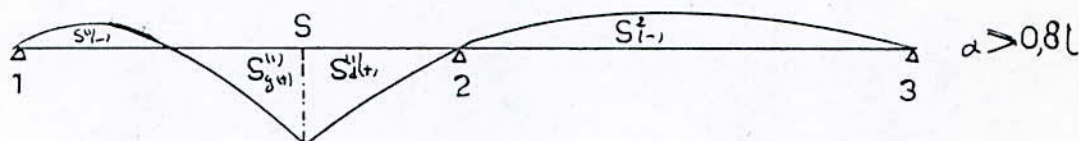
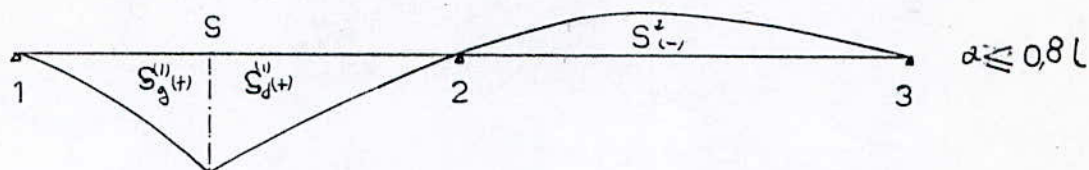
$$M_s = R_1 * a$$

$$M_s = -\xi (1 - \xi)^2 * a / (4l) \quad \text{avec } 0 < \xi < l$$

on remplaçant ξ Par αl

$$M_s = -\alpha (1 - \alpha)^2 * a / 4 \quad \text{avec } 0 < \alpha < 1$$

L'allure des ligne d'influence qui Peut se Présenté est comme suit :



2. Calcul des aires de la ligne d'influence

- 1) $S_g(1) = a^2/2l * (3/8l^2 + 1 - 5/4 a)$
- 2) $S_d(1) (+) = a l * (7/16 - a/l + 5/8 * a^2/l^2 - 1/16 * a^4/l^4)$
- 3) $S(2)(-) = -a l / 16$

Pour notre cas $l=22.5 \text{ m}$, a varie de $0:1$

Les résultats obtenue du calcul des aires des L.I sont représentés dans le tableau (2-1) si après.

section	abscisse a(m)	TRAVÉE (1)				TRAVÉE (2) S-	aire totale S _T
		à gauche de "S"		à droite de "S"	S _g ⁺ + S _d ⁺ + S _d ⁻		
		S _g ⁻	S _d ⁻				
0.00 L	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05 L	1.125	0.00	0.593	9.848	10.441	-1.582	8.859
0.10 L	2.250	0.00	2.215	17.402	19.617	-3.164	16.453
0.15 L	3.375	0.00	4.630	22.900	27.527	-4.746	22.781
0.20 L	4.500	0.00	7.604	26.568	34.172	-6.328	27.844
0.25 L	5.625	0.00	10.907	28.643	39.551	-7.901	31.641
0.30 L	6.750	0.00	14.315	29.349	43.664	-9.492	34.172
0.35 L	7.875	0.00	17.608	28.904	46.512	-11.074	35.437
0.40 L	9.000	0.00	20.574	27.520	48.010	-12.656	35.437
0.45 L	10.125	0.00	23.009	25.401	48.410	-14.238	34.172
0.50 L	11.250	0.00	24.719	22.742	47.461	-15.820	31.641
0.55 L	12.375	0.00	25.526	19.725	45.246	-17.402	27.844
0.60 L	13.500	0.00	25.242	16.524	41.766	-18.984	22.781
0.65 L	14.625	0.00	23.724	13.296	37.020	-20.566	16.453
0.70 L	15.750	0.00	20.822	10.186	31.007	-22.148	8.859
0.75 L	16.875	0.00	16.407	7.323	23.731	-23.735	0.00
0.80 L	18.000	0.00	10.368	4.820	15.188	-25.313	-10.125
0.85 L	19.125	-2.327	4.935	2.770	7.705	-26.895	-21.516
0.90 L	20.250	-8.789	1.844	1.250	3.094	-28.477	-34.172
0.95 L	21.375	-18.735	0.384	0.315	0.699	-30.059	-48.094
1.00 L	22.500	-31.641	0.00	0.00	0.00	-31.641	-63.281

TABLEAU: 2-1 Aires d'influences des moments en travée

3. Ligne d'influence des moments fléchissant sur L'appui intermédiaire

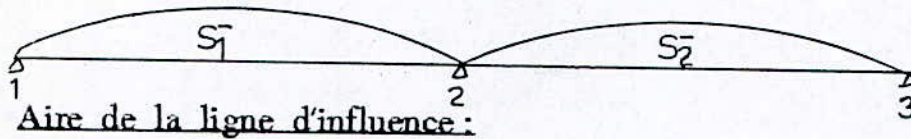
On appliquant la formule des trois moments on obtient :

$$M_s = -\xi(1-\xi^2)/4l^2 \text{ avec } 0 < \xi < 1$$

$$\text{en posant: } \xi = \alpha l$$

$$M_2 = -\alpha l(1-\alpha)/4 \text{ avec } 0 < \alpha < 1$$

Tracer de la ligne d'influence :



$S_1(-)$ sera calculer en intégrant l'équation de la ligne d'influence pour $0 < \alpha < 1$ on trouve :

$$S_1(-) = -1/16 \quad \ell$$

$$S_2(-) = S_1(-) = -1/16$$

$$S(-) \text{ totale} = S_1(-) + S_2(-) = -1/8 \quad \ell$$

Chapitre 3

Méthode de GUYON et MASSONNET

3_1 Introduction

La méthode de GUYON et MASSONNET est généralement employée pour le calcul des ponts dalles de sections rectangulaire et de hauteur constante, en béton précontraint, cette méthode a été exposée par Monsieur GUYON dans les annales des ponts et chaussées de 1946 et 1949 et par Monsieur MASSONNET dans les annales de l' I . T . B T de janvier 1962 où sont donnés les méthodes de calcul .

3_2 Principes de la méthode

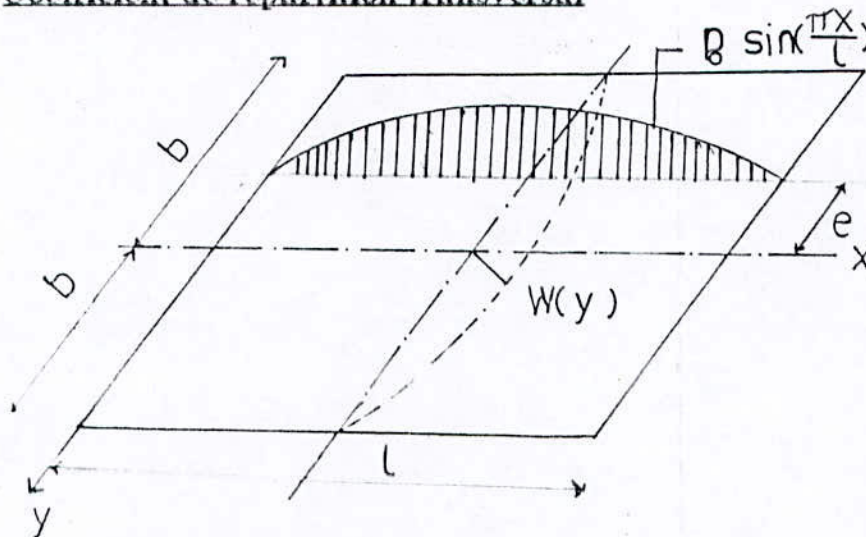
On considère une travée indépendante de portée L et de largeur $2b$.

Le principe revient à :

_ Assimiler le pont réel à un pont à structure continue de même rigidité moyenne à la flexion et à la torsion, mais qui est analysable régoureusement par le calcul différentiel .

_ Analyser de manière approchée l'effet de répartition transversal des charges . On admettant que cette répartition soit la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont était sinusoïdale de la forme : $P = P_0 \sin(\pi x / L)$

3_3 Coefficient de répartition transversal



La dalle est soumise à un chargement unitaire $q(x,y) = 1 \sin(\pi x / L)$ répartie sur une ligne parallèle à l'axe de l'ouvrage excentrée d'une distance e . Il en résulte une déformée de la dalle en demi-onde d'équation : $W(x,y) = W(y) \sin(\pi x / L)$.

_ Si la charge est répartie sur une largeur $2b$ de la dalle la déformée sera :

$$W_0(x) = W_0 \sin(\pi x / L)$$

On définit alors le coefficient de répartition transversale K sous l'effet de la charge répartie $K_y = W(x,y) / W_0(x) = W(y) / W_0$

Ce coefficient dépend des paramètres suivants :

- _ θ : Paramètre d'entretoisement
- _ α : Paramètre de torsion
- _ y / b : Ordonnée relative de la section
- _ e / b : exentricité relative de la charge

Les coefficients K sont données pour des valeurs de $\alpha = 0$:
 K_0 et $\alpha = 1$: K_1 et $0 < \theta < 2$ dans les tableaux à double ouverture de MASSONNET

_ Pour les valeurs de α telle que : $0 < \alpha < 1$ on calcule K_α correspondant on appliquant la formule d'interpolation : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

_ Pour les chages uniformement répartie sur toute la dalle en prend : $K=1$

3_1 Calcul de coefficient de répartition k

Les valeurs de K lues dans les tables aux droit de chaque point d'abscisse transversale $y=-b$, $y=-3 b/4$, $y=-b/2$, $y=-b/4$, $y=0$; Permettant de tracer la ligne d'influence de K pour les valeurs donnés de l'excentricité e .

Après avoir tracé les lignes d'influences de K on dispose nos charges convenablement afin d'obtenir l'effet le plus défavorable .

a) Pour les charges concentrées :

K est donnée d'après la la formule suivante:

$$K = \frac{\sum (P_i K_i)}{\sum P_i}$$

b) Pour les charges uniformement réparties :

_ Pour une charge uniformement répartie sur toute la largeur du tablier , le coefficient K vaut bien évidemment l'unité $K=1$.

_ Pour une charge uniformement répartie sur une partie de la largeur la valeur de K est donnée par :

$$K = \frac{\text{surface de la ligne d'influence surchargée}}{\text{(largeur surchargée)}}$$

3_2 Flexion longitudinale

Une charge $P(x) = P_1 \sin(\pi x/L)$ appliquée à la construction sur une parrallèle à l'axe OX d'excentricité e , produit un moment fléchissant longitudinale par unité de largeur $M(x,y) = \pi / L \rho_p W(x,y)$,

_ Si la charge est répartie uniformement sur une largeur 2b le moment dans le sens OX sera : $M_0(x) = \pi / L \rho_p W(x,y)$

$$\text{D'ou } M(x,y) / M_0(x) = W(x,y) / W_0(x) = K_y$$

$$M(x,y) = K_y M_0(x)$$

3_3 Flexion transversale

Le moment de flexion transversale par l'unité de largeur est donnée par :

$$M_y(x,y) = \sum M_{ym}(x,y) = \sum \mu_{\alpha m} P_m b \sin(m\pi x / l)$$

Le coefficient μ_α s'exprime en fonction de μ_0 et μ_1 par la relation :

$$\mu_\alpha = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha$$

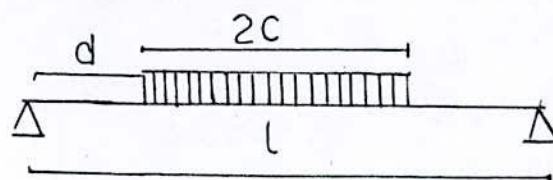
On pratique on se limite aux cinq premiers termes de la serie de FOURRIER

$$M_y(x,y) = \sum \mu_{\alpha m} P_m b \sin(m\pi x/L)$$

3_3_1 Calcul de P_m

_ Pour une charge répartie sur une largeur 2C :

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} * \sin(m\pi c/L) * \sin(m\pi d/L)$$

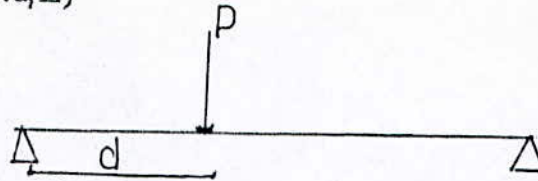


_ Pour une charge uniformément répartie sur L :

$$P_m = 4P/m\pi * \sin^2(m\pi/2)$$

_ Pour une Charge Concentré:

$$P_m = 2P/L * \sin(m\pi d/L)$$



3_3_2 Calcul de $\mu\alpha$:

Comme les coefficients K , les coefficients μ sont données par les tables en fonction de θ et α et l' excentricité de la charge .

On trace les lignes d'influence $\mu\alpha$ et on dispose nos charges afin d'obtenir l'effet le plus défavorable .

3_4 Efforts tranchant et réaction d'appui

3_4_1 Effort tranchant

L' effort tranchant est donnée Par la relation suivante :

$$Q(x) = \sum Q(x,m) = \sum P_m L/b \varepsilon_{\alpha m} \cos(m\pi x/L)$$

$$\text{telle que : } \varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \alpha \quad \text{si } y + e < 3 b/4$$

$$\varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_0 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_0) \sqrt{\alpha} \quad \text{si } y + e > 3 b/4$$

3_4_2 Réaction d'appui

Elle a pour expression :

$$Q(x) = \sum P_{x,m} = \sum L P_m/b \varepsilon_{\alpha,m} \cos(m\pi x/L)$$

3_5 Calcul de θ et α

3_5_1 Calcul du paramètre d'entretoisement θ

Dans le cas des ponts à travées continues en prenant comme valeur du paramètre d'entretoisement :

_ Pour une travée de rive : $\theta = b/(0.9 l)$

_ Pour une travée Central : $\theta = b/(0.8 l)$

Pour notre Cas : Les deux travée sont de rive d'ou $\theta = b/(0.9 l)$

3_5_2 Calcul du paramètre de torsion α

Pour les ponts dalles (dalle Pleine) en prend $\alpha = 1$.

Chapitre 4

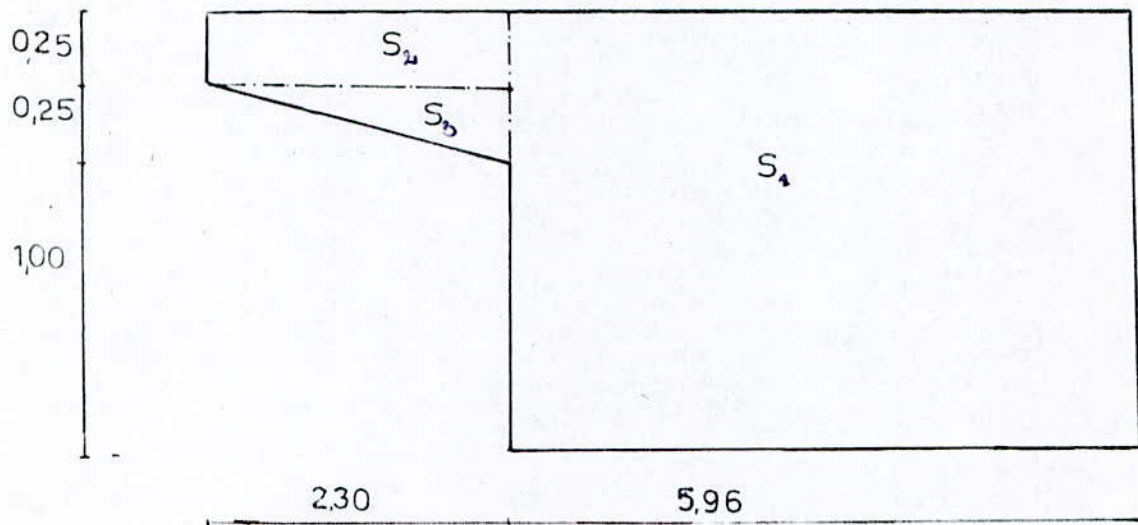
Charges et surcharges

4_1 Types de charges et surcharges

Les Charges et surcharges à considerer pour le calcul des ponts dalles à larges encorbellements de type P.S.D.P .

- a) Charges Permanente (Poids propre de l'ossature + superstructure
- b) Surcharges de trottoire

4_1_1 Charges permanente



_ La section propre de l'ossature :

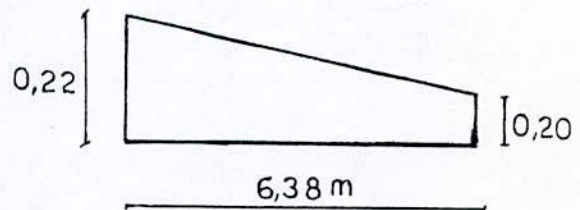
$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 1.5 * 5.96 + 2.3 * 0.25 + 2.3 * 0.25 / 2 = 9.8025 \text{ m}$$

_ Poids propre de l'ossature : $9.8025 * 2.5 = 24.506 \text{ t/m}$

_ Béton de pente :

$$S = (0.22 + 0.02) * 6.38 / 2 = 0.7656 \text{ m}$$

$$P = 2.2 * 0.7656 = 1.684 \text{ t/ml}$$



_ Poids du trottoir :

$$0.2 * 1.90 * 2.2 = 0.836 \text{ t/ml}$$

_ Poids de la corniche : $(0.55 + 0.45) / 2 * 0.35 * 2.5 = 0.4375 \text{ t/ml}$

_ Poids des rails : $= 0.15 \text{ t/ml}$

_ Poids des garde Corps : $(0.5 * 0.75 * 0.40 * 0.35) * 2.5 = 0.587 \text{ t/ml}$

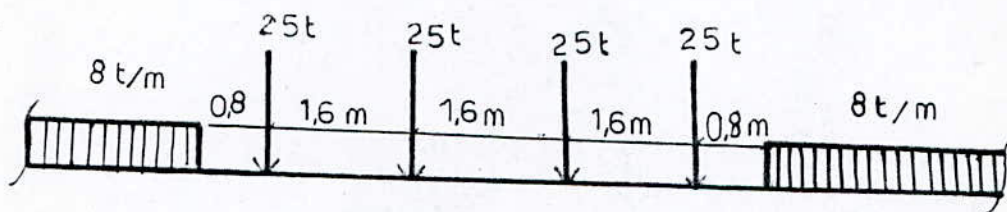
D'ou le Poids total Par metre liniaire : $G = \sum gi = 29.801 \text{ t/ml}$

4_1_2 Surcharge des trottoirs

Pour l'étude de la flexion longitudinale on considère une Charge uniforme de 150 kg/m et une charge Concentré de 3 t .

4_1_3 Surcharge ferroviaire

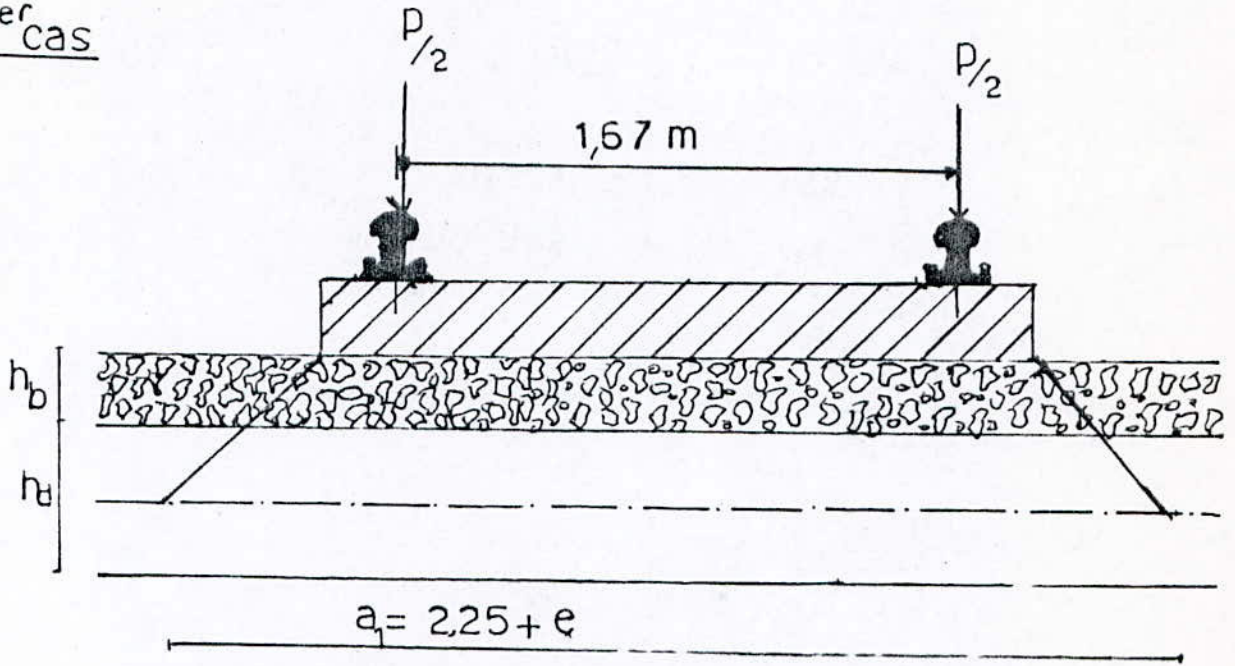
D'après l'union international des Chemin de fer (fiche 702,0), Le schéma de Charges est définie de telle sorte que les sollicitation Calculées qui en résultent Pour les tabliers a travée simple Couvrent Celles Calculées sous les Convois types de référence . Composé des matériels existants les Plus agressifs et circulant Chacun à leur vitesse max autorisé . vu que notre Pont est a une voie donc il ne va Porté qu'un seul Convoi .



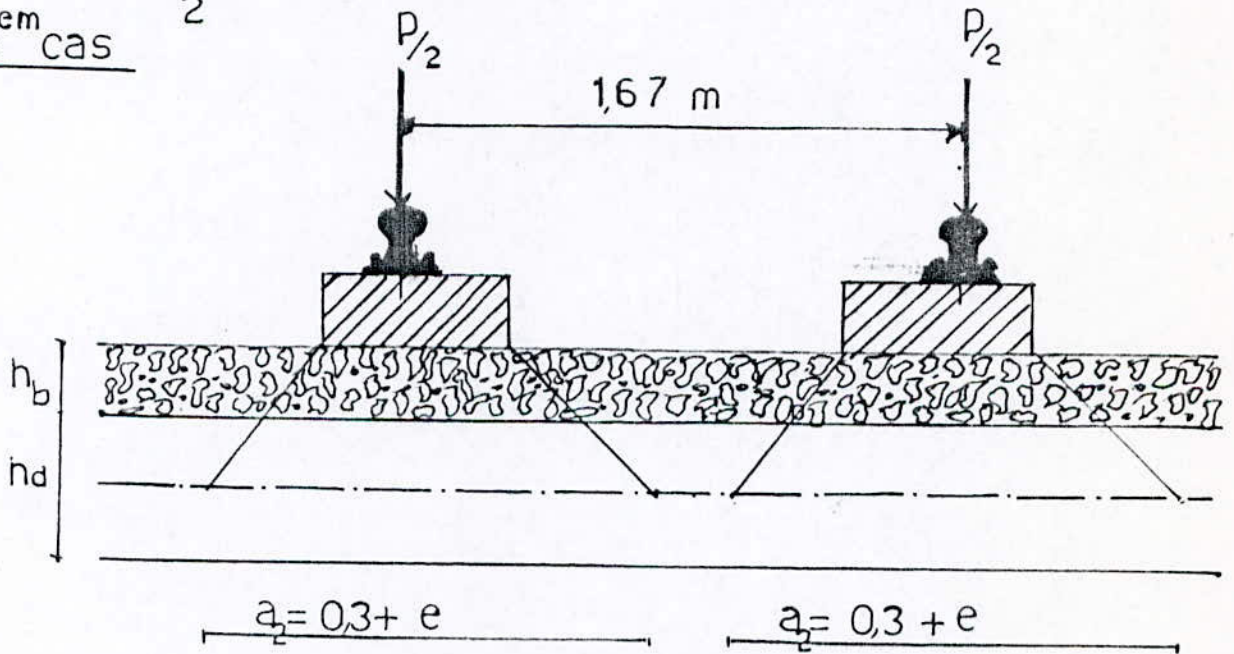
DISPOSITION LONGITUDINALE

DIFFUSION TRANSVÉRSALE DES CHARGES

1^{er} cas



$e = h_b + \frac{h_d}{2}$
2^{em} cas



Chapitre 5

Moments Longitudinaux

Chapitre 5

Moments longitudinaux

5.1 Moments dûs aux poids propre

Le moment fléchissant longitudinal dû au poids propre est obtenu en multipliant l'aire totale de la ligne d'influence par $G(t/ml)$ dont les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

section	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
M_{min}^{tm}	000	000	000	000	000	000	000
M_{max}^{tm}	000	2640,2	4903,2	678,90	829,77	942,92	1018,36
section	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
M_{min}^{tm}	000	000	000	000	000	000	000
M_{max}^{tm}	1056,07	1056,07	1018,36	942,92	829,77	678,90	490,32
section	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
M_{min}^{tm}	000	000	-301,75	-641,19	-1018,36	-1433,24	-1885,84
M_{max}^{tm}	264,00	000	000	000	000	000	000

TABLEAU 5.1 Moments dûs aux poids propre

5.2 Moments longitudinaux dûs aux surcharges de trottoirs

Disposition de la charge afin d'obtenir les moments Positifs

* Pour les sections de 0 L à 0.8 L on chargeant entièrement la première travée .

** Pour les sections 0.85 L , 0.90 L , 0.95 L , on charge la partie de la travée correspondant à l'aire positive .

Pour la charge consenté : elle est Placée à l'ordonnée la plus grande Positive

Disposition de la charge afin d'obtenir les moments négative

* Pour les sections de 0.0 L à 0.8 L on Charge entièrement la deuxième travée .

** Pour les sections 0.85 L , 0.90 L et 0.95 L le moment négatif sera obtenu en chargeant toute la travée (2) et la partie négative de la travée (1) .

La charge concentrée est placée à l'ordonnée négative la plus grande .

Les moments obtenus pour chaque section sont donnés dans le tableau suivant :

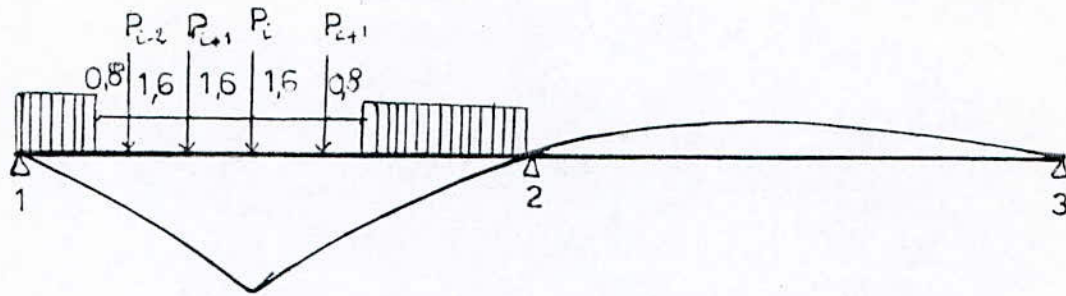
MOMENTS	SURCHARGE UNIFORME		SURCHARGE CONCENTRÉE	
	M _{max} t m	M _{min} t m	M _{max} t m	M _{min} t m
0,00	000	000	000	000
0,05	3,52	-0,53	3,16	-0,32
0,10	6,62	-1,07	5,99	-0,65
0,15	9,29	-1,60	8,24	-0,97
0,20	11,53	-2,14	10,15	-1,30
0,25	13,35	-2,67	11,67	-1,62
0,30	14,74	-3,70	12,79	-1,95
0,35	15,70	-3,74	13,54	-2,27
0,40	16,23	-4,27	13,79	-2,59
0,45	16,34	-4,81	13,89	-2,92
0,50	16,02	-5,34	13,71	-3,25
0,55	15,27	-5,87	13,14	-3,57
0,60	14,10	-6,41	12,31	-3,89
0,65	12,49	-6,94	11,24	-4,22
0,70	10,46	-7,47	9,96	-4,55
0,75	8,01	-8,01	8,50	-4,87
0,80	5,25	-8,54	6,91	-5,20
0,85	2,60	-9,86	5,22	-5,52
0,90	1,04	-14,58	3,48	-5,85
0,95	0,24	-16,47	1,72	-6,17
1,00	000	-21,36	000	-6,50

TABLEAU:5-2 Moments dûs aux surcharges trottoir

5_3 Moments longitudinaux dus aux surcharges ferroviaires

5_3_1 Disposition des charges pour obtenir $M_{max}(+)$

5_3_1_1 Section allant de 0.0 L à 0.8 L



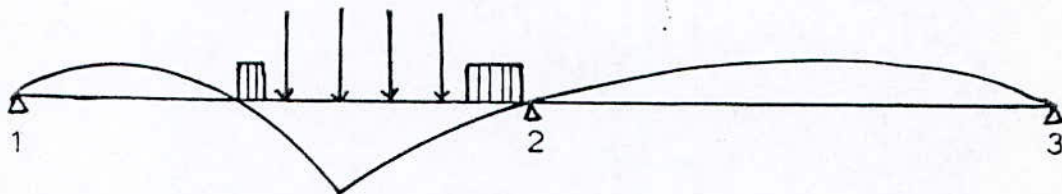
* Méthode de calcul :

On place l'une des charges au droit de la section "S". Pour obtenir la Position la plus défavorable, nous devons vérifier que les deux inégalités suivantes sont vérifiées au même temps.

$$\Sigma P\alpha/a > \Sigma P\alpha/b \quad \text{et} \quad \Sigma P\alpha/a < \Sigma P\alpha/b$$

Nous retiendrons la Position donnant le Plus grand moment.

5_3_1_2 Pour les sections 0.85 L, 0.90 L et 0.95 L



La méthode de calcul est la même que celle décrite dans le premier cas

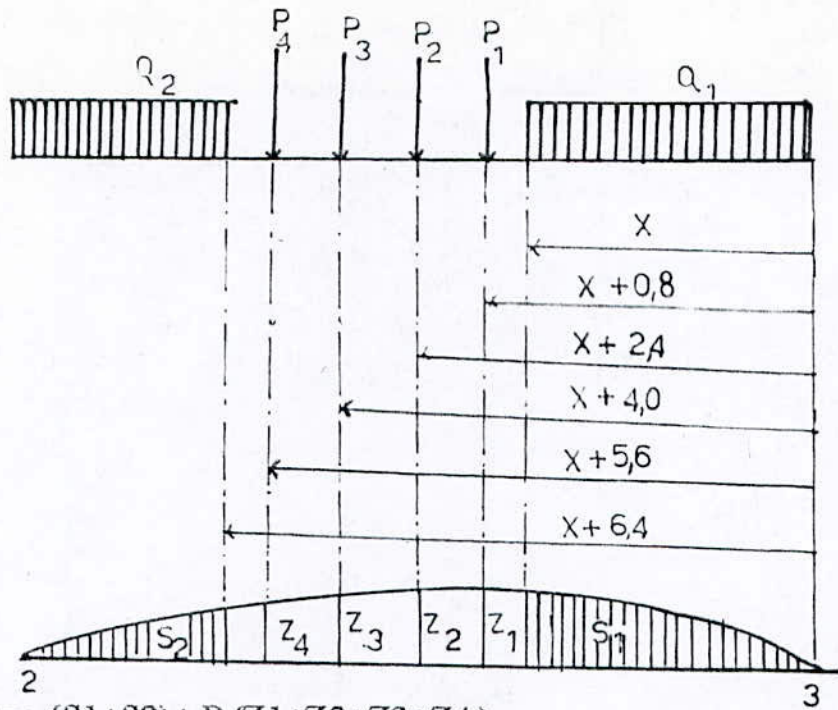
5_3_2 Disposition des charges pour obtenir $M_{min}(-)$

Les moments les plus défavorables sont obtenus en chargeant la deuxième travée.

* Méthode de Calcul:

1er Cas : $a < 0.8l$

On charge que la deuxième travée, en positionne le convoie de telle sorte à avoir le cas le plus défavorable.



$$M(-)(x) = q(S_1 + S_2) + P(Z_1 + Z_2 + Z_3 + Z_4)$$

$$M(-)(x) \text{ maximale d'ou } \frac{dM(-)(x)}{dx} = 0$$

$$q(dS_1/dx + dS_2/dx) + P(dZ_1/dx + dZ_2/dx + dZ_3/dx + dZ_4/dx) = 0 \quad (1)$$

$$Z_i(x) = M_s(-)(x) = -x(l^2 - x^2) / 4l^3 * a \quad 0 < x < l$$

$$S_1(x) = \int M_s(x) dx = a / 4l^3 * (-1/2 * x^3 + x^4/4)$$

$$S_2(x) = \int M_s(x) dx = a / 4l^3 * (-1/2 * (l^2 - (x+6.4))^2) + 1/4 * (l^4 - (x+6.4)^4)$$

$$Z_1(x) = M_s(x+0.8) = -(x+0.8)(l^2 - (x+0.8)^2) * a / 4l^3$$

$$Z_2(x) = M_s(x+2.4) = -(x+2.4)(l^2 - (x+2.4)^2) * a / 4l^3$$

$$Z_3(x) = M_s(x+4) = -(x+4)(l^2 - (x+4)^2) * a / 4l^3$$

$$Z_4(x) = M_s(x+5.6) = -(x+5.6)(l^2 - (x+5.6)^2) * a / 4l^3$$

$$dS_1/dx = a / 4l^3 * (-1/2 * x^2 + x^3)$$

$$dS_2/dx = a / 4l^3 * (x+6.4) * (l^2 - (x+6.4)^2)$$

$$dZ_1/dx = a / 4l^3 * (-1/2 * l^2 + 3(x+0.8)^2)$$

$$dZ_2/dx = a / 4l^3 * (-1/2 * l^2 + 3(x+2.4)^2)$$

$$dZ_3/dx = a / 4l^3 * (-1/2 * l^2 + 3(x+4)^2)$$

$$dZ_4/dx = a / 4l^3 * (-1/2 * l^2 + 3(x+5.6)^2)$$

On remplaçant dans l'équation (1), On obtient l'équation suivante:

$$146.4 x^2 + 936.96 x - 22770.152 = 0$$

$$\text{d'ou : } X_0 = 9.675 \text{ m ; } M_{\max}(-) = M(-)(X_0) = (-15.8213) * a \text{ (tm)}$$

2ème Cas : $a = 0.85L, 0.90L, 0.95L, 1.0L$

$$M_{\max}(-) = M_{\max 1}(-) + M_{\max 2}(-)$$

telle que : $M_{\max}(-)1$ est obtenue de la même manière que celle du 1er cas .

$M_{\max}(-)2$ est obtenue on chargeant uniquement la Partie négatif de la 1ere travée avec la charge répartie du convoie .

$$M_{\max}(-)2 = q * S(-)1$$

section	0,00 L	0,05 L	0,10 L	0,15 L	0,20 L	0,25 L	0,30 L
M _{min}	0,00	-17,80	-35,60	-53,40	-71,20	-88,99	-106,79
M _{max}	0,00	138,33	241,27	335,52	413,23	477,91	527,18
section	0,35 L	0,40 L	0,45 L	0,50 L	0,55 L	0,60 L	0,65 L
M _{min}	-124,59	-142,39	-160,19	-177,19	-195,80	-213,60	-231,39
M _{max}	560,38	577,79	579,73	566,58	543,45	503,36	449,02
section	0,70 L	0,75 L	0,80 L	0,85 L	0,90 L	0,95 L	1,00 L
M _{min}	-249,20	-266,89	-284,78	-321,21	-391,01	-488,07	-609,12
M _{max}	380,31	293,70	199,93	118,16	48,59	14,35	0,00

TABLEAU 5.3 Moments dûs aux surcharges d'exploitation

5.4 Détermination des coefficients de répartition $K\alpha$

5.4.1 Ligne d'influence du coefficients de répartition transversal $K\alpha$

les Coefficients $K\alpha$ Sont Calculer avec :

_ Un Paramètre d'entretoisement : $\theta = b/(0.9 L)$

telle que : b demi largeur de la dalle équivalente
 $2b = 7.034m$

d'ou $\theta = 0.174$
 $l = 22.5m$

_ Un Paramètre de torsion : $\alpha = 1$

$y \backslash e$	$-b'$	$\frac{3}{4} b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4} b$	b
0	0,9942	0,9974	1,0004	1,0029	1,0004	1,0029	1,0004	0,9974	0,9942
$\frac{b}{4}$	0,9593	0,9701	0,9811	0,9922	1,0029	1,0124	1,0198	1,0258	1,0315
$\frac{b}{2}$	0,9266	0,9442	0,9623	0,9811	1,0004	1,0198	1,0383	1,0551	1,0710
$\frac{3}{4} b$	0,8957	0,9196	0,9442	0,9701	0,9974	1,0258	1,0551	1,0842	1,1125
b	0,8659	0,8957	0,9267	0,9593	0,9942	1,0315	1,0709	1,1125	1,1549

TABLEAU:5-4 Coordonnées des Lignes d'influence du coefficient de répartition transversal (K_α)

5_4_2 Disposition des charges donnant K_α max dans chaque fibre

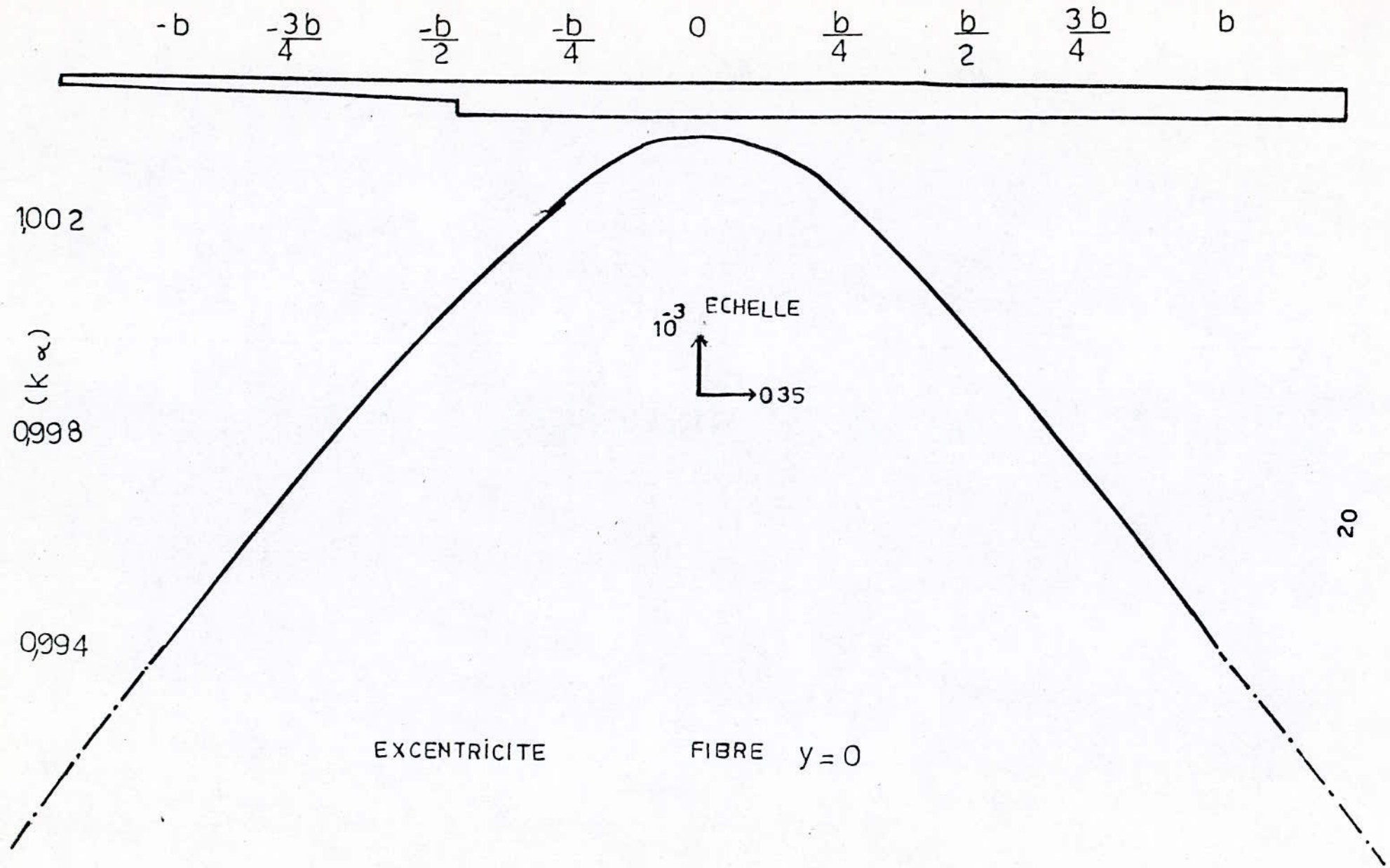
Les positions transversales des charges (disposition la plus défavorable) sur le pont sont représentées sur les schémas si-après

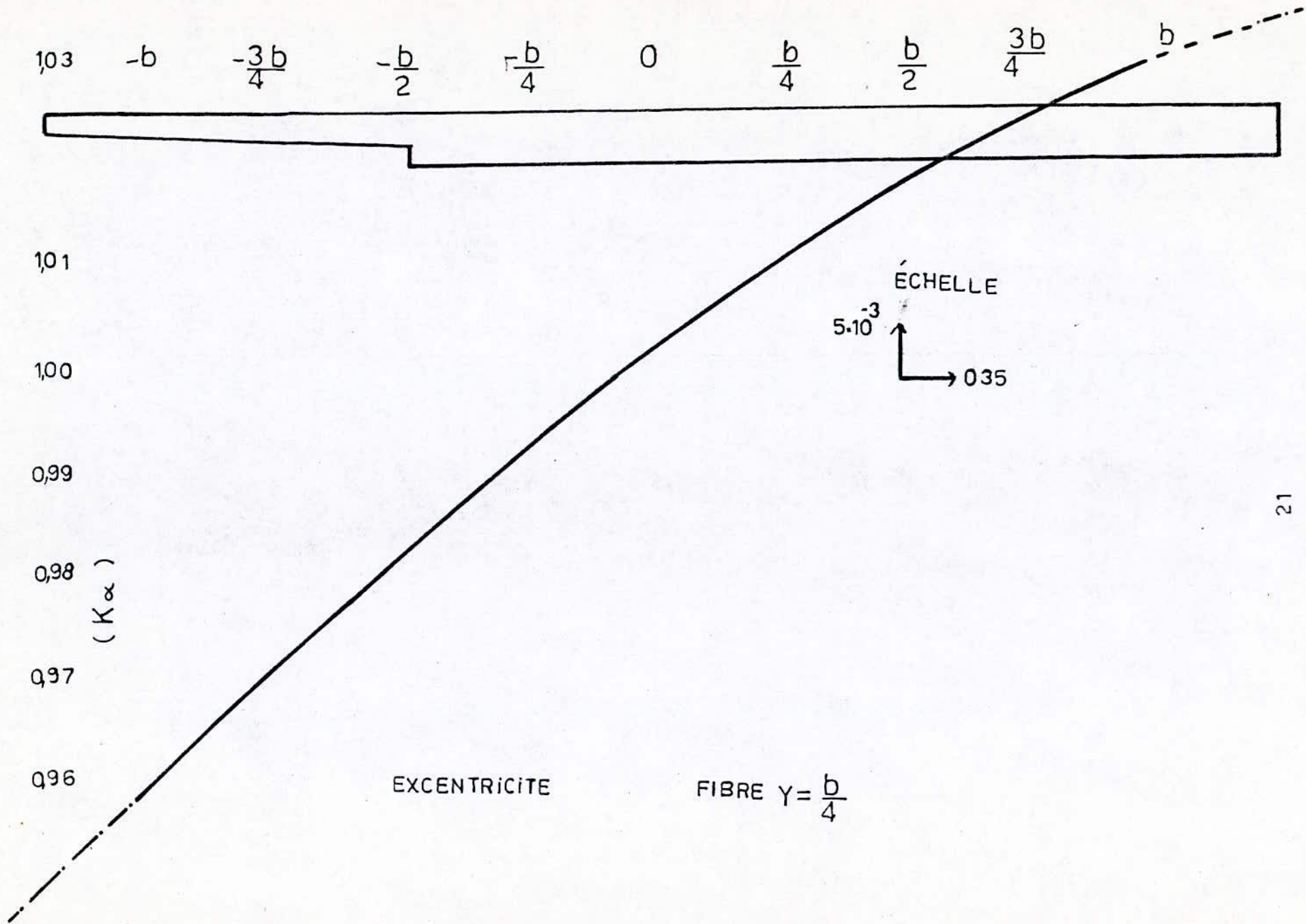
5_4_3 Tableau récapitulatif des coefficients K_α

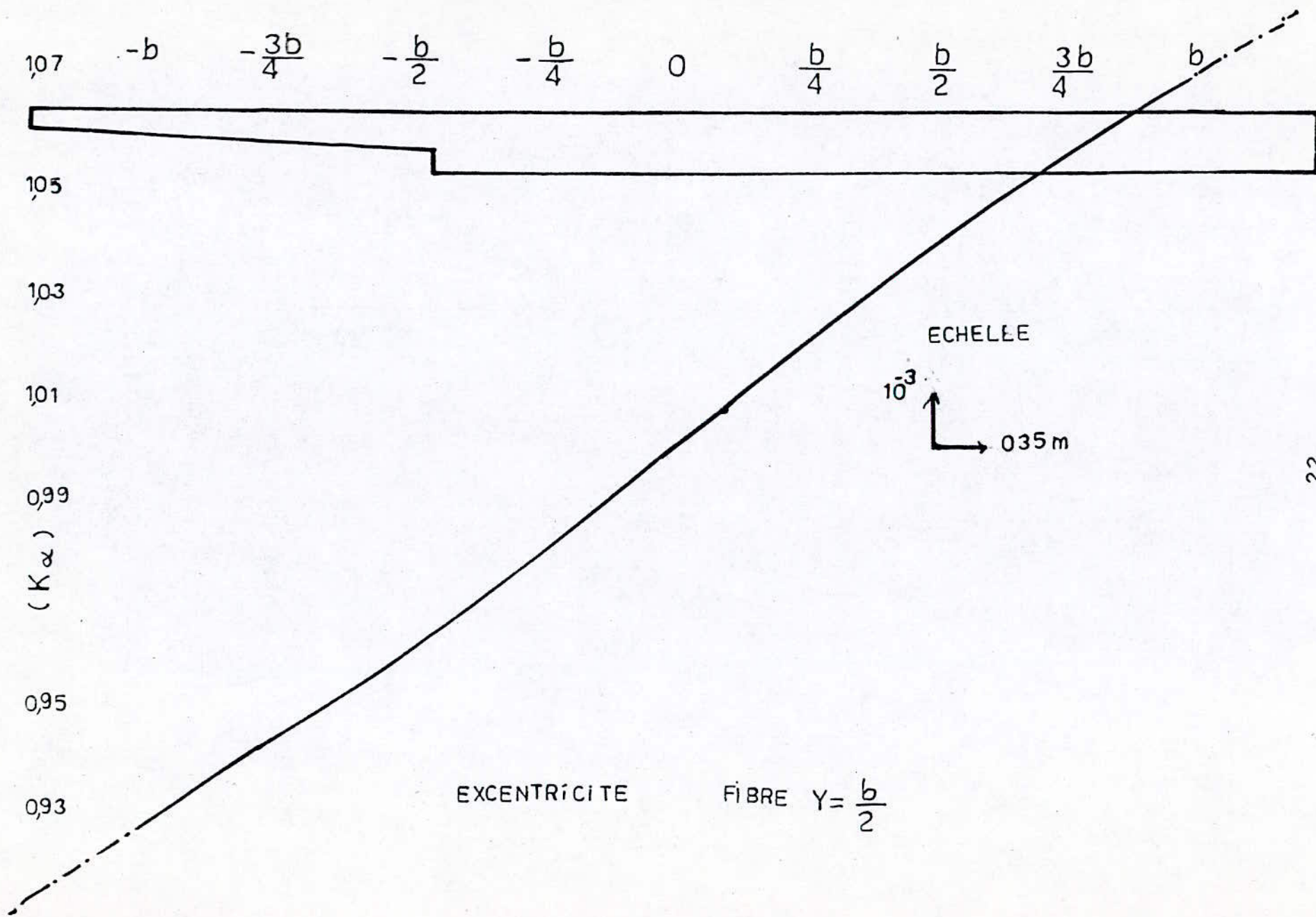
Ces coefficients sont donnés pour chaque charge et sur chaque fibre

charges $- e$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4} b$	b
charge permanente	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
surcharge d'exp ^{Loi} ₍₁₎	1,0573	0,9785	0,9785	0,9804	0,8939
surcharge (2)	1,0102	1,0205	1,1470	1,0643	1,0823
surcharge de trottoir	1,0649	1,0259	1,0962	1,0589	1,0549

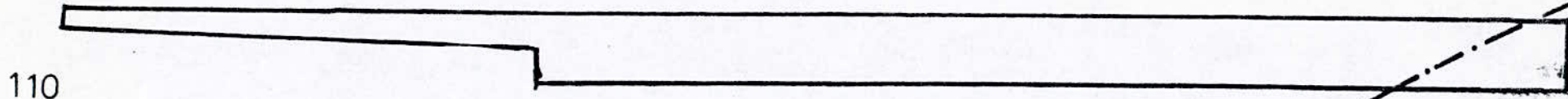
TABLEAU:5-5 Récapitulatif des coefficients (K_α)







115 $-b$ $-\frac{3b}{4}$ $-\frac{b}{2}$ $-\frac{b}{4}$ 0 $\frac{b}{4}$ $\frac{b}{2}$ $\frac{3b}{4}$ b



105

100

(
X
)
095

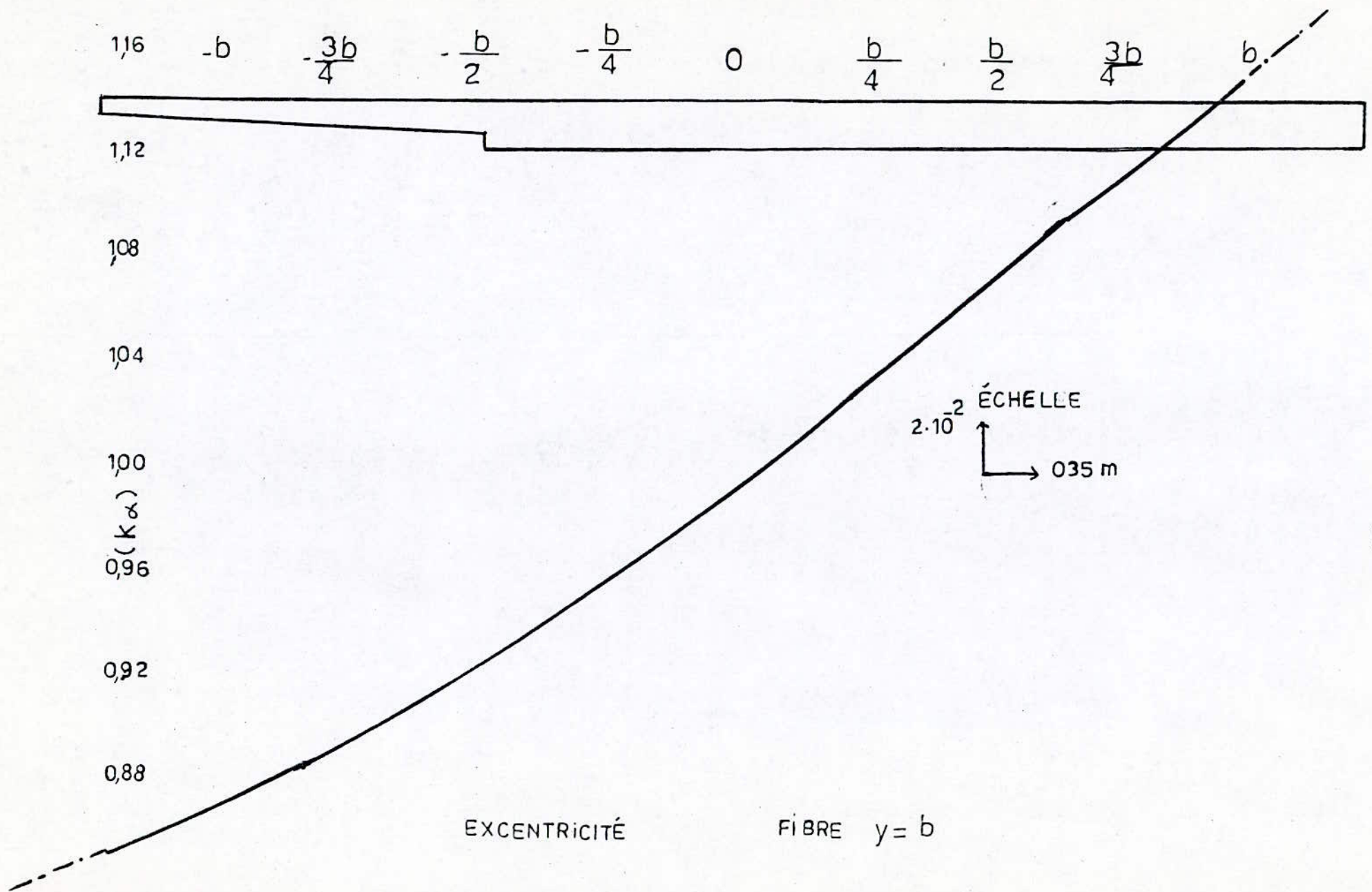
090

$2 \cdot 10^{-2}$ ECHELLE
↑
035m

23

EXCENTRICITÉ

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



1,16

$-b$

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

$-\frac{b}{2}$

$-\frac{b}{4}$

0

$\frac{b}{4}$

$\frac{b}{2}$

$\frac{3b}{4}$

b

1,12

1,08

1,04

1,00

γ
(K)

0,96

0,92

0,88

5_5 Le coefficient de majoration dynamique φ [2]

Les effets des oscillations , chocs dûs aux irrégularités de la voie où autres phénomènes résultant du passage en vitesse des trains sur les ponts sont pris en compte au moyen du coefficient de majoration dynamique φ par lequel les sollicitations sont à multiplier lorsque l'on considère les divers états limites à l'exception des états limites de mouvement .

Ce coefficient φ est forfaitaire valable pour les ouvrages neufs et ne dépendant que de la longueur caractéristique $L\varphi$ de l'élément considéré est il donnée par la formule suivante :

$$\varphi = 1.44 / (L\varphi - 0.2) + 0.82 \quad \text{avec } \varphi < 1.67$$

$$L\varphi = 1.2 L_m \quad / \quad L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

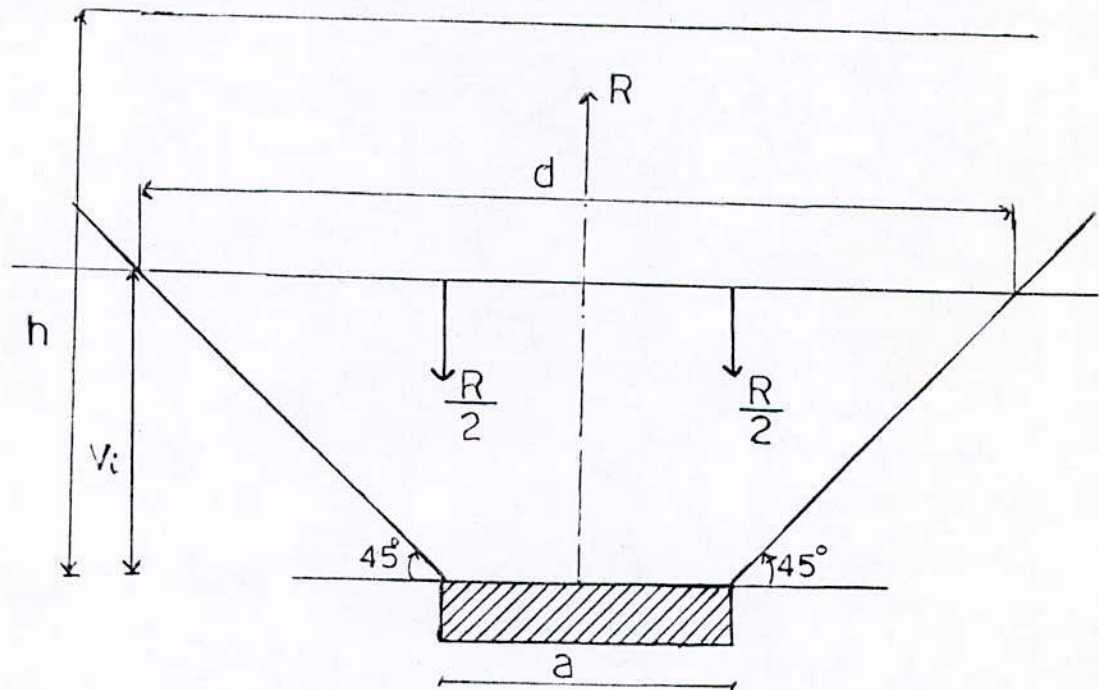
$n = 2$ voies
d'ou $L_m = L \quad L\varphi = 1.2 * 22.5 = 27m$
 $L_1 = L_2 = L$
 $\varphi = 1.108$

5_6 Ecrêtement des moments sur appuis [3]

Conformément à la pratique courante . On admet que la réaction d'appuis se répartit à $\pi/4$ par rapport à la verticale , à partir de l'appareil d'appui , sur la fibre moyenne de la dalle .

Dans ces conditions le moment correspondant peut être écrêté de la valeur :

$$\Delta M = R d / 8 \quad (\text{Ret } M \text{ Pour toute la largeur de l'ouvrage})$$



d : Longueur de répartition sur la fibre moyenne .

a : Largeur de l'appareil d'appui .

$$d = a + 2V_i \quad ; \quad a = 0.70m \quad ; \quad V_i = 0.80m \quad \text{d'ou : } d = 2.30m$$

R : Réaction maximale produite sur l'appui intermédiaire suivant le cas de chargement .

1er Cas : à vide $R2 = 838.153 \text{ t}$

2ème Cas : à Charge $R1 = 1198.5966 \text{ t}$

$$\Delta M2 = R2 \cdot d/8 = 240.961 \text{ t}$$

$$\Delta M1 = R1 \cdot d/8 = 344.596 \text{ t}$$

* Moments avant écrêtement :

$$M1 = - 2688.811 \text{ tm}$$

$$M2 = - 1885.843 \text{ tm}$$

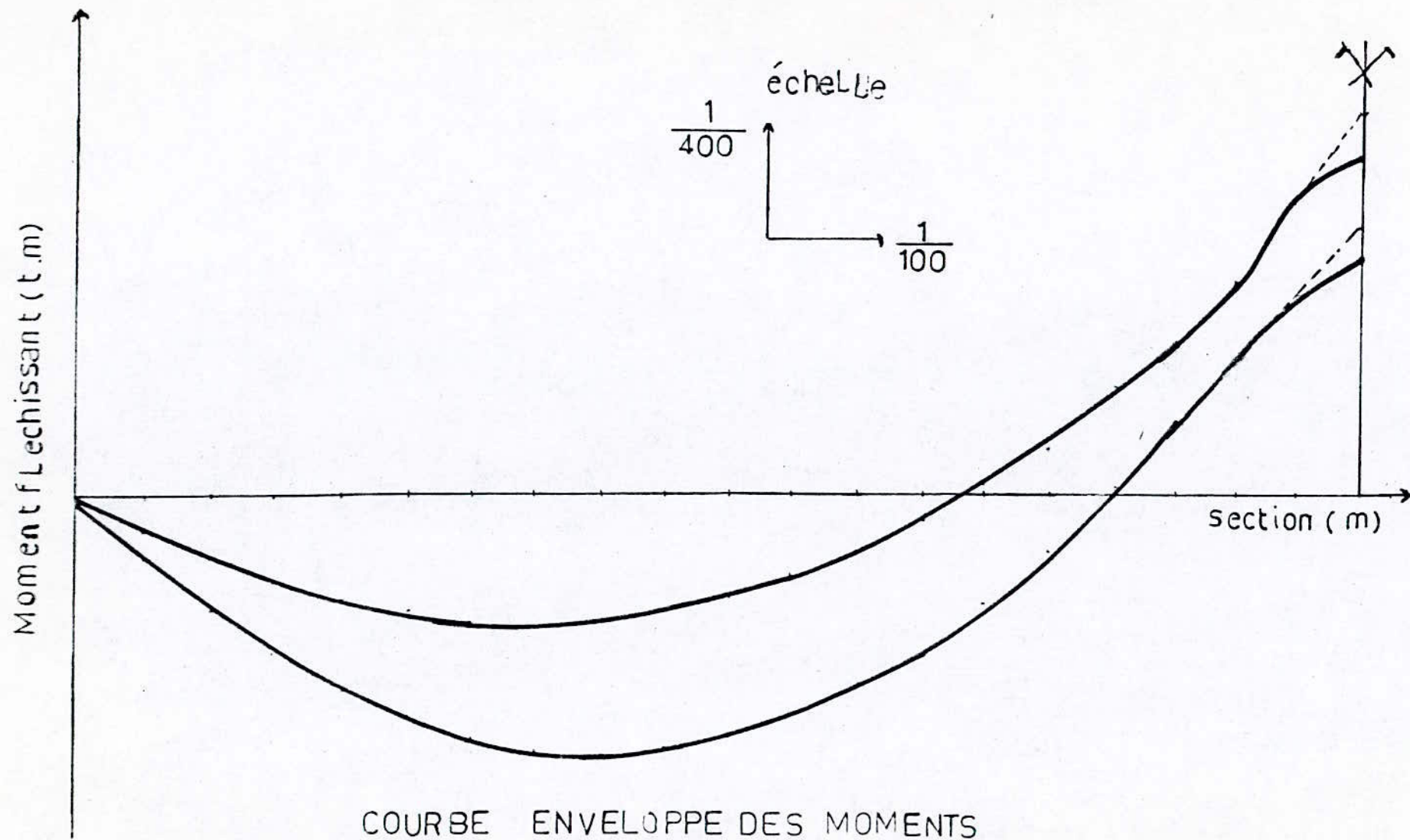
* Moments après écrêtement :

$$M1 = - 2344.215 \text{ tm}$$

$$M2 = - 1644.882 \text{ tm}$$

sections	ch permanente		surcharges d'exploitation		surcharges de		trottoir		MOMENTS FINEAUX	
	M _{max} (t.m)	M _{min} (t.m)	M _{max} (t.m)	M _{min} (t.m)	M _{max} (t.m)	M _{min} (t.m)	M _{max} (t.m)	M _{min} (t.m)	M ₂ (t.m)	M ₁ (t.m)
0,00	000	000	000	000	000	000	000	000	000	0,00
0,05	264,02	000	165,63	-22,62	3,16	-0,32	373	-0,56	436,54	240,51
0,10	490,32	000	300,63	-45,24	5,91	-0,65	7,00	-1,13	809,86	443,30
0,15	678,90	000	426,40	-67,86	8,24	-0,97	8,82	-1,69	1122,37	608,37
0,20	829,77	000	525,17	-90,48	10,16	-1,30	12,15	-2,26	1277,29	735,73
0,25	942,92	000	607,36	-113,10	11,67	-1,62	14,11	-2,82	1576,07	825,37
0,30	1018,36	000	669,90	-135,72	12,79	-1,95	15,59	-3,91	1716,72	876,77
0,35	1056,07	000	712,17	-158,34	13,54	-2,27	16,59	-3,95	1798,39	891,51
0,40	1056,07	000	734,29	-180,96	13,93	-2,60	17,27	-4,52	1822,12	868,65
0,45	1018,36	000	736,76	-203,58	13,98	-2,92	17,27	-5,08	1786,37	806,77
0,50	942,92	000	720,05	-226,20	13,71	-3,24	16,94	-5,65	1693,62	707,83
0,55	829,77	000	690,66	-248,82	13,15	-3,57	16,15	-6,20	1549,72	571,17
0,60	678,90	000	639,71	-271,44	12,31	-3,89	14,90	-6,77	1345,82	396,79
0,65	490,32	000	570,65	-294,06	11,24	-4,22	13,21	-7,34	1085,42	184,70
0,70	2,64	0,00	483,33	-316,68	9,58	-4,54	11,06	-7,90	763,36	65,13
0,75	0,00	0,00	373,26	-339,30	8,50	-4,87	8,46	-8,47	390,23	35,64
0,80	0,00	-301,74	254,10	-361,92	6,91	-5,20	5,42	-9,03	-353,1	-627,89
0,85	0,00	-641,19	150,17	-408,21	5,22	-5,52	2,75	-10,43	-483,05	-1065,35
0,90	0,00	-1018,36	61,75	-496,93	3,48	-5,84	1,10	-13,30	-952,03	-1534,43
0,95	0,00	-1433,24	18,23	-620,27	1,72	-6,17	0,25	-17,41	-1413,04	-2077,10
1,00	0,00	-1885,84	0,00	-774,11	0,00	-6,49	0,00	-22,36	-1885,84	-2688,81

TABLEAU 5-6 : Tableau récapitulatif des moments (PRISE EN COMPTE DES K_{α})



Chapitre 6

La précontrainte

6_0 Caractéristiques des matériaux

Caractéristique béton nécessaire à la justification de la précontrainte :

6_0_1 Résistance nominale

- à la compression : $\sigma_n = \sigma_{28} = 3000 \text{ t/m}^2$
- à la traction : $\sigma'_n = \sigma'_{28} \text{ t/m}^2$

6_0_2 Contrainte admissible

Contrainte de compression admissibles en service $\bar{\sigma} = 0.42 \sigma_n = 1260 \text{ t/m}^2$.
Contrainte de traction $\sigma'_b = 0$ pas de traction .

a/ Contrainte admissibles à la rupture

$$\bar{\sigma}_b = 0.8 \sigma_{28} = 2400 \text{ t/m}^2$$
$$\bar{\sigma}'_b = 0.8 \sigma'_{28} = 200 \text{ t/m}^2$$

b/ Déformation du béton sous charges de courte durée

_ Module de déformation longitudinale :

* A la mise en précontrainte : $E_i = 210000(280)^{\frac{1}{3}} = 3513972.112 \text{ t/m}^2$

* en service : $E_i = 210000(300)^{\frac{1}{3}} = 3637306.69 \text{ t/m}^2$

* Coefficient de Poissant : $\nu = 0.2$

c/ Déformation différée des armatures de précontrainte

- Module d'élasticité : $E_a = 2 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$
- Contrainte de rupture garantie : $R_G = 185000 \text{ t/m}^2$
- Contrainte caractéristique : $T_G = 0.8 R_G = 148000 \text{ t/m}^2$
- Section utile d'un câble : $w = 973 \text{ mm}^2$
- Diamètre intérieur de la gaine : $\phi_i = 60 \text{ mm}$
- Diamètre extérieur de la gaine : $\phi_e = 66 \text{ mm}$
- Coefficient de frottement en courbe : $f = 0.18$

- Perte relative de tension par mètre dûs aux déviations parasite : ϕ

Rayon de courbure minimum : $R_{\min} = 8 \text{ m}$

Relaxation à l'infinie $\rho_{00} = 0.07$

- Câble de type actif-actif : 7 T15

6_1 Paramètres utilisés :

- I : moment d'inertie de la section : $I = 1.9782 \text{ m}^4$
S : section transversale : $S = 9.8025 \text{ m}^2$
h : hauteur de la section : $H = 1.5 \text{ m}$
dm : largeur moyenne (dalle équivalente) : D_m
Vs : ordonnée de la fibre supérieure de la section par rapport à l'axe neutre
 $V_s = 0.7 \text{ m}$
Vi : ordonnée de la fibre inférieure : $V_i = 0.8 \text{ m}$
 η : rendement géométrique de la section : $\eta = I / (S V_i V_s) = 0.36037$
 $\lambda = V_s / V_i = 0.875$
b : demi largeur de la dalle équivalente
bo : largeur inférieure de l'intrados
K1, K2, K3 : coefficients de concordance
ec : excentrement du câble
es : limite supérieure du faisceau limite
ei : limite inférieure du faisceau limite
F : force de précontrainte
Mp : moment global de précontrainte
Mh : moment hyperstatique de précontrainte
W : section utile d'un câble

6-2 Recherche de la précontrainte: [3]

6-2-1 Principe de la méthode :

La force de précontrainte est déterminée dans les sections les plus sollicitées toute en satisfaisant les deux conditions suivantes :

1- Condition mécanique : le faisceau limite existe , le cable cherché lui est interieur .

2- Condition géométrique : la forme intrinsèque du cable moyen , considéré trouvée par travée , doit rester à l'interieur de la dalle , compte tenu des couvertures minimales imposées et du groupage des cables en paquets verticaux .

6-2-2 Etude des faisceaux limites :

6-2-2-1 Définition:

C'est la zone où doit se trouver le centre de pression , ou' au sens de la flexion composée , pour que l'on soit assuré que les contraintes maximales et minimale admise ne soient pas dépassées sur les fibres extrêmes .

6-2-2-2 Condition d'existence :

La valeur de la précontrainte conduit à la définition d'un cable concordant , les valeurs des excentremets des limites du faisceau , pour l'effet considéré supposent nul . le moment hyperstatique développé par la précontrainte .

Ceci s'exprime , pour une section donnée , par les quatres inéquations suivantes :

$$F/S + M_1 * V_s / I + M_p * V_s / I \geq \bar{\sigma}_1$$

$$F/S + M_2 * V_s / I + M_p * V_s / I \leq \bar{\sigma}_b$$

$$F/S + M_2 * V_i / I + M_p * V_i / I \geq \bar{\sigma}_1$$

$$F/S + M_1 * V_i / I + M_p * V_i / I \leq \bar{\sigma}_b$$

Ce qui conduit aux équations des excentremets du fuseau limite :

Le fuseau de non traction :

$$e_{st} = \eta V_s (1 - \bar{\sigma}_1 * S / F) - M_2 / F$$

$$e_{it} = \eta V_i (1 - \bar{\sigma}_1 * S / F) - M_1 / F$$

Le fuseau de compression :

$$e_{sc} = \eta V_i (1 - \bar{\sigma}_b * S / F) - M_2 / F$$

$$e_{ic} = \eta V_s (1 - \bar{\sigma}_b * S / F) - M_1 / F$$

Le faisceau limite resultant défini par les excentremets e_s et e_i sera obtenu en prenant dans chaque section :

$$e_s = \min(e_{sc} , e_{st})$$

$$e_i = \max(e_{ic} , e_{it})$$

6-3 Recherche de force de précontrainte :

6-3-1 Condition mécanique :

Cette condition s'exprime d'après les inéquations par :

$$\begin{aligned} F > \Delta M / \eta h + \bar{\sigma}_1 S & : \text{ Pour le faisceau de non traction} \\ F < \Delta M / \eta h + \bar{\sigma}_b S & : \text{ Pour le faisceau de compression} \end{aligned}$$

Donc la force de précontrainte doit être entre F_{\max} et F_{\min}

$$\Delta M / \eta h + \bar{\sigma}_1 S \leq F \leq - \Delta M / \eta h + \bar{\sigma}_b S$$

Il faut qu'au moins $F_{\max} = F = F_{\min}$ ce qui permet d'obtenir la hauteur minimale de la hauteur utile minimale de la section :

$$H_{\min} = \left[2 \Delta M / (d_m \eta (\sigma_b - \sigma_1)) \right]^{1/2}$$

6-3-2 condition géométrique :

Pour une travée de rive, la condition géométrique est :

$$0.6 e_c(A_0) + 0.4 e_c(A_1) - \Delta Z + e_c(0.4l) \leq h_u$$

avec :

$$\Delta Z = 0.4 V_s(A_1) + 0.6 V_s(A_0) - V_s(0.4l)$$

$$V_s = Cst \text{ d'où } \Delta Z = 0$$

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

on se fixe :

$$k_1 = 0 \text{ sur l'appui intermédiaire}$$

$$k_2 = 1 \text{ à } 0.4l$$

$$k_3 = \text{fixé de telle façon à avoir } e_c(A_0) = 0$$

donc :

$$e_c(A_1) = \eta V_i - M_1 / F = e_i$$

$$e_c(0.4l) = \eta (1 - S \bar{\sigma}_b / F) \kappa (\lambda / (1 + \lambda)) - M_2 / F$$

donc :

$$F_{\text{geo}} = F = (0.4 M_1 - M_2 - \eta S \bar{\sigma}_b \kappa \lambda / (1 + \lambda)) / (0.4 \eta V_i - \eta \lambda / (1 + \lambda) - h_u)$$

avec $h_u = h - 1.4 \delta$

δ : entrobage minimal $\delta = 12 \text{ cm}$

les pertes de tension sont estimés de 25%

Le nombre de câble est donné Par :

$$N = 1.25 F / (W * T_G) \text{ arrondie à la valeur entière}$$

6-4 recherche du tracé du cable moyen

6-4-1 tracé du cable approché :

Pour une première approche, la force de précontrainte est considérée constante sur toute la travée donc on peut avoir le fuseau limite.

l'excentrement verticale dans chaque section est donnée par :

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

avec : k pour une travée de rive donnée par:

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

avec : $m = x/l$ α : parametre de concordance.

$K_1 = 0$ et K_3 obtenu par la condition $e(A_0) = 0$

d'où : $e_c = e_i(A_0) + (A_3 + (K_1 - K_3)m) (e_s - e_i) = 0$

avec $K_1 = 0$ $m = 0$ d'où : $K_3 = -e_i(A_0) / (e_s(A_0) - e_i(A_0))$

6-4-2 Recherche d'un cable concordant :

Le moment hyperstatique de précontrainte dans une section quelconque est une combinaison lineaire des moments hyperstatique qui s'exercent sur les appuis qui l'encadrent. le cable est construit telque : MH soit nul sur chaque appui

$$e_c = e_i + K(e_s - e_i) \quad 0 < K < 1$$

$$\text{avec } K = K_3 + (K_1 - K_3)m - \alpha_1 m(1-m) \\ - (\sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3})^2 \leq \alpha_1 \leq (\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3})^2$$

En generales les α_i sont obtenus on rendant minimale l'expression suivante :

$$\sum_{i=1}^n (\alpha_i - \bar{\alpha}_i)^2 / (\alpha_i - \alpha_i)^2 \quad \text{ou}' \quad \bar{\alpha}_i = 1/2 * (\alpha_i + \alpha_i) \\ \text{avec } \alpha_i = (\sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3})^2 \quad \alpha_i = (\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3})^2$$

Pour notre cas l'expression à rendre minimale est :

$$\phi(\alpha_1, \alpha_2) = ((\alpha_1 - \bar{\alpha}_1)^2 + (\alpha_2 - \bar{\alpha}_2)^2) / ((\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3})^2 + (\sqrt{1-K_3} + \sqrt{1-K_1})^2) \\ \bar{\alpha}_1 = \bar{\alpha}_2 = 1/2 * ((\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3})^2 - (\sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3})^2)$$

6-5 calcul du moment hyperstatique de précontrainte MH :

L'action de la précontrainte est équivalente à :

- un effort normal F tangent à la ligne moyenne
- une charge continue vertical dûe à la courbure du cable egale à $-F/R$

(R : rayon de courbure du cable)

F/R' (R' : rayon de courbure de ligne moyenne)

- des moments d'attache , aux abouts des cables : $F_1 e_1$ et $F_{n+1} e_{n+1}$

l'effet de la précontrainte en un point x est représenté par $F \cdot \vec{t}$ ou \vec{t} étant le vecteur unitaire tangent au cable moyen : $d(\vec{Ft}) = \vec{t} dF + F d\vec{t}$

$$1 = \vec{t} dF + \pi F/R dS \text{ avec : } 1/R = y / (1+y)$$

Le cable etant très peu incliné sur l'horizontale donc le terme y^2 est négligeable devant 1, nous pouvons considerer \vec{t} comme horizontal et \vec{n} comme vertical .

dF represente la variation d'effort normal la densité de charge verticale repartie (fective) dûe à la courbure du cable est :

$$W(x) = -Fy'' = -F/R \text{ de même pour celle dû à la courbure du tablier .}$$

$$W(x) = Fz'' = F/R = 0$$

Dans ces conditions les efforts dûs 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 effets de la courbure du cable et de celle de la ligne moyenne représentés par :

$$\int_{A_1}^{A_{n+1}} M''(x,\alpha) F(\alpha) (y(\alpha) - Z(\alpha)) d\alpha \quad (B)$$

et d'autre part ,des effets dûs aux moments d'attache aux extrémities du cable et ceux dûs aux brisures de ligne moyenne .

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

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

On integrant deux fois l'expression (B) et moyennant des approximations valable pour les ouvrages étudié on aboutit à :

$$M_p = F(x) e(x) - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(\alpha) \cdot e(\alpha) \frac{\partial^2 M(x,\alpha)}{\partial \alpha^2} d\alpha \quad (C)$$

$$\text{or } M_p = F(x) e + MH \quad (D)$$

$F \cdot e$: moment isostatique

MH :moment hyperstatique

$$\text{de (D) et (C) il apparait alors : } MH = - \int_{A_1}^{A_{n+1}} F(x) e(\alpha) M''_{\alpha}(x,\alpha) d\alpha$$

Chapitre 7

Tracée des cables

Chapitre 7

Tracée des câbles (câblages)

7_1_1 Détermination de Fmin, Fmax

_ La section critique est située à $0.4L$. Elle est soumise aux moment :

$$M1 = 1822.117 \text{ tm}$$

$$\Delta M = M1 - M2 = 953.463 \text{ tm}$$

$$M2 = 868.654 \text{ tm}$$

_ La hauteur utile minimale h_{min} est donnée par :

$$h_{min} = \sqrt{2 \Delta M / (\eta dm (\sigma_b - \sigma_1))}$$

$\sigma_b = 1260 \text{ t/m}^2$; $\sigma_1 = 0$; $dm = 6.535 \text{ m}$; $\eta = 0.36036$; $2 \Delta M = 1906.926 \text{ tm}$
d'où : $h_{min} = 0.802 \text{ m} < h = 1.50 \text{ m}$

_ Fmin et Fmax sont données par :

$$F_{min} = \Delta M / (\eta h) + \sigma_1 dm h = 1763.859 \text{ t}$$

$$F_{max} = - \Delta M / (\eta h) + \sigma_b dm h = 10587.291 \text{ t}$$

7_1_2 Détermination de la force géométrique FGEO

$$F_{géo} = F = (0.4M1 - M2 - \eta S \sigma_b \lambda / (1 + \lambda)) / (0.4 \eta V_i - \eta \lambda / (1 + \lambda) - h_u)$$

$$h_u = h_0 - 1.4 \delta \quad \text{avec } \delta \text{ enrobage minimale des câbles } \delta = 0.12 \text{ m}$$

$$h_u = 1.5 - 1.4 * 0.12 = 1.332 \text{ m} ; M1 = -2365.658 \text{ t} ; M2 = 1822.117 \text{ t}$$

$$\text{d'où : } F_{géo} = 2999.401 \quad , \quad F_{min} < F_{géo} < F_{max}$$

7_1_3 Nombre de Câble N

On estime les pertes de précontraintes à 25% donc :

$$N = 1.25 F_{géo} / (w TG) = (1.25 * 2999.401 * 10) / (973 * 148000) = 26.035$$

On choisit : $N = 27$ câble (type de câble: 7T15)

7_2 Tracé du câble approché

_ fuseau de non compression :

$$e_{sc} = \eta V_i (1 - S \sigma_b / F) - M2 / F$$

$$e_{ic} = \eta V_s (1 - S \sigma_b / F) - M1 / F$$

_ fuseau de non traction :

$$e_{st} = \eta V_s (1 - S \sigma_1 / F) - M2 / F$$

$$e_{it} = \eta V_i (1 - S \sigma_1 / F) - M1 / F$$

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

$$\text{travée de rive : } K = K3 + (K1 - K3) m - \alpha (1 - m) m$$

avec : $m = x/l$; α paramètre de concordance , on prend $\alpha = 0$

$$K1 = 0 \text{ sur appui intermédiaire, } K2 = 1 \text{ à } (0.4 l)$$

$$K3 \text{ est donnée telque } e_c(A0) = 0 \text{ d'où } K = K3 = e_i / (e_i - e_s) = 0.533$$

$$\text{d'où } e_c = e_i + K3 (1 - m) (e_s - e_i)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant (7.1)

le câble approché est représenté (figure 7.1)

Section	$e_{sc}(m)$	$e_{ic}(m)$	$e_{st}(m)$	$e_{it}(m)$	fai sea u r è s u l t a n t		$e_c(m)$
					$e_j(m)$	$e_s(m)$	
0,00 L	0,901	-0,788	0,252	-0,288	-0,288	0,252	0,00
0,05 L	0,755	-0,868	0,106	-0,363	-0,363	-0,106	-0,128
0,10 L	0,631	-0,936	0,018	-0,436	-0,436	-0,018	-0,235
0,15 L	0,526	-0,991	-0,123	-0,491	-0,491	-0,123	-0,324
0,20 L	0,441	-1,034	-0,208	-0,534	-0,534	-0,208	-0,395
0,25 L	0,375	-1,064	-0,270	-0,564	-0,564	-0,274	-0,448
0,30 L	0,328	-1,081	-0,321	-0,581	-0,581	-0,321	-0,484
0,35 L	0,300	-1,086	-0,349	-0,586	-0,586	-0,349	-0,504
0,40 L	0,292	-1,078	-0,357	-0,578	-0,578	-0,357	-0,507
0,45 L	0,304	-1,057	-0,345	-0,557	-0,557	-0,345	-0,495
0,50 L	0,335	-1,024	-0,314	-0,524	-0,524	-0,314	-0,468
0,55 L	0,363	-0,979	-0,266	-0,479	-0,479	-0,266	-0,428
0,60 L	0,452	-0,921	-0,197	-0,421	-0,421	-0,197	-0,373
0,65 L	0,538	-0,850	-0,111	-0,350	-0,350	-0,111	-0,305
0,70 L	0,644	-0,766	-0,005	-0,266	-0,266	-0,005	-0,224
0,75 L	0,771	-0,670	0,122	-0,170	-0,170	0,122	-0,131
0,80 L	0,913	-0,562	0,264	-0,062	-0,062	0,264	-0,027
0,85 L	1,062	-0,432	0,413	0,068	0,068	0,413	0,096
0,90 L	1,219	-0,276	0,570	0,224	0,224	0,570	0,242
0,95 L	1,375	-0,094	0,724	0,406	0,406	0,724	0,414
1,00 L	1,450	-0,002	0,801	0,502	0,502	0,801	0,502

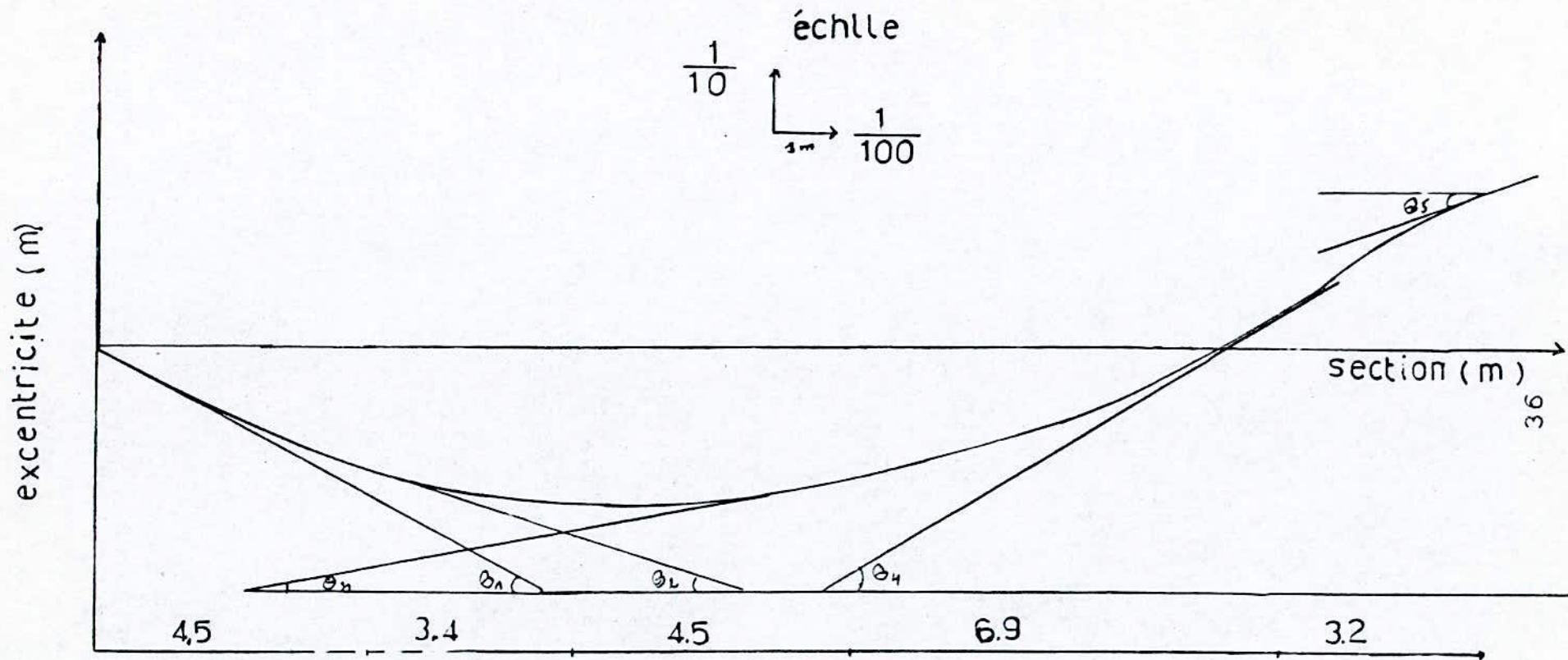
TABLEAU 7.1 Excentricites du câble approché

7.3 Evaluation des pertes statiques sur le tracé approché : (4)

7.3.1 Pertes par frottement

Deux pertes élémentaires interviennent :

— Frottement dans les courbes : à la mise en tension , le câble se plaque contre la génératrice interne de sa gaine dans la partie courbe de son tracé (le câble tend à se mettre en ligne droite) .



EXCENTRICITES DU CABLE APPROCHE

Il en résulte des frottements entre le câble et sa gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage : $\Delta T = -Tf\theta$

T : La tension à l'origine de la Courbe

f : Coefficient de frottement

θ : La déviation angulaire entre deux points .

Les déviations parasite: Ils sont d'autant plus faible que le câblage est bien réalisé . cette déviation est défini en générale :

$$\Delta T = -T\epsilon$$

ϵ : déviation parasite unitaire (par mètre linéaire)

d'où : Les pertes totales dues au frottement sont données par : $\Delta T = -T(f\theta - \epsilon Li)$

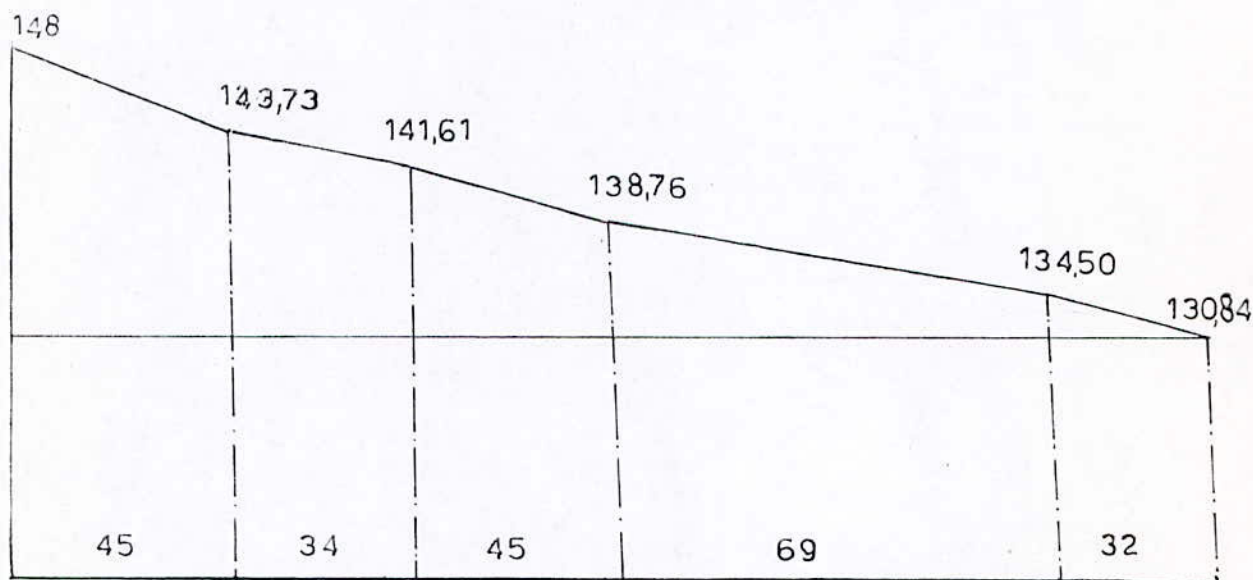
Les résultats sont données dans le tableau (7-2) .

7.3.2 Pertes par recul d'ancrage

Ce système d'ancrage est à coincement conique , il y a une rentrée d'ancrage après clavage de l'armature tendue . Ce qui provoque une perte de tension $\Delta T(x)$ qui décroît en s'éloignant de l'ancrage . Les frottements du Câble dans sa gaine sont mobilisés en sens inverse des frottements lors de la traction . Les deux diagrammes des pertes statiques sont des polygones anti-parallèles par rapport à l'axe des abscisses sur une longueur P.S . Pour le calcul de cette pertes on évalue l'énergie de frottement dissipée de deux manières différentes.

D'après la loi de HOOKE $\Delta T(x) dx = E \Delta C / 1000$

Donc on va rechercher l'abscisse de S , satisfaisant telle égalité .



Soit S_n , La somme des aires de part et d'autre de l'axe mené par S .

$$S = \int T(x) dx$$

$$S_n = \Delta T_1 L_1 + \Delta T_2 L_2 + \dots + \Delta T_n L_n + 2L_1 (\Delta T_2 + \dots + \Delta T_n) + 2L_2 (\Delta T_3 + \dots + \Delta T_n) + \dots + 2L_{n-1} \Delta T_n$$

$$S_n = S_{n-1} + \Delta T_n (2L_1 + 2L_2 + \dots + 2L_{n-1} + L_n)$$

Deviation angulaire α		L_i m	frottement $\Delta f(\alpha)$ kg/mm ²	recul d'ancrage kg/mm	T_S kg/mm ²
I	0,108	45	4,209	24,131	123,869
I ₁	0,065	34	2,738	15,713	128,078
I ₂	0,036	45	2,291	10,2372	130,815
I ₃	0,121	6,9	5,266	5,655	133,407
I ₄	0,064	3,2	2,652	0,00	133,496
I ₅				0,00	130,844

TABLEAU:7-2 Evaluation des pertes statique

section	X_i (m)	ΔT_f kg mm ²	T_S kg mm	ΔT_{recul}	F(t)
000	0,00	2,1044	123,869	24,131	3254,157
010	2,25	4,2090	125,973	19,922	3309,427
020	4,50	6,021	128,078	15,713	3364,737
030	6,75	7,507	129,890	12,089	3412,332
040	9,00	8,653	131,376	9,117	3451,374
050	11,25	10,077	132,521	6,826	3481,467
060	13,50	11,795	133,446	3,976	3518,903
070	15,75	13,512	135,663	0,542	3564,013
080	18,00	15,291	134,488	0,00	3533,137
090	20,25	17,156	132,776	0,00	3486,390
100	22,50		130,844	0,00	3437,407

TABLEAU:7-3 Recapitulif des pertes statique sur cable approché

On cherche la valeur de S_n la plus voisine par défaut de $E \Delta C / 1000$ est on déterminera la position de "S" on posant : $K = \Delta T_{n+1} / L_{n+1} = \Delta T_S / L_S$

$$E \Delta C = S_n + \Delta T_{n+1} (2L_1 + 2L_2 + \dots + 2L_n + L_{n+1}) = S_n + \Delta T_S (2L_1 + 2L_2 + \dots + 2L_n + \Delta T / K)$$

dans notre cas : $n=3$; $L_1=4.5$ m ; $L_2=3.4$ m ; $L_3=4.5$ m

$$\text{donc : } S_n = S_3 = \Delta T_1 L_1 + \Delta T_2 L_2 + \Delta T_3 L_3 + 2L_1(\Delta T_2 + \Delta T_3) + 2L_2 \Delta T_3 = 9.9399 \cdot 10 \text{ kg/mm}$$

$$\Delta C = 9 \text{ mm d'ou : } E \Delta C / 1000 = 1.8 \cdot 10 \text{ kg/m}$$

$$K = \Delta T_S / L_S = \Delta T_4 / L_4 = 5.266 / 6.9 = 7.6318 \cdot 10$$

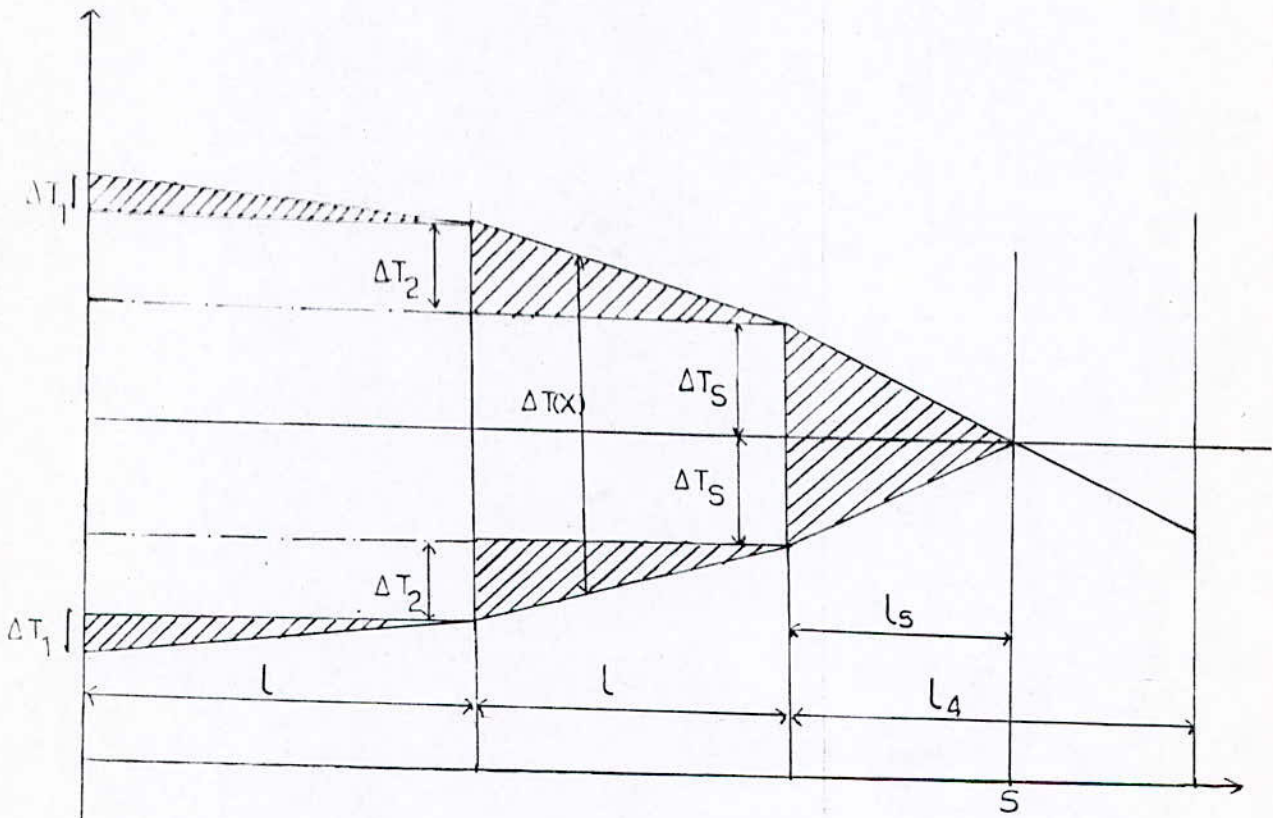
$$\text{soit : } E \Delta C / 1000 = S_3 + \Delta T_S (2L_1 + 2L_2 + 2L_3 + \Delta T_S / K) = 0$$

$$\text{d'ou : } \Delta T_S + 2K(L_1 + L_2 + L_3) \Delta T_S + K(S_3 - E \Delta C / 1000) = 0$$

$$\Delta T_S + 18.9268 \Delta T_S - 61.5131 = 0$$

$$\Delta T_S = 2.8276 \text{ kg/mm}^2 ; L_S = \Delta T_S / K = 3.705 \text{ m}$$

$$x = L_1 + L_2 + L_3 + L_S = 16.105 \text{ m}$$



7_4 Tracé du câble concordant

On Prend : $K_1 = 0$ sur appui intermédiaire

$K_2 = 1$ en $0.4 L$ Pour la travée (1)

$K_3 = 0.533$ telle que : $ec(A_0) = 0$

$$\text{d'ou : } K = 0.533(1-m) - \alpha_1 m(1-m)$$

$$\text{donc : } ec = ei + 0.533(1-m)(es - ei) - \alpha_1 m(1-m)(es - ei) \quad \text{avec } m = x/L$$

Pour la 2ème travée les résultats sont : (par symétrie)

$$ec = ei + 0.533 m(es - ei) - \alpha_2 m(1-m)(es - ei)$$

Section	T_s (kg mm)	F_c (t)	e_i (m)	e_s (m)	e_c (m)	Fe_c (t m)	$M''_{\frac{e}{F}}$	FMe_c
0,00	123,87	3254,6	-0,288	-0,252	000	0 00	000	000
0,05	124,92	3281,80	-0,362	-0,119	-0,118 - 0,0228 α_1	-387,58 - 72,83 α_1	Q0033	-1,291 - 0,243 α_1
0,10	125,97	3309,45	-0,422	-0,008	-0,216 - 0,0387 α_1	-714,84 - 128,08 α_1	Q0067	-4,768 - 0,854 α_1
0,15	127,03	3337,09	-0,471	-0,084	-0,268 - 0,0493 α_1	-893,34 - 164,45 α_1	Q0100	-8,933 - 1,645 α_1
0,20	128,09	3364,74	-0,507	-0,157	-0,358 - 0,0559 α_1	-1203,57 - 188,09 α_1	Q0133	-16,044 - 2,507 α_1
0,25	129,97	3388,53	-0,532	-0,213	-0,404 - 0,0598 α_1	-1369,98 - 202,63 α_1	Q0167	-22,838 - 3,378 α_1
0,30	129,89	3412,33	-0,545	-0,251	-0,435 - 0,0618 α_1	-1485,73 - 210,88 α_1	Q0200	-29,715 - 4,218 α_1
0,35	130,80	3436,13	-0,548	-0,271	-0,452 - 0,0629 α_1	-1552,79 - 216,13 α_1	Q0233	-36,227 - 5,042 α_1
0,40	131,38	3451,37	-0,540	-0,276	-0,455 - 0,0634 α_1	-1571,76 - 218,82 α_1	Q0267	-41,919 - 5,836 α_1
0,45	131,95	3466,42	-0,521	-0,263	-0,445 - 0,0638 α_1	-1543,94 - 221,16 α_1	Q0300	-46,318 - 6,635 α_1
0,50	132,52	3481,48	-0,492	-0,234	-0,423 - 0,0644 α_1	-1472,66 - 244,21 α_1	Q0333	-49,040 - 8,132 α_1
0,55	133,09	3496,52	-0,452	-0,191	-0,389 - 0,0645 α_1	-1360,49 - 225,53 α_1	Q0367	-49,889 - 8,270 α_1
0,60	133,95	3518,90	-0,401	-0,130	-0,343 - 0,0650 α_1	-1208,04 - 228,73 α_1	Q0400	-48,322 - 9,149 α_1
0,65	134,80	3441,46	-0,340	-0,054	-0,287 - 0,0651 α_1	-1016,39 - 230,55 α_1	Q0433	-44,041 - 9,990 α_1
0,70	135,66	3564,01	-0,270	0,037	-0,221 - 0,0644 α_1	-787,29 - 229,52 α_1	Q0467	-36,743 - 10,712 α_1
0,75	135,35	3556,96	-0,189	0,143	-0,145 - 0,0622 α_1	-515,22 - 221,16 α_1	Q0500	-25,761 - 11,058 α_1
0,80	134,49	3533,14	0,096	0,262	-0,058 - 0,0574 α_1	-205,63 - 202,80 α_1	Q0533	10,966 - 10,815 α_1
0,85	133,62	3510,58	0,015	0,390	-0,045 - 0,0478 α_1	158,68 - 167,81 α_1	Q0567	8,992 - 9,510 α_1
0,90	132,71	3486,39	0,152	0,526	-0,172 - 0,0336 α_1	598,61 - 117,14 α_1	Q0600	35,917 - 7,029 α_1
0,95	131,78	3461,90	0,312	0,660	-0,321 - 0,0166 α_1	1111,27 - 57,33 α_1	Q0633	70,377 - 3,630 α_1
1,00	130,84	3437,41	0,400	0,731	0,400	1374,96	Q0667	91,669

TABLEAU:7.4 : Tableau servant à La détermination des excentricité du cable concordant

7_4_1 Moment hyperstatique de précontrainte MH

Le moment hyperstatique sera donné par l'intégrale suivante :

$$MH = - \int F(\alpha) e(\alpha) M\alpha(x, \alpha) d\alpha$$

qui sera calculée en utilisant la méthode de SIMPSON

$$MH = -h/3 (y_0 + y_n + 4\sigma_1 + 2\sigma_2) \quad \text{avec : } y_0 = y_n = 0 \quad ; \quad n=40$$

$$\sigma_1 = y_1 + y_3 + y_5 + \dots + y_{39}$$

$$\sigma_2 = y_2 + y_4 + y_6 + \dots + y_{38}$$

$$\text{tout calcul fait on trouve : } \sigma_1 = -311.8566 - 128.8 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

$$\sigma_2 = -175.9938 - 118.5042 (\alpha_1 + \alpha_2)$$

$$MH = -1.125/3 (4\sigma_1 + 2\sigma_2)$$

Pour trouver les α_i on doit rendre min l'expression suivante :

$$\varepsilon(\alpha_1, \alpha_2) = ((\alpha_1 - \alpha_1) + (\alpha_2 - \alpha_2)) / ((\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3}) + (\sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3}))$$

pour cela on utilise la méthode de Lagrange :

$$\alpha' = - \left(\frac{\sqrt{1-K_1} + \sqrt{1-K_3}}{\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3}} \right)^2 = - \left(\frac{1 + \sqrt{1-0.533}}{\sqrt{0.533}} \right)^2 = -2.834$$

$$\alpha'' = \left(\frac{\sqrt{K_1} + \sqrt{K_3}}{\sqrt{0.533}} \right)^2 = 0.533$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 1/2 (\alpha' + \alpha'') = 2.647$$

$$\text{d'où : } \varepsilon(\alpha_1, \alpha_2) = ((\alpha_1 - 2.647)^2 + (\alpha_2 - 2.647)^2) / 11.335$$

rendre l'expression $\varepsilon(\alpha_1, \alpha_2)$ min revient à rendre l'expression $\phi(\alpha_1, \alpha_2)$ min tel que :

$$\phi(\alpha_1, \alpha_2) = \varepsilon(\alpha_1, \alpha_2) + \lambda f(\alpha_1, \alpha_2) = \varepsilon(\alpha_1, \alpha_2) + \lambda MH$$

$$\partial\phi / \partial\alpha_1 = 2(\alpha_1 - 2.647) / 11.335 - 267.0782 \lambda = 0 \quad (1)$$

$$\partial\phi / \partial\alpha_2 = 2(\alpha_2 - 2.647) / 11.335 - 267.0782 \lambda = 0 \quad (2)$$

$$\text{d'où : } \alpha_1 = \alpha_2 = 1513.6657 \lambda + 2.647 = 0$$

on remplaçant α_1, α_2 par leurs valeurs dans $MH(\alpha_1, \alpha_2)$

$$\text{donc : } -599.7803 - 267.0782 * 2(1513.6657 \lambda + 2.647) = 0$$

$$-2013.6923 - 808532.2211 \lambda = 0$$

$$\text{d'où : } \lambda = -0.0024905$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = -1.12278$$

7_4_2 Calcul des excentricité (ec)

Les résultats sont représentés dans le tableau précédent .

Pour le tracé du câble concordant on remplace α_1 et α_2 dans ec par leurs valeurs d'où les résultats suivant : (Tableau 7.5)

7_5 Tracé du câble définitif

Le câble définitif sera obtenue on effectuant une translation du câble concordant vers le bas par une transformation linéaire de la forme : $y = A x/L$ et ceci de telle façon que la couverture sur appui soit la même que celle en travée .

$$\text{soit } d_1 = d_2 = 12 \text{ cm}$$

$$ed_1 = ec_1 - y_1 = ec_1 - A \quad \text{sur appui}$$

$$ed_2 = ec_2 - y_2 = ec_2 + 0.4A \quad \text{à } 0.4L$$

avec : ec_1, ec_2 sont respectivement les excentrement du câble concordant sur appui et en travée .

ed_1, ed_2 sont les excentrement du câble définitif

$$\text{donc : } d_1 = V_s - ed_1 = V_s - ec_1 + A$$

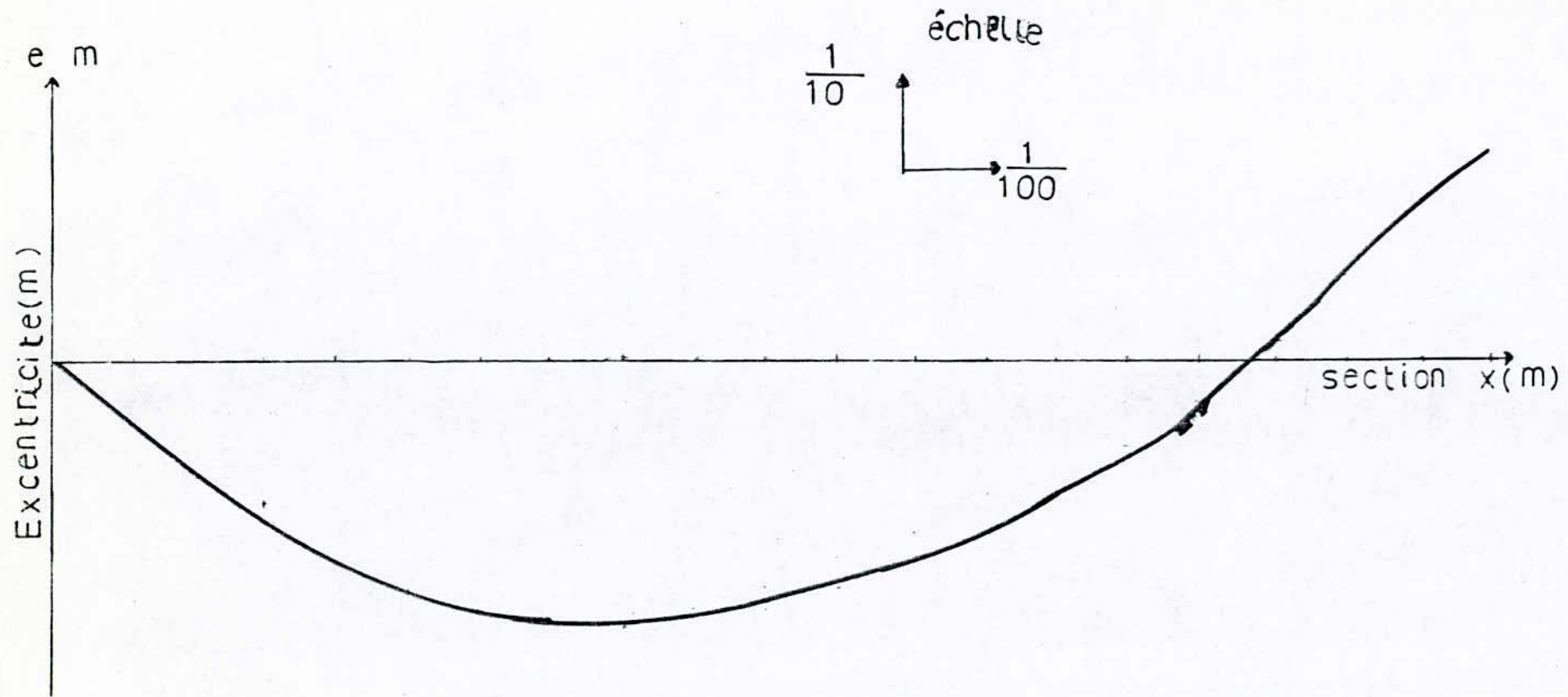
$$d_2 = V_i - ed_2 = V_i - ec_2 - 0.4A$$

$$d_1 = d_2 \quad \text{d'où : } A = (V_i - V_s + ec_1 - ec_2) / 1.4 = (0.8 - 0.7 + 0.4 - 0.3842) / 1.4 = 0.0827$$

$$\text{donc : } y = 0.0827 X/L = 0.0827 \alpha$$

section	Y (m)	e_c (m)	e_d (m)
0,00 L	0,00	0,00	0,00
0,05 L	0,041	-0,093	-0,0981
0,10 L	0,083	-0,173	-0,181
0,15 L	0,12	-0,212	-0,225
0,20 L	0,17	-0,295	-0,311
0,25 L	0,21	-0,337	-0,352
0,30 L	0,25	-0,366	-0,391
0,35 L	0,29	-0,381	-0,410
0,40 L	0,33	-0,384	-0,417
0,45 L	0,37	-0,374	-0,411
0,50 L	0,41	-0,351	-0,392
0,55 L	0,46	-0,317	-0,362
0,60 L	0,49	-0,274	-0,320
0,85 L	0,54	-0,214	-0,268
0,70 L	0,57	-0,149	-0,207
0,75 L	0,62	-0,075	-0,137
0,80 L	0,66	0,006	-0,060
0,85 L	0,70	0,099	0,028
0,90 L	0,74	0,209	0,135
0,90 L	0,79	0,339	0,261
1,00 L	0,83	0,40	0,317

TABLEAU: 7: 5 excentricites d cable definitif



EXCENTRICITES DU CABLE DEFINIFF

7_6 Evaluation des pertes sur le Câble définitif

7_6_1 Pertes statique

7_6_1_1 Pertes par frottement

Comme pour le calcul des pertes dans le cas du câble approché on divise la courbe en tronçons parabolique et on évalue les pertes.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant (tableau 7.6)

7_6_1_2 Perte par recul d'ancrage

On a : $n=3$; $L_1 = 4.5$ m ; $L_2 = 4.5$ m ; $L_3 = 5.625$ m

$$S_3 = \Delta T_1 L_1 + \Delta T_2 L_2 + \Delta T_3 L_3 + 2L_1 (\Delta T_2 + \Delta T_3) + 2L_2 \Delta T_3$$

$$S_3 = 126878 \text{ kg/mm} \quad ; \Delta C = 9 \text{ mm}$$

$$E \Delta C / 1000 = 180000 \text{ kg/mm}$$

$$K = \Delta T_s / L_s = \Delta T_4 / L_4 = 4.5746 / 5.625 = 81326 \text{ kg/mm}^3$$

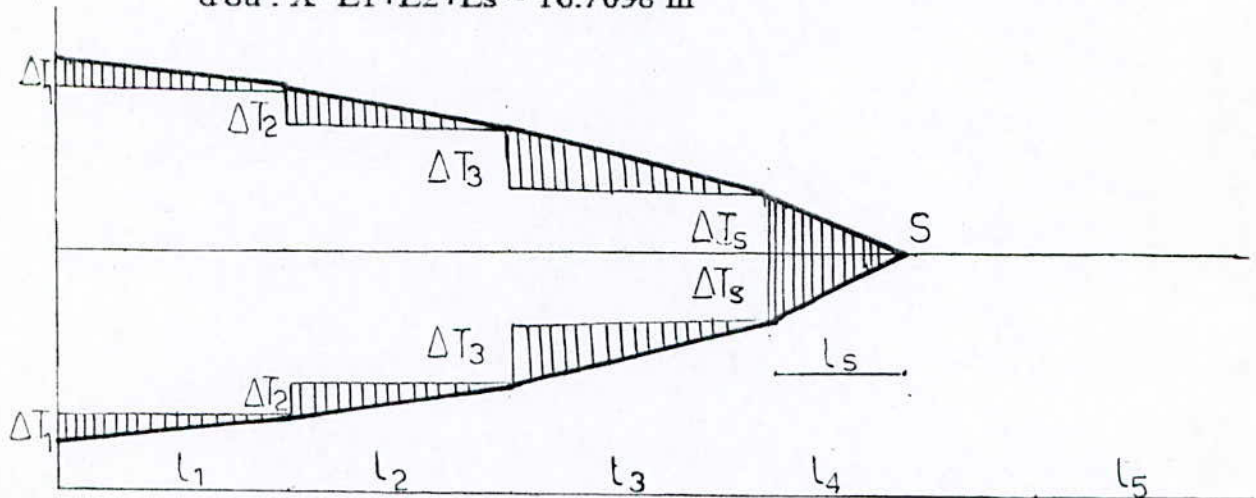
$$E \Delta C / 1000 = S_3 + \Delta T_s + (2L_1 + 2L_2 + 2L_3 + \Delta T_s / K)$$

$$\Delta T_s + 2K (L_1 + L_2 + L_3) \Delta T_s - 43.2061 = 0$$

$$\Delta T_s = 1.6955 \text{ kg/mm}^2$$

$$L_s = \Delta T_s / K = 1.6955 / 8.1326 \cdot 10 = 2.0848$$

$$\text{d'ou : } X = L_1 + L_2 + L_s = 16.7098 \text{ m}$$



L'effet du recul d'ancrage se fait sentir à 16.7098 m dans la travée droite et à 28.2902 m dans la travée de gauche.

	diviation θ rd	L_j m	ΔT Kg/mm^2	recul d'ancrage	T_s Kg/mm^2
P				22,1736	12,799
I_1	0,0839	4,5	3,5689	15,0358	131,06
I_2	0,05054	4,5	2,6784	9,6790	136,89
I_3	0,05277	5,625	3,0708	3,3910	136,00
I_4	0,1263	5,625	5,029	0,00	134,08
I_5	0,0579	2,25	2,2087	0,00	132,11

TABLEAU: 7.6 Pertes Par frottement et Par recul

d'ancrage sur Le cable définitif

section	ΔT_f Kg/mm ²	recul d'ancrage Kg/mm ²	T_s Kg/mm ²
0,00	1,7845	22,1736	125,826
0,10	3,5689	18,6137	127,602
0,20	4,9081	15,0358	129,395
0,30	7,4756	12,3574	130,735
0,40	8,7038	9,6790	132,074
0,50	10,3239	7,2224	133,302
0,60	12,3357	4,7657	134,531
0,70	12,3357	1,5257	136,150
0,80	14,3474	0,00	135,664
0,90	16,5561	0,00	133,653
1,00		0,00	131,444

TABLEAU-7:7 Perte en chaque section

7.6.1.3 Pertes dues au raccourcissement élastique

La mise en tension des câbles successive, entraîne un raccourcissement instantané du béton d'où la diminution de la force de traction dans les câbles, de là résulte une perte égal à :

$$\Delta T_1 = 1/2 * \sigma_b * E_a / E_i$$

avec

$$E_i = 210\,300 \text{ kg/mm}^2$$

$$E_a = 20000 \text{ kg/mm}^2$$

étant la contrainte du béton dans la section considérée au niveau du câble moyen, sous l'effet de la charge permanente (ossature seule) et de l'effort de précontrainte appliqué :

$$\sigma_b = \frac{M_{oss} * e_d}{I} + \frac{N W (1/S + e_c * e_d / I)}{A} (T_s - 1/2 \sigma_b * E_a / E_i) \quad [3]$$

On pose $A = \frac{N W (1/S + e_c * e_d / I)}{T_s - 1/2 \sigma_b * E_a / E_i}$

$$\text{d'où : } \sigma_b = \frac{M_{oss} * e_d}{I} (1 + A * E_a / 2 E_i) + \frac{A T_s}{(1 + A / 2 * E_a / E_i)}$$

7_6_2 Pertes au cours du temps (Pertes différées)

7-6-2-1 : Relaxation des aciers :

C'est une perte sous longueur constante . en un point déterminé d'une armature non toronnée sa valeur au temps t_0 est égale au moins à :

$$1.1 * (\sigma_i / RG - 0.55) * \text{rel } 120h$$

max

$$8 * (\sigma_i / RG - 0.55) * \text{rel } 1000h$$

avec : rel 120 , rel 1000 sont respectivement les relaxation maximal de L'acier utilisé à 120 heures et à 1000 heures pour une tension initiale de 0.8 RG .

σ_i : tension initiale au point considéré après évaluation des pertes statiques .

La Perte de tension est donnée alors par :

$$\text{max} \begin{cases} 1.1 \sigma_i (\sigma_i / RG - 0.55) * \text{rel } 120 \\ 8 \sigma_i (\sigma_i / RG - 0.55) * \text{rel } 1000 \end{cases}$$

Pour des armatures toronnées la perte de tension est majorée à 20% de la valeur donnée ci dessus

7_6_2_2 Retrait du béton

Le retrait se développe dès le durcissement du béton . Pour l'Algerie , Pour des construction non massives à l'air libre le raccourcissement final $\rho'o$ peut être évalué à $\rho'o = 0.0003$ ce qui corespond à une détention lent est élastique des aciers égale à :

$$\text{temps } \alpha \text{ à } \Delta T3 = \rho'a * E_a = 0.0003 * 2 * 10 = 6 \text{ kg/mm}^2$$

7_6_2_3 Fluage du béton

On calculera le raccourcissement relatif de fluage ϵ_f comme une déformation élastique différée en fonction de la contrainte σ_n du béton

$$\epsilon_t = \sigma_b / E_t$$

Ce qui correspond à une détension d'aciers : $\Delta T4 = \sigma * E_a / E_f$

$$\text{avec : } \sigma_b = M_{\text{vid}} * e_d / I (1 + A * E_a / E_f) + A T3 / (1 + A * E_a / E_f)$$

$$E_f = 105000 \sigma_{28} \quad ; \quad A = (1/S + e_c * e_d / I) * N W$$

7_7 Tension dans les armatures au cours des defferentes phases

On distingue trois phases :

- Phase initiale de la mise en tension :

$T_i = T_s$ avec : T_s : Contrainte obtenue apres évaluation des pertes par frottement et par recul d' ancrage .

- Phase finale au temps infinie :

$$T_s = T_s - \Delta T1 - \Delta T2 - \Delta T4$$

ou' : $\Delta T1$: Perte dûe au raccourcissement élastique .

$\Delta T2$: Perte dûe à la relaxation des aciers .

$\Delta T3$: Perte dûe au retrait du béton .

$\Delta T4$: Perte dûe au fluage du béton .

- Phase de la mise en service à 90 jours :

$$T_{90j} = T_s - \Delta T1 - \Delta T5 - \Delta T6 - \Delta T7$$

ou' : $\Delta T5 = 4.4 * \sigma_i (\sigma_i / RG - 0.55) * \rho_{1000} * 1.2$ Relaxation

$$\Delta T6 = 0.45 * (\Delta T3) \quad \text{Retrait}$$

$$\Delta T7 = 0.45 * (\Delta T4) \quad \text{Fluage}$$

section	T_s Kg/mm	σ_b Kg/mm ²	ΔT_s Kg/mm ²	Moss t m	T_1 Kg/mm ²	F_L t
0,00 L	125,826	0,337	0,961	0,000	124,865	3280,331
0,10 L	127,602	0,358	1,019	403,205	126,583	3325,454
0,20 L	129,395	0,396	1,128	682,345	128,268	3369,715
0,30 L	130,735	0,432	1,228	837,425	129,507	3402,268
0,40 L	132,074	0,450	1,280	868,988	130,794	3436,091
0,50 L	133,302	0,445	1,267	775,398	132,0348	3468,686
0,60 L	134,531	0,424	1,206	558,288	133,324	3502,565
0,70 L	136,150	0,398	1,132	217,095	135,019	3547,074
0,80 L	135,664	0,371	1,056	-248,126	134,608	3536,299
0,90 L	133,653	0,352	1,000	-837,425	132,652	3484,909
1,00 L	131,444	0,324	0,923	-1550,785	130,521	3428,925

TABLEAU - 7.8 Perte due au raccourcissement elastique

Section	T_1 Kg/mm	RELAXATION		RETRAIT		FLUAGE		
		ΔT_5 Kg/mm	T_5 Kg/mm	T_6 Kg/mm	T_6 Kg/mm	ΔT_7 Kg/mm	T_7 Kg/mm	F_{90} (t)
0,00 L	1248 65	2,4 71	122,894	2,7	119,694	1,514	118,205	3105,364
0,10 L	126,583	2,6 91	123,394	2,7	121,192	1,514	119,678	3144,339
0,20 L	128,267	2,9 12	125,356	2,7	122,656	1,514	121,097	3181,339
0,30 L	129,507	3,0 78	126,429	2,7	123,729	1,608	122,121	3208,241
0,40 L	130,794	3,2 53	127,529	2,7	124,841	1,653	123,188	3236,207
0,50 L	132,035	3,4 24	128,641	2,7	125,911	1,678	124,233	3263,725
0,60 L	133,324	3,6 04	129,720	2,7	127,020	1,687	125,333	3292,623
0,70 L	135,019	3,8 46	131,173	2,7	128,473	1,687	126,786	3330,723
0,80 L	134,609	3,7 87	130,822	2,7	128,122	1,623	126,499	3383,929
0,90 L	132,652	3,5 10	129,142	2,7	126,442	1,440	125,002	3283,929
1,00 L	130,521	3,2 15	127,306	2,7	124,606	1,029	123,577	3246,490

TABLEAU 7:9 Pertes et Forces de precontrainte à 90 jours

section	M _{vid} (t.m)	RELAXATION			RETRAIT		FLUAGE			F _∞ t
		T ₁ Kg/mm ²	ΔT ₂ Kg/mm ²	T ₂ Kg/mm ²	ΔT ₃ Kg/mm ²	T ₃ Kg/mm ²	σ Kg/mm ²	ΔT ₄	T ₄ Kg/mm ²	
0,00L	0,00	124,865	4,493	120,372	6,00	114,372	0,301	3,310	111,062	2917,709
0,10L	490,320	126,583	4,893	121,689	6,00	115,689	0,306	3,365	112,324	2950,864
0,20L	829,770	128,267	5,295	122,973	6,00	116,973	0,315	3,464	113,509	2981,995
0,30L	1018,375	129,507	5,594	123,911	6,00	117,911	0,325	3,574	114,337	3003,747
0,40L	1056,730	130,794	5,914	124,889	6,00	118,874	0,334	3,673	115,206	3026,577
0,50L	942,922	132,035	6,225	125,809	6,00	119,809	0,339	3,728	116,081	3049,564
0,60L	678,903	133,324	6,553	126,771	6,00	120,771	0,341	3,749	117,022	3074,285
0,70L	264,020	135,019	6,993	128,026	6,00	122,026	0,341	3,910	118,277	3107,055
0,80L	-301,735	134,609	6,886	127,723	6,00	121,723	0,328	3,607	118,116	3103,825
0,90L	-1018,357	132,652	6,382	126,270	6,00	120,270	0,291	3,200	117,670	3075,516
1,00L	-1885,843	130,521	5,846	124,675	6,00	118,675	0,208	2,288	116,388	3057,629

TABLEAU 7.10 Pertes au temps infini t_∞

section	ed m	$F_i t$	$F_{90} t$	$F_{\infty} t$	M_H^{tm}	M_{H90}^{tm}	M_H^{tm}	$I m^4$	$S m^2$	$V_i m$	$V_s m$
0,00 L	-0,00	3280,331	3105,364	2917,709	0,00	0,00	0,00	1,9782	9,7101	0,800	0,700
0,10 L	-0,1809	3325,454	3144,339	2959,864	28,357	26,848	25,289	1,9752	9,7101	0,8018	0,6982
0,20 L	-0,3114	3369,715	3181,339	2981,995	56,714	53,697	50,577	1,9692	9,7101	0,8030	0,6970
0,30 L	-0,3908	3402,268	3208,241	3003,747	85,072	80,546	75,866	1,9641	9,7101	0,8037	0,6963
0,40 L	-0,4173	3436,081	3236,272	3026,577	113,429	107,394	101,154	1,9621	9,7101	0,8040	0,6960
0,50 L	-0,3921	3468,586	3263,725	3049,564	141,786	134,243	126,443	1,9639	9,7101	0,8037	0,6963
0,60 L	0,3199	3502,565	3292,723	3074,285	170,143	161,091	151,732	1,9684	9,7101	0,8031	0,6970
0,70 L	0,2065	3547,074	3330,795	3107,255	198,580	187,939	177,020	1,9743	9,7101	0,8020	0,6980
0,80 L	0,060	3536,299	3323,255	3103,025	226,850	214,770	202,309	1,9779	9,7101	0,8016	0,6994
0,90 L	0,135	3484,909	3283,925	3075,546	255,214	241,637	227,597	1,9765	9,7101	0,7987	0,7013
1,00 L	0,3173	3428,925	3246,491	3057,629	283,572	268,495	252,866	1,9689	9,7101	0,7970	0,7030

TABLEAU 7:11 Récapitulatif des résultats

EPURES DE CABLAGE

ÉCHELLE
 $\frac{1}{10}$
 $\frac{1}{50}$

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

→ Limite supérieure du Fuseau

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

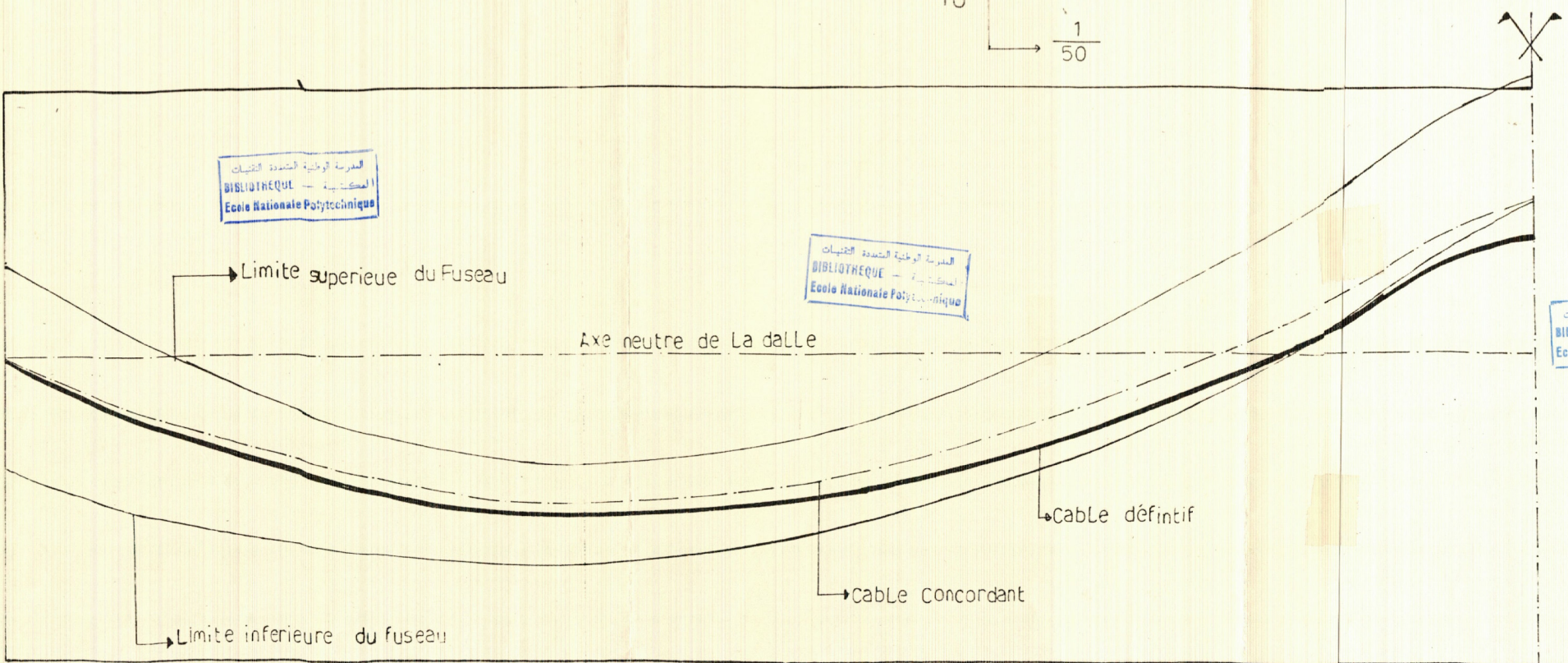
Axe neutre de La dalle

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

→ Cable définitif

→ Cable Concordant

→ Limite inférieure du fuseau



Chapitre 8

Vérification des contraintes

Chapitre 8

Vérification de la précontrainte

8.1 Vérification des contraintes normales

Le règlement impose de vérifier l'ouvrage aux divers stades de construction et sous les divers cas de surcharges les plus défavorables .

Dans notre cas ,on a considéré q 'un seul cas de surcharges et quatre phases sont à étudier.

1^{ere} phase :

Après la mise en tension des armatures et sous le seul poids de l'ossature de notre ouvrage , les contraintes à considéré sont celles dûes au poids de l'ossature et celles dûes à l'action des armatures de précontrainte .

2^{eme} phase :

Mise en place de la superstructures , on prend en compte les contraintes dûes aux poids propre de l'ouvrage à vide et la mise en tension des armature on considiront aussi les pertes de tension par déformation différée dans les armatures .

3^{eme} phase :

Sous l'effet des surcharges d'exploitation à 90 jours

4^{eme} Phase :

Contraintes dûes au complement des pertes de tension à l'état définitif de l'ouvrage .

* à vide et sous l'action des surcharges

-- Les valeurs des contrainte normale agissant dans une section sont donné par les formules suivantes :

$$\sigma_s = M/I * V_s + F/S + F_{ed}/I * V_s + M_H/I * V_s$$

$$\sigma_i = M/I * V_i + F/S + F_{ed}/I * V_i + M_H/I * V_i$$

	OSSATURE M_G		OSSATURE + SUPÉRSTRUCTURE			
	PHASE INITIAL		MISE EN SERVICE		PHASE INFINIE	
section	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	337,830	337,830	319,810	319,810	403,470	403,470
0,10 L	282,380	411,490	305,560	344,740	297,460	311,280
0,20 L	237,210	473,550	289,690	371,350	290,030	326,780
0,30 L	206,060	516,970	275,490	393,780	281,110	341,930
0,40 L	193,720	538,870	267,180	409,660	274,410	354,760
0,50 L	200,190	538,470	264,310	419,000	269,260	365,780
0,60 L	221,930	520,640	263,580	426,110	262,510	378,950
0,70 L	253,270	494,020	259,630	438,840	249,070	401,500
0,80 L	281,760	458,540	241,110	485,130	218,680	435,050
0,90 L	320,850	392,590	219,200	472,920	183,480	468,500
1,00 L	289,140	425,680	124,660	572,060	78,240	583,190

TABLEAU 8.1 verification des Contraintes sous charges permanentes

	Mise en Service				phase infinie			
	SOUS M ₁		SOUS M ₂		SOUS M ₁		SOUS M ₂	
section	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
0,00 L	319,81	319,81	319,81	319,81	403,47	403,47	403,47	403,47
0,10 L	288,94	363,82	418,51	215,02	280,84	330,37	410,41	181,57
0,20 L	256,40	409,69	433,48	148,08	256,74	365,12	483,82	103,57
0,30 L	225,30	451,71	523,07	108,01	230,91	399,87	528,69	56,17
0,40 L	200,46	486,73	538,68	96,03	207,69	431,83	545,91	41,13
0,50 L	180,95	515,21	530,47	111,79	185,90	461,99	535,42	58,56
0,60 L	163,71	541,19	495,67	154,05	162,64	494,04	498,59	106,89
0,70 L	143,27	572,54	437,84	233,96	132,89	535,20	427,38	196,62
0,80 L	108,09	610,28	335,32	350,18	85,67	587,30	312,89	327,20
0,90 L	36,79	681,46	243,44	446,12	0,37	677,04	207,02	441,70
1,00 L	-46,69	766,28	210,69	474,52	-93,08	777,41	164,28	485,65

25

TABLEAU 82 VERIFICATION SOUS CHARGES PERMANENTES + SURCHARGES

8_2 Verification à la rupture vis à vis du moment flechissant

L'instruction provisoire du 12 aout 1965 relative à l'emploi du béton précontraint impose de vérifier que l'ouvrage ne perit pas par rupture lorsque l'on multiplie par 1.8 les valeurs des surcharges réglementaire .

Les sollicitations à considérés sont les suivantes : $MG + 1.8 MQ$

avec :

MG : Moment développé par les charges permanente

MQ : Moment développé par les surcharges d'exploitation

d'ou :

$$\sigma_{i,s} = (MG + 1.8MQ) / I * V_{i,s} + F/S + F^*e / I * V_{i,s}$$

avec : F, M_H : efforts de précontrainte en phase infinie

On vérifiera que ce nouvel état de contrainte , conformément aux prescriptions est bien inférieur aux bornes du domaine de sécurité :

limite superieur (compression) : $0.8 \sigma_{28} = 0.8 * 3000 = 2400 \text{ t/m}^2$

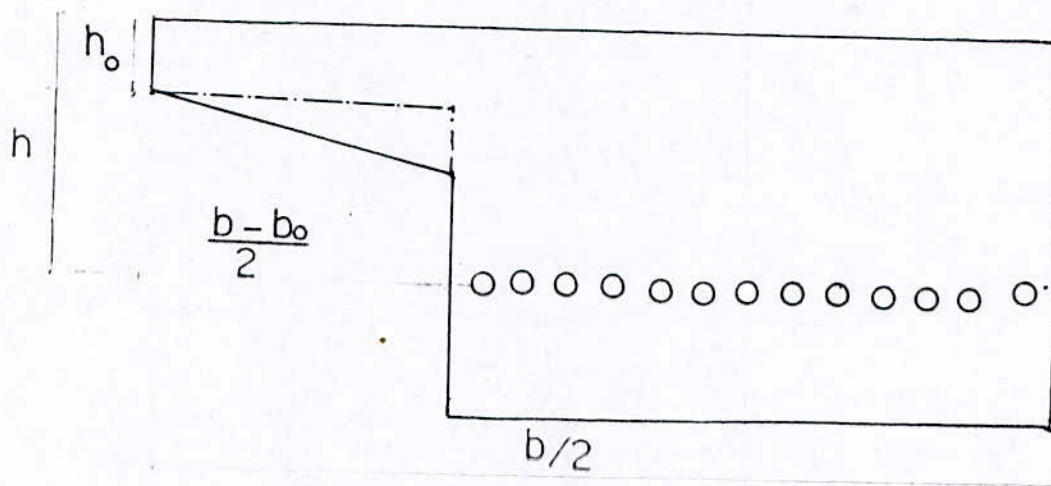
limite inferieur (traction) : $0.8 \sigma'_{28} = 0.8 * 250 = 200 \text{ t/m}^2$

avec $\sigma'_{28} = 70 + 0.06 \sigma_{28} = 250 \text{ t/m}^2$

Si les contraintes calculés dans certaine sections sortent du domaine de résistance , on fera plus de la vérification vis à vis du moment fléchissant , une vérification vis à vis de l'effort tranchant .

8_2_1 Moment M_{rb} de rupture du béton

Notre tablier est une dalle nervurée avec un seul encorbèlement , donc on peut l'assimilée à une demie poutre en T comme l'indique le shéma :



		MOMENTS de rupture		verif sous $M_G + 1,8M_{eq}$		verif sous $M_a + 1,8M_{eq}$	
Section		$M_G + 1,8M_{eq}$	$M_a + 1,8M_{eq}$	σ_s t/m^2	σ_c t/m^2	σ_s t/m^2	σ_c t/m^2
0,00	L	0,00	0,00	300,48	300,48	300,48	300,48
0,10	L	1065,49	405,69	303,92	77,81	267,545	345,64
0,20	L	1816,386	660,50	307,14	-75,55	230,11	395,80
0,30	L	2275,40	763,50	726,78	-173,45	190,76	446,22
0,40	L	2434,43	718,19	763,11	-209,77	154,32	454,93
0,50	L	2294,18	519,75	748,45	-187,21	119,22	518,95
0,60	L	1879,37	171,10	687,54	-110,76	82,72	586,10
0,70	L	1171,84	-328,44	570,83	327,2	39,68	642,16
0,80	L	177,84	-978,81	388,30	240,93	-20,74	709,36
0,90	L	-898,97	-1947,29	225,83	420,25	-146,12	843,88
1,00	L	-1452,11	-2749,51	233,11	407,61	-230,13	932,79

TABLEAU: 8-3 : verification des contraintes á la rupture

Le moment de rupture du béton sera la somme des moments de la nervure MRB1 et de l'encorbellement MRB2 :

$$MRB1 = 0.35 b_0 h \sigma_{28}$$

$$MRB2 = \min \begin{cases} 0.8 (b-b_0)/2 * h_0 * (h-h_0/2) \bar{\sigma}_{28} \\ 0.35 (b-b_0)/2 * h * \bar{\sigma}_{28} \end{cases}$$

avec : $b/2=8.26 \text{ m}$; $b_0/2=5.96 \text{ m}$; $h_0 = 0.25 \text{ m}$

8.2.2 Moment de rupture des armatures de de précontrainte

$$MRa = 0.9 h * w * R_G$$

ou h_i : distance de la face comprimée de la pièce au centre de gravité des armatures de précontrainte .

8.2.3 Moment de fissuration Mf

C'est le moment sous l'action du quel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la valeur $2\sigma'_1$

$$M_f = (-2\sigma'_{28} - \sigma_p) / V_i * I \quad \text{avec} \quad \sigma_p = F/S + F*e/I * V_s + M_H/I * V_s$$

si la fibre inférieur est tendue

$$M_f = (-2\sigma'_{28} - \sigma_p) / V_s * I \quad \text{avec} \quad \sigma_p = F/S + F*e/I * V_i + M_H/I * V_i$$

si la fibre supérieur est tendu .

8.2.4 Vérification à la rupture

Les efforts totaux doivent être inférieurs avec une marge de sécurité convenable , aux efforts de rupture

$$MG+1.8MQ \leq \begin{cases} 0.9 MRA & \text{si } M_f < MRA \\ 0.8 MRA & \text{si } M_f > MRA \\ 0.7 MRB \end{cases}$$

SECTION	M h (m)	MRB (t.m)	MRA (t.m)	$\bar{\sigma}_p$ (t.m ²)
04 l	1,1173	7345,29	4887,21	-100,43
100 l	1,1173	7345,29	488,21	-180,19
Mf (t.m)	$M_G + 1.8M_Q$	MRA	MRB	$\min \begin{cases} MRA \\ MRB \end{cases}$
1126,42	2434,43	4398,49	5141,70	4398,49
1905,02	-2749,51	4398,49	5141,70	4398,49

TABLEAU : 8-4

On remarque bien que $MG+1.8MQ$ est toujours inférieur à $\min(0.9MRA, 0.7MRB)$ ce qui implique la satisfaction du béton vis à vis de la répture .

8_3 Vérification sous l'effet du seisme

La stabilité et la résistance du tablier doit être vérifiée sous l'action du seisme, combinaison des actions de calcul ne tient compte que de la composante sismique verticale, du faite que cette action est accidentelle, l'effort sismique vertical peut être ascendant ou descendant.

Suivants les recommandations sur les ponts, l'effort est donné par l'expression :

$$S_v = - \varepsilon_v (G + 0.5 Q)$$

ε_v : Coefficient de sismicité

G: Charge permanentes

Q: surcharge d'exploitation

d'ou : sous les moments max M2

$$S = G + Q_2 \pm \varepsilon_v (G + 0.5 Q_2)$$

sous les moments min M1

$$S = G + Q_1 \pm \varepsilon_v (G + 0.5 Q_1)$$

Les contraintes dûes à ces deux sollicitations ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles :

en compression : $\bar{\sigma}_b = 0.42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$

en traction : $\bar{\sigma}'_b = 0$

$$M_1 = M_G + M_R + \epsilon_v (M + 0,5M)$$

$$M_2 = M_G - M_R + \epsilon_v (M + 0,5M)$$

section	M_1 t m	σ_s t/m ²	σ_i t/m ²	M t m	σ_s t/m ²	σ_i t/m ²
0,00	000,43	300,48	300,48	000	300,48	300,48
0,10	410,62	269,29	348,64	855,36	426,50	160,26
0,20	680,94	237,35	387,47	1455,16	511,33	71,57
0,30	810,44	207,40	427,09	1812,44	562,62	16,70
0,30	801,27	183,79	453,44	1922,89	581,40	0,13
0,40	650,05	165,42	485,63	1785,90	563,14	20,30
0,50	359,11	149,28	509,41	1416,69	523,70	78,66
0,76	-72,09	65,98	538,03	804,49	440,15	181,95
0,80	-643,60	97,80	573,42	-47,10	308,72	331,98
0,90	-1445,68	32,07	640,94	-1020,99	182,57	463,57
1,00	-2216,36	-39,95	717,18	-1768,46	120,15	535,67

TABLEAU 8.5 Verification sous L'effort Sismique

$$M_1 = M_G + M_a - \varepsilon_v (M_G + M_a)$$

$$M_2 = M_G + M_a + \varepsilon_v (M_G + M_a)$$

Section	M_1 t.m	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²	M_1 t.m	σ_s t/m ²	σ_c t/m ²
0,00	0,00	300,48	300,48	0,00	300,48	300,48
0,10	475,98	292,39	317,11	764,35	339,33	200,84
0,20	790,525	276,14	342,78	1300,62	456,46	134,77
0,30	943,10	254,43	372,73	1620,99	494,75	96,42
0,40	936,04	231,60	404,22	1721,35	510,17	82,42
0,50	765,60	206,39	438,34	1661,34	523,97	71,77
0,60	434,44	175,95	478,67	1274,96	473,53	135,22
0,70	58,18	135,17	532,22	732,22	414,61	211,30
0,80	712,17	70,37	601,18	23,51	233,69	322,43
0,90	1623,77	31,33	713,15	883,06	231,49	414,06
1,00	2514,46	146,21	883,55	1521,31	208,39	435,62

TABLEAU: 8.6 Verification sous L'effort sismique

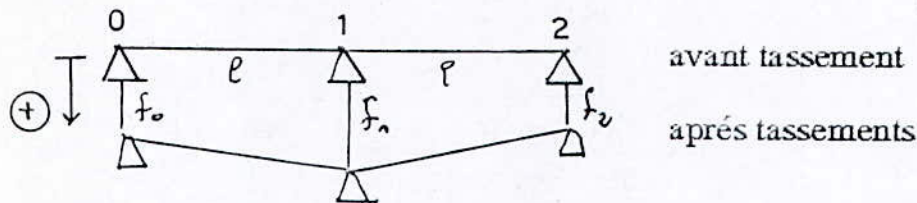
8_4 Tassement des appuis

Les tassements d'appuis sont engendrés par des tassements différentiels éventuels. Comme notre ouvrage est composée de 3 appuis, nous envisagerons 4 cas possibles:

- 1^{er} Cas : tassement de l'appui de gauche "0" de 1 cm
- 2^{ème} Cas: tassement de l'appui intermédiaire "1" de 1 cm
- 3^{ème} Cas: tassement de l'appui de droite "2" de 1 cm
- 4^{ème} Cas: tassement simultané des 2 appuis de rive "0" et "2"

on prendra en considération dans les calculs le 2^{ème} et 4^{ème} cas car il engendrent des efforts les plus défavorables que les autres cas à considérer.

8_4_1 Calcul des efforts dûs aux tassements d'appuis



$$M_0 L + 2M_1 (L+L) + M_2 L = -6EI \left(\frac{f_0 - f_1}{L} + \frac{f_0 - f_1}{L} \right) \quad \text{eq(1)}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

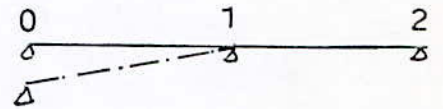
$$\text{d'où l'équation (1) devient : } 4LM_1 = -6EI \left(\frac{f_0 - f_1}{L} + \frac{f_0 - f_1}{L} \right)$$

a^o) 1^{er} Cas : Dénivellation de l'appui (0) de 1 cm

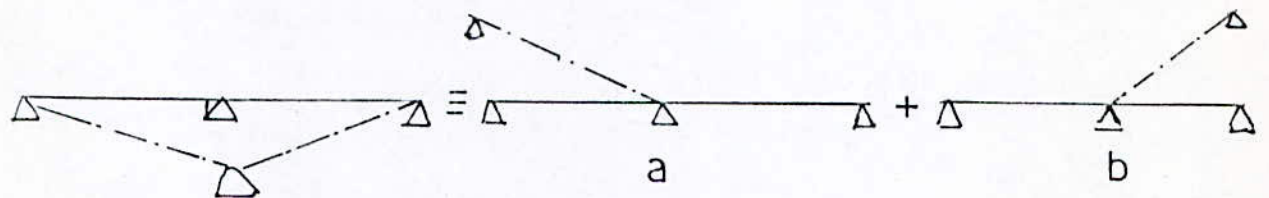
$$f_0 = 1 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } M_1 = -6EI/4L = -3/2 * EI/L^2$$

$$f_1 = f_2 = 0$$



b^o) 2^{ème} Cas : Dénivellation de l'appui (1) de 1 cm



$$\text{Cas (a) : } f_0 = -1 \quad M_{1(a)} = 3EI/2L^2$$

$$\text{Cas (b) : } f_2 = -1 \quad M_{1(b)} = 3EI/2L^2$$

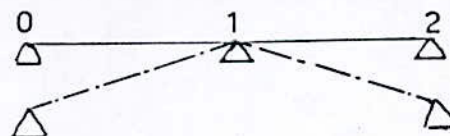
$$\text{d'où : } M_1 = -(3/2) EI/L^2$$

c^o) 3^{ème} Cas : Dénivellation de l'appui (2) de 1 cm

$$M_1 = -(3/2) EI/L^2$$

d^o) 4^{ème} Cas : Dénivellation des appuis (0) et (2) simultanément :

C'est l'inverse du 2^{ème} cas



E: module de déformation différée :

$$E_v = 70000 \sigma_{28} = 1212435.6 \text{ t/m}^2$$

I: L'inertie de la section du béton aux niveaux de l'appui intermédiaire

$$I = 1.9689 \text{ m}^4$$

8_4_2 Calcul des réactions d'appuis dues aux tassements d'appui

a°) 1er Cas :

$$M_1 = -70.74 \text{ tm}$$

$$\text{d'ou } R_0 = R_2 = M_1/L = -70.74/22.5 = -3.144 \text{ t}$$

$$R_1 = -2R_0 = 6.288 \text{ t}$$

b°) 2ème Cas :

$$M_1 = 141.46 \text{ tm}$$

$$\text{d'ou } R_0 = R_2 = M_1/L = 6.287 \text{ t}$$

$$R_1 = -2R_0 = -12.574 \text{ t}$$

c°) 3ème Cas :

$$M_1 = -70.74 \text{ tm}$$

$$\text{d'ou } R_0 = R_2 = -3.144 \text{ t}$$

$$R_1 = -2R_0 = 6.288 \text{ t}$$

d°) 4ème Cas :

$$M_1 = -141.46 \text{ tm}$$

$$\text{d'ou } R_0 = R_2 = -6.287 \text{ t}$$

$$R_1 = -2R_0 = 12.574 \text{ t}$$

	appui 0	appui 1	appui 2	pp ui 0 et 2
M (t m)	- 70,74	141,46	- 70,74	- 141,46
R ₀ t	- 3,144	6,287	- 3,144	- 6,287
R ₁ t	6,288	- 12,574	6,287	12,574
R ₂ t	- 3,144	6,287	- 3,144	- 6,287

Tableau récapitulatif des résultats ()

* Pour une section quelconque :

$$M = - 141.46 \text{ tm}$$

$$M(x) = - 146.46 x/L$$

Section							TASSEMENT D'APPUÏ T _A													
	à vide		à charge				MOMENT D'Â AUX T _A		CONTRAINTES D'ÂSS AUX T _A ⁺		contraintes d'âss aux T _A ⁻		à vide + T _A ⁺		à vide + T _A ⁻		à charge			
			sous M ₁		sous M ₂												M ₁ ⁺ T _A ⁺		M ₂ ⁺ T _A ⁺	
	$\bar{\sigma}_s \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_c \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_s \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_c \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_s \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_c \text{ t/m}^2$	M _T ⁺ t m	M _T ⁻ t m	$\bar{\sigma}_s \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_c \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_s \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_c \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_s \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_c \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_s \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_c \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_s \text{ t/m}^2$	$\bar{\sigma}_c \text{ t/m}^2$		
0,00 L	403,47	403,47	403,47	403,47	403,47	403,47	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	403,47	403,47	403,47	403,47	403,47	403,47	403,47	403,47
0,10 L	297,46	311,28	280,84	330,37	410,41	181,57	1415	-1415	500	-574	-500	574	302,46	305,54	292,46	317,02	415,41	175,83	275,84	336,41
0,20 L	290,03	326,78	256,74	365,12	483,82	103,51	2829	-2829	1001	-1194	-1001	1194	300,04	315,24	280,02	338,32	493,83	91,97	246,73	376,66
0,30 L	281,11	341,93	230,91	399,87	528,69	56,77	4244	-4244	1505	-1777	-1505	1737	296,16	324,56	266,06	359,30	543,74	38,80	215,86	417,24
0,40 L	274,41	354,76	207,69	431,83	545,91	41,13	5658	-5658	2007	-2373	-2007	2318	294,48	331,58	254,34	377,94	565,98	17,95	187,62	455,01
0,50 L	269,26	365,78	185,90	461,99	535,42	58,56	7073	-7073	2508	-2895	-2508	2895	293,34	336,83	244,18	394,73	560,50	29,61	160,82	490,94
0,60 L	262,51	378,97	162,64	494,04	498,69	106,89	8488	-8488	3005	-3463	-3005	3463	292,56	344,32	232,46	413,58	528,64	72,26	132,59	528,67
0,70 L	249,07	401,50	132,71	535,20	427,39	196,92	9902	-9902	3501	-4022	-3501	4022	284,08	361,28	214,06	441,72	462,39	156,70	97,70	575,42
0,80 L	218,68	435,05	85,67	587,30	312,89	327,20	11317	-11317	40,02	-45,81	-40,02	45,81	258,70	389,24	178,66	480,86	325,81	281,39	45,65	633,11
0,90 L	183,48	468,50	0,37	677,04	207,02	441,70	12731	-12731	45,17	-51,45	-45,17	51,45	228,65	417,05	138,31	519,95	252,15	390,25	44,90	728,49
1,00 L	78,24	583,19	-93,08	777,41	164,28	485,65	141,46	-141,46	59,51	-57,26	-59,51	57,26	128,75	525,93	27,73	640,45	214,79	428,39	143,59	834,07

TABLEAU 8-7 MOMENTS ET CONTRAINTES ENGENDRÉ PAR LES TASSEMENTS D'APPUÏS

Chapitre 9

Efforts tranchant et réactions d'appuis

9_1 Effort tranchants

9_1_1 Coefficient de majoration dynamique ϕ

Ce coefficient ϕ est un coefficient forfaitaire valable pour les ouvrages neufs et ne dépendant que de la longueur caractéristique $L\phi$ de l'élément considéré :

$$\phi = 0.96 / (L\phi - 0.2) + 0.82 \quad \text{avec : } L\phi = L = 22.5 \text{ m}$$

$$\phi = 1.031$$

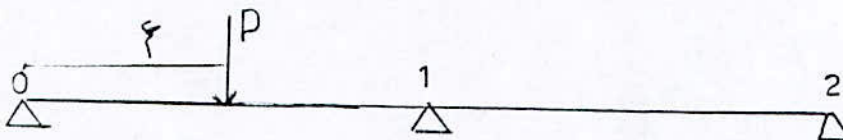
9_1_2 Lignes d'influence des efforts tranchant

La dalle est constituée de deux travées égales, donc elle est symétrique c'est pourquoi on se limitera qu'au calcul des efforts tranchants pour une section ($\Sigma\alpha$) immédiatement à droite de l'appui de rive et une section ($\Sigma1G$) immédiatement à gauche de l'appui intermédiaire :



1er Cas :

La Charge unitaire se trouve dans la Première travée :

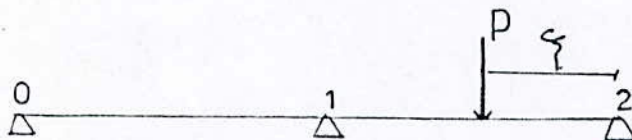


$$T_{\alpha d} = 1 - 5/4 \alpha + 1/4 \alpha^3 \quad \text{avec : } 0 < \alpha < 1$$

$$T_{1G} = -5/4 \alpha + 1/4 \alpha^3 \quad \text{avec : } 0 < \alpha < 1$$

2ème Cas :

La Charge unitaire se trouve dans la deuxième travée :

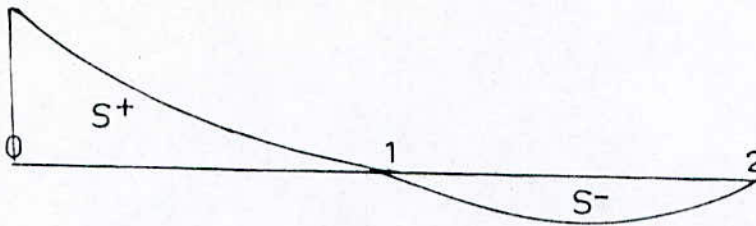


$$T_{\alpha d} = -1/4 \alpha + 1/4 \alpha^3 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq 1$$

$$T_{1G} = -5/4 \alpha + 1/4 \alpha^3 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq 1$$

9_1_3 Tracé de la ligne d'influence

a) Pour la section se trouvant immédiatement à droite de l'appui "0"

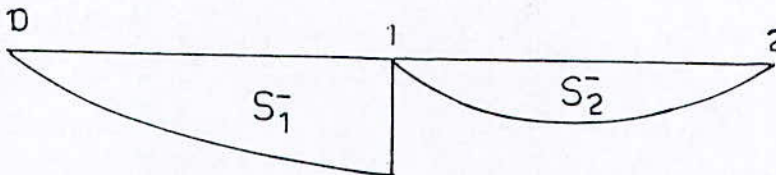


* Calcul des aires $S_{(+)}$ et $S_{(-)}$:

1^{er} travée: $S_{(+)} = \int_0^L T_{0d}(\xi) d\xi = L \int_0^{\alpha} T_{0d}(\alpha) d\alpha = 7/16 L$

2^{ème} travée: $S_{(-)} = \int_1^2 T_{0d}(\xi) d\xi = L \int_0^{\alpha} T_{0d}(\alpha) d\alpha = -1/16 L$

b) Pour la section se trouvant immédiatement à gauche de l'appui "1"



* Calcul des aires $S_{(-)1}$ et $S_{(-)2}$:

1^{er} travée: $S_{(-)1} = -1 L + S_{(+)} = -L + 7/16 L = -9/16 L$

2^{ème} travée: $S_{(-)2} = S_{(-)} = -1/16 L$

9_1_4 Effort tranchant sous les différentes charges et surcharges :

a) Charge Permanente:

$$T_{0(+)\max} = G (S_{(+)} + S_{(-)}) = G (7/16 L - 1/16 L) = 3/8 G L = 251.45 t$$

$$T_{1(-)\max} = G (S_{(-)1} + S_{(-)2}) = G (-9/16 L - 1/16 L) = -5/8 G L = -419.08 t$$

b) Surcharge de trottoir:

$$\text{Surcharges de trottoir} = 150 \text{ Kg/m}$$

$$q = 0.15 * 2.25 = 0.3375 \text{ t/ml}$$

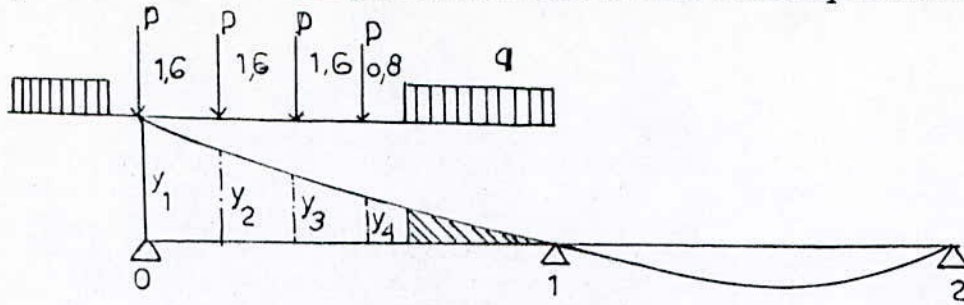
$$T_{0(+)\max} = 0.3375 * 7/16 L = 3.3223 t$$

$$T_{0(-)\max} = q S_{(-)} = 0.3375 * (-1/16 L) = -0.4746 t$$

$$T_{1(-)\max} = q (S_{(-)1} + S_{(-)2}) = 0.3375 * (-5/8 L) = -4.75 t$$

C) Surcharge d'exploitation (convoie):

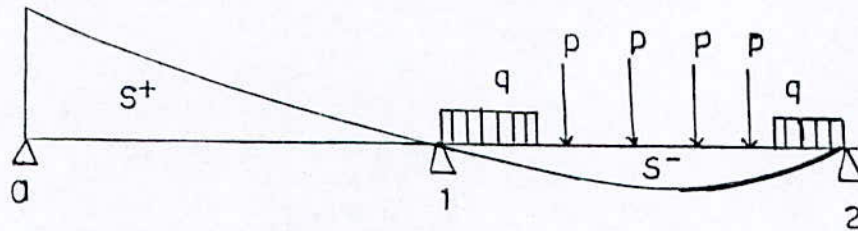
* $T_{o(+)}_{max}$ est obtenue en disposant le convoi comme il est représenté sur la figure



$$T_{o(+)}_{max} = 1.031 * (25 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) + 8 S)$$

avec : $y_1 = 1$; $y_2 = 0.9112$; $y_3 = 0.8229$; $y_4 = 0.73576$
 $S = \int_0^1 (1 - 5/4 \alpha + 1/4 \alpha^2) d\alpha = 5.1049$
 d'où : $T_{o(+)}_{max} = 131.58 \text{ t}$

* $T_{o(-)}_{min}$ est obtenue en disposant le convoi de telle façon que la résultante des forces passe par le c.d.g de la surface d'influence $S(-)$, soit disposé à 9.509m de l'appui intermédiaire "1" sur la deuxième travée.



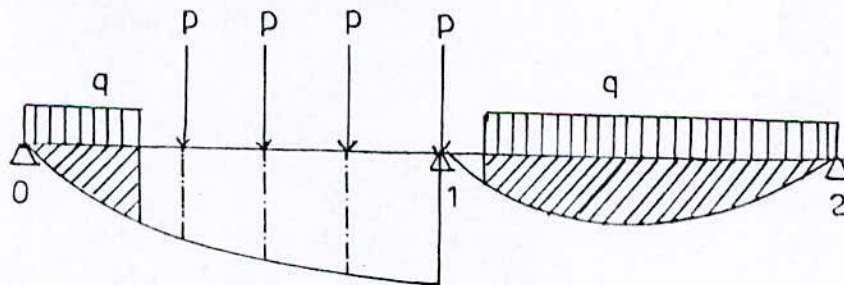
$$y_1 = -0.0910 ; y_2 = -0.0957 ; y_3 = -0.0957 ; y_4 = -0.0916$$

$$S_1 = \int_0^1 (1/4 \alpha - 5/4 \alpha^2) d\alpha = -0.4821$$

$$S_2 = \int_1^2 (1/4 (\alpha - 1)^2) d\alpha = -0.3269$$

$$T_{o(-)}_{min} = 1.031 * (25 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) + 8 (S_1 + S_2)) = -16.31 \text{ t}$$

$T_{i(-)}_{min}$: Disposition des Charges :



$$T_{i(-)}_{min} = 1.031 * (25 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) + 8 (S_1 + S_2)) =$$

$$y_1 = -1 ; y_2 = -0.96074 ; y_3 = -0.93688 ; y_4 = -0.8876$$

$$S_1 = \int_0^1 (1/4 \alpha - 5/4 \alpha^2) d\alpha = -7.486$$

$$S_2 = \int_1^2 (1/4 * (\alpha - 1)^2) d\alpha = -1.4026$$

d'où : $T_{i(-)}_{min} = -170.88 \text{ t}$

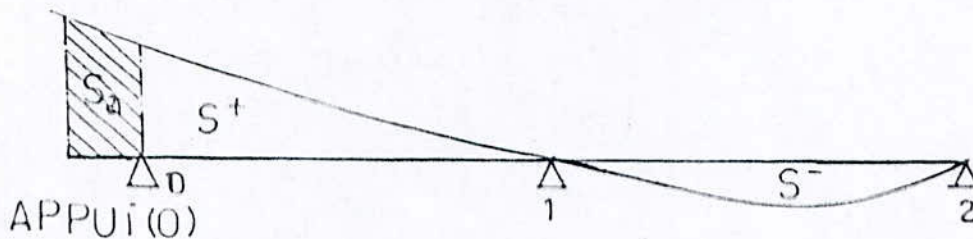
charges	charge permanente		surcharges de trottoir		surcharges d'exploitation	
	$T_{min t}$	$T_{max t}$	$T_{min t}$	$T_{max t}$	$T_{min t}$	$T_{max t}$
0	0	25145	-0,47	332	-16,31	13158
1	-41908	0	-4,75	0	-170,88	0

TABLEAU: 9-1

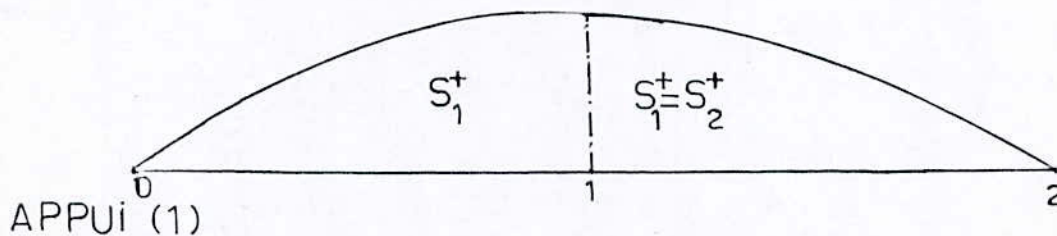
9_2 Réaction d'appui

Pour la détermination des réactions d'appuis, on tiendra compte des charges placées aux abouts de la dalle (C.a.d à 0.5m après l'appui de rive) pour les appuis "0" et "2" les équations des lignes d'influence sont identiques à celles des efforts tranchants aux voisinages des appuis de rive.

Pour l'appui intermédiaire, la ligne d'influence est obtenue en faisant la somme entre la ligne d'influence de l'effort tranchant en Σ_{1d} et Σ_{1g} .



Aire d'about : $S_a = 0.5068$



$$R_1(\alpha) = 1/2 \alpha (3 - \alpha^2) \quad \text{d'ou} \quad S_T = 2S_1(+) = 2 \int_0^L R_1(\alpha) d\alpha = 2 * 5/8 L = 5/4 L$$

9_2_1 Calcul des réactions d'appuis

1) Appui de rive "0" :

a) Charge permanente :

$$R_0 = T_0(+)+ + S_a G = 251.4459 + 0.5068 * 29.801 = 266.55t$$

b) Surcharge de trottoir :

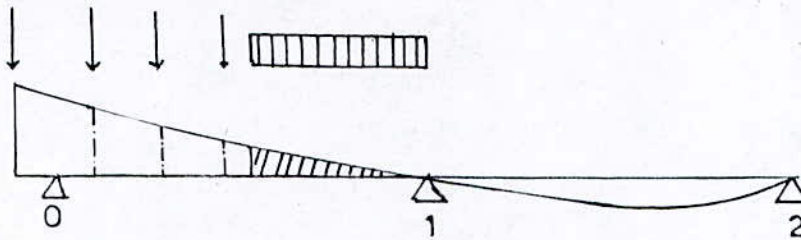
$$150 \text{ kg/m}$$

$$q = 0.3375 \text{ t/ml}$$

$$R_{0(+)\text{max}} = 3.3223 + 0.5068 * 0.3375 = 3.49 \text{ t}$$

$$R_{0(-)\text{min}} = -0.3375 * 22.5/16 = -0.475 \text{ t}$$

c) Surcharge d'exploitation :



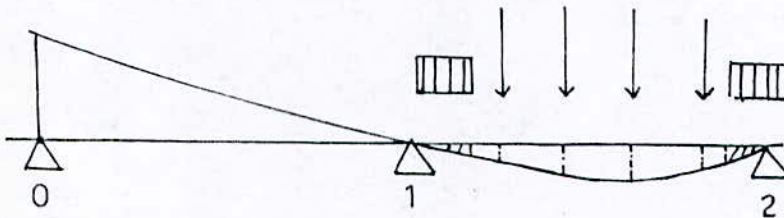
* $R_{0(+)\text{max}}$:

$$R_{0(+)\text{max}} = 1.031 * (258 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) + 8 S)$$

$$\text{avec : } y_1 = 1.0277 ; y_2 = 0.9389 ; y_3 = 0.8504 ; y_4 = 0.7628$$

$$S = 5.4619 \text{ d'ou : } R_{0(+)\text{max}} = 137.32 \text{ t}$$

* $R_{0(-)\text{min}}$:



$$R_{0(-)\text{min}} = 1.031 * (25 (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) + 8 S)$$

$$\text{avec : } y_1 = -0.091 ; y_2 = -0.0957 ; y_3 = -0.0957 ; y_4 = -0.0916$$

$$S_1 = -0.4821 ; S_2 = -0.3269 \text{ d'ou : } R_{0(-)\text{min}} = -16.31 \text{ t}$$

2) Appui intermédiaire "1" :

a) Charge permanente :

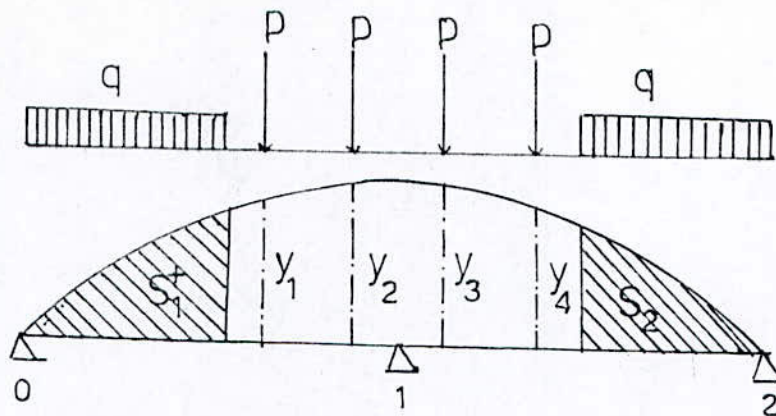
$$R_{1\text{max}} = G_{ST} = 29.801 * 5/4 L = 838.15 \text{ t}$$

b) Surcharge de trottoir :

$$R_{1\text{max}} = q * ST = 0.3375 * 5/4 L = 9.49 \text{ t}$$

c) Surcharges d'exploitation :

La réaction maximum au niveau de l'appui intermediaire , on disposant le convoi de sorte que la résultante des forces passe par le c.d.g de la surface d'influence totale S_T , soit en le disposant symetriquement par rapport à l'appui intermediaire "1" .



Vue la symetrie : $S_1 = S_2$

$y_1 = y_4$ et $y_2 = y_3$

d'ou : $R_{1(+)\max} = 1.301 * (2 (8S_1 + 25 (y_1 + y_2)))$

avec : $S_1 = L \int_0^{\alpha} \frac{1}{2} \alpha (3-\alpha) d\alpha = 10.9837$

$y_1 = 0.9835$; $y_2 = 0.9981$

d'ou : $R_{1(+)\max} = 281.85 \text{ t}$

Les resultats sont représenter dans le tableaux (9-2) suivant :

charges appuis	charge Pérmante	surchargedetrottoir		surchargedexploit	
appui A_0	26655				
		349	0,457	137,32	-16,31
appui A_1	838,15	949	0	28,185	0

9_2_2 Réactions hyperstatiques dûes au tracé du câble

_ à la phase T_{90j} :

$$R_0 = -R_1 / 2 = M_{H90j} / L = 268.485 / 22.5 = 11.25 \text{ t}$$

_ à la phase T_{∞} :

$$R_0 = -R_1 / 2 = M_{H\infty} / L = 252.866 / 22.5 = 11.24 \text{ t}$$

Les résultats sont représenter dans le tableau (9.3) suivant :

appuis temps	appui A_0	appui A_1
t_{90j}	11,93	-23,86
t_{∞}	11,24	-22,48

9_2_3 Superposition des reactions d'appuis

* En Charge :

_ Appui A₀ : $R_{0max} = 266.55 + 3.49 + 137.32 + 11.93 = 419.29 \text{ t}$

$R_{0min} = 266.55 - 0.475 - 16.31 + 11.93 = 261.695 \text{ t}$


_ Appui A₁ : $R_{1max} = 838.15 + 9.49 + 281.85 - 23.89 = 1105.63 \text{ t}$

* à Vide :

_ Appui A₀ : $R_0 = 266.55 + 11.93 = 278.48 \text{ t}$

_ Appui A₁ : $R_1 = 838.15 - 23.86 = 814.29 \text{ t}$

Tableau récapitulatif des réactions d'appuis :

	en charge		a vide
	R _{max} (t)	R _{min} (t)	R _{max} (t)
appui A ₀	419,29	261,695	278,48
appui A ₁	1105,63		814,29

Chapitre 10

Effort tranchant dans la dalle

10_1 Effort tranchant hyperstatique de précontrainte

_ A la phase infinie T_{∞} :

$$T_H = R_0 = R_1 = M_{H\infty} / L$$

$$T_H = 252.866 / 22.5 = 11.24 \text{ t}$$

T_H sera constant est positif dans toute la travée .

10_2 Effet de relevage des câbles

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontale , introduit un effort vertical V , si F est l'effort de précontrainte dans la section considéré à T_{∞} et l'inclinaison des câbles sur l'horizontale , compté positivement vers le haut .

Nous avons :

$$V = F \sin \alpha$$

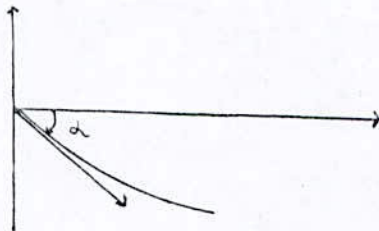


Tableau (10 .1) donnant l'effort vertical V

section	α rd	F_{∞} (t)	V (t)
0,00L	0,0837	291,7,10	244,21
0,10 L	0,0671	2950,86	198,06
0,20L	0,0505	2981,99	150,71
0,30L	0,0253	3003,75	75,91
0,40L	0,00	3026,58	0,00
0,50L	0,0211	3049,56	64,37
0,60L	0,0422	3074,28	129,77
0,70L	0,0674	3103,03	209,65
0,80L	0,0968	3075,55	300,62
0,90L	0,1262	3075,55	390,29
1,00 L	0,0579	3057,63	177,07

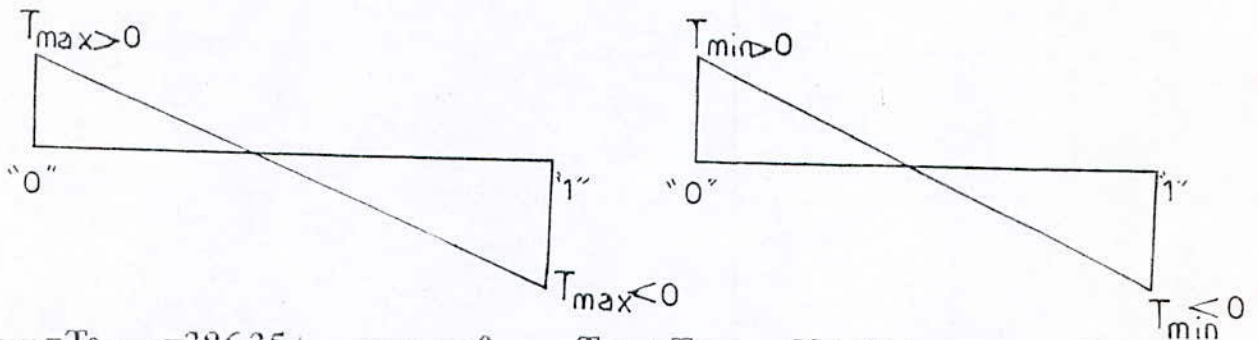
TABLEAU 10-1: Efforts vertical

10_3 Effort tranchant défavorable sur appuis

* $ET_{max} = G + \max T(\text{surch}) + \max T(\text{tr})$
 - appui de rive "0" : $T_{0\max} = 251.45 + 131.58 + 3.32 = 386.35 \text{ t}$
 - appui intermédiaire "1" : $T_{1\max} = -419.08 \text{ t}$

* $ET_{min} = G + \min T(\text{surch}) + \min T(\text{tr})$
 - appui de rive "0" : $T_{0\min} = 251.45 - 16.31 - 0.47 = 234.67 \text{ t}$
 - appui intermédiaire "1" : $T_{1\min} = -419.08 - 170.88 - 4.75 = -594.71 \text{ t}$

Pour les sections en travée les efforts tranchants seront déterminés par interpolation linéaire .



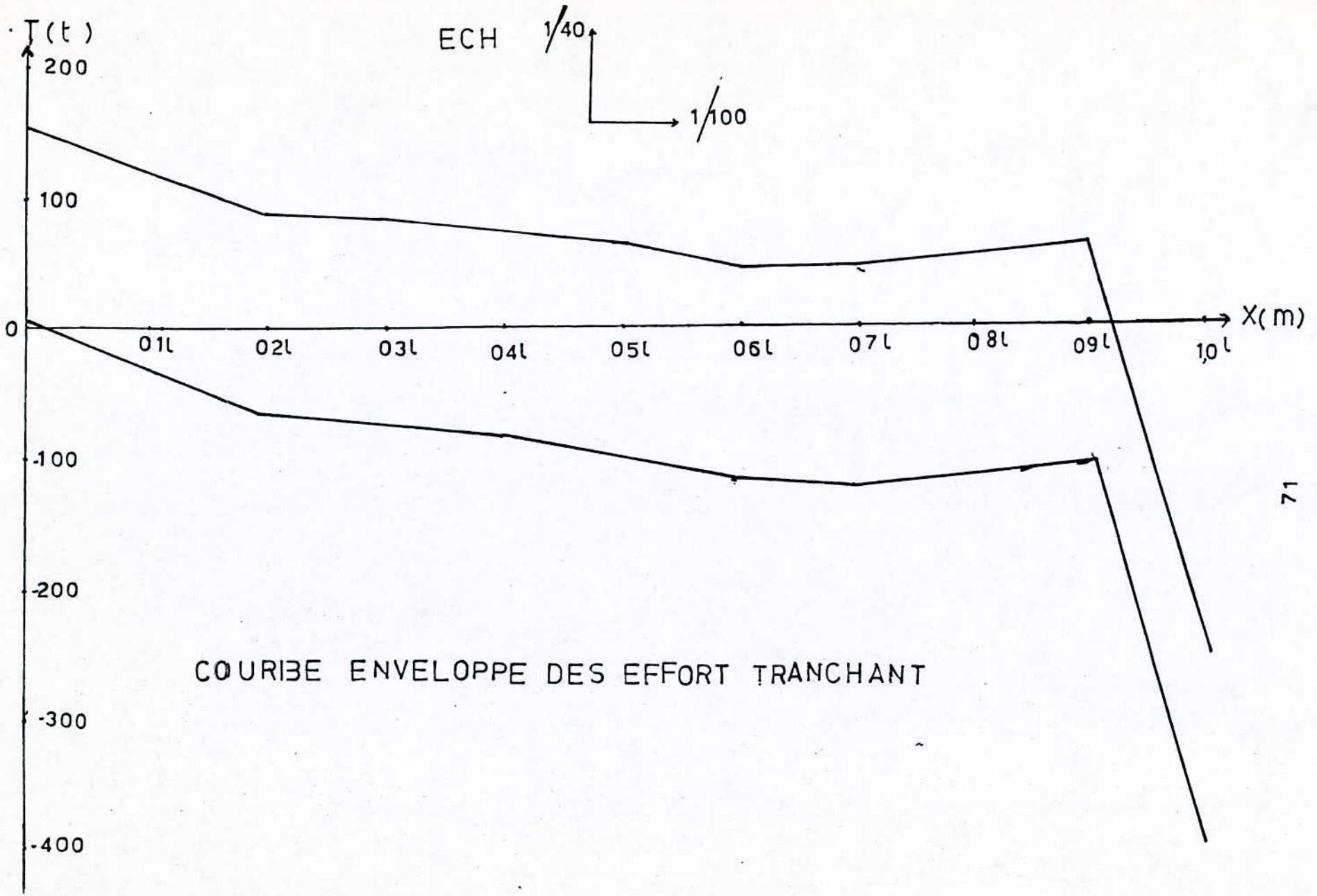
$T_{max} = T_{0max} = 386.35 \text{ t}$ pour $x=0$ $T_{min} = T_{0min} = 234.67 \text{ t}$ pour $x=0$
 $T_{max} = T_{1max} = -419.08 \text{ t}$ pour $x=L$ $T_{min} = T_{1min} = -594.71 \text{ t}$ pour $x=L$
 $T_{max}(x) = -35.797 x + 386.35$ $T_{min}(x) = -36.861 x + 234.67$

* Tableau de la courbe enveloppe des efforts tranchants :

la combinaison donnant les efforts tranchants les plus défavorable est la suivante :
 $T_{max} + T_{H\omega} + V$; $T_{min} + T_{H\omega} + V$

section	Efforts tranchants sous différentes charges				efforts extrêmes	
	charges surcharges		précontrainte			
	$T^{max} (t)$	$T^{min} (t)$	$T^{max} (t)$	$T^{min} (t)$	$T^{max} (t)$	$T^{min} (t)$
0,00	386,35	234,67	1124	-244,21	153,38	1,70
0,10	305,81	151,73	1124	-198,06	118,99	-3509
0,20	225,26	68,79	1124	-150,71	85,79	-3509
0,30	144,72	-141,4	1124	-75,91	80,05	-78,81
0,40	64,18	-970,8	1124	0,00	75,42	-85,84
0,50	-163,7	-1800,2	1124	64,37	59,24	-10441
0,60	-969,1	-2629,5	1124	129,77	44,10	-121,94
0,70	-1774,5	-345,89	1124	209,65	43,44	-12500
0,80	-2579,9	-428,83	1124	300,70	53,87	-11697
0,90	-3385,4	-511,77	1124	390,62	62,99	-110,24
1,00	-4190,8	-594,70	1124	177,07	-230,77	-406,39

TABLEAU:10-2 Recapitulatif des efforts tranchants



COURBE ENVELOPPE DES EFFORT TRANCHANT

10_4 Contrainte de cisaillement du béton - répartition des étriers

Le calcul se fera aux temps infini T_{∞}

10_4_1 Cisaillement du béton

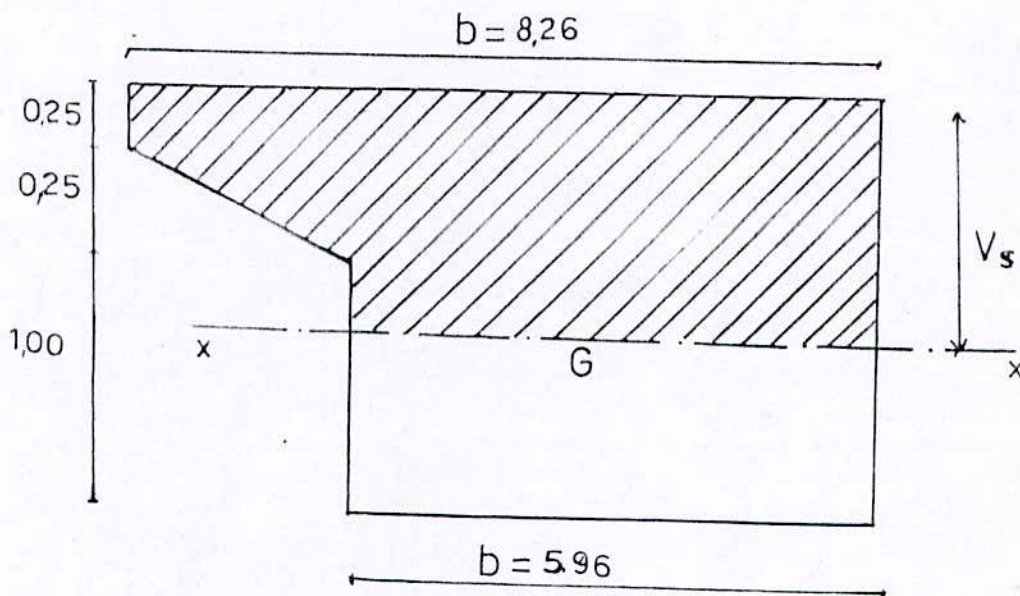
Soit T l'un quelconque des deux efforts tranchants extrêmes récapitulés du tableau (10.2) de la courbe enveloppe des efforts tranchants , la contrainte de cisaillement du béton au niveau de son c.d.g G est donnée par :

$$\tau_b = T_m / I_b$$

m : étant le moment statique , par rapport à l'axe horizontale (xx') passant par la c.d.g G de la section , de la surface hachurée située au-dessus du centre de gravité G (cf figure) .

I : moment d'inertie de la section nette .

b : largeur de la dalle prise aux niveau de son c.d.g , les diamètres des gaines déduites s'il sont voisines de la fibre moyenne .



Soit $z \cot \gamma$, la projection horizontale de la fissure , la section d'étriers aux mètres linéaire de tablier pour toute la largeur du pont est :

$$w = T / (\sigma'_a * z * \cot \gamma)$$

L'espacement maximum t de cours successifs d'étriers est limité par :

$$\min \quad h_t (1.25 - 0.35 (\tau_b / \tau_b))$$

$$b_{0\min} (5 - 2 (\tau_b / \tau_b))$$

où :

h_t : La hauteur totale de la section .

$b_{0\min}$: Largeur brute de la dalle aux niveau du c.d.g , on fait les calculs pour chaque section et les résultats sont résumés sous forme de tableaux (10.3).

section	$V_s (m)$	$m (m^3)$	$I (m^4)$	$Z (m)$	$T (t)$	$Z (t/m^2)$	$\bar{\sigma}_g (t/m^2)$
0,00	0,700	24597	19782	0,804	153,38	3199	40 3,47
0,10	0,6982	24478	19752	0,807	118,99	24,74	303,89
0,20	0,6970	24398	19692	0,807	85,79	17,83	307,10
0,30	0,6963	24352	19641	0,806	80,05	16,65	309,34
0,40	0,6960	24332	19621	0,806	-85,84	17,86	311,69
0,50	0,6963	24352	19639	0,806	-104,41	31,28	314,06
0,60	0,6969	24392	19687	0,807	-121,94	25,35	316,61
0,70	0,6980	24465	19743	0,807	-125,00	25,99	320,00
0,80	0,6994	24558	19779	0,805	-116,97	24,37	319,57
0,90	0,7013	24684	19765	0,801	-110,24	23,10	316,74
1,00	0,7030	24797	19689	0,794	-406,39	85,88	314,89

TABLEAU:10-3

10_4_2 Contrainte de cisaillement admissible : T_b

La condition de MM Chalos et Beteille devra être satisfaite dans toute ces sections pour tous les cas de charge .

$$T_b \leq \bar{T}_b$$

avec :

\bar{T}_b : contrainte de cisaillement admissible du béton donnée par la formule de Chalos et Beteille :

$$\bar{T}_b = \sqrt{\bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_b * (\bar{\sigma}_b - \sigma_g) * (\bar{\sigma}_b + \sigma_g)}$$

avec :

σ_g : contrainte de compression du béton au niveau du c.d.g de la section telle que $\sigma_g = F/S$

$$\bar{\sigma}_b = 0.42 \sigma_{28} = 1260 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.42 \sigma'_{28} = 0.42 (70 + 0.06 * \sigma_{28}) = 105 \text{ t/m}^2$$

10_4_3 Contrainte de traction admissible des étriers

Calcul des étriers :

Considérant que la dalle érigée est constituée de poutres juxtaposées . Pour l'étude du cisaillement , ces poutres devront comporter des armatures d'âme transversales capables de résister à l'effort tranchant , compte tenu de l'action des b bielles de béton qui seraient découpées par des fissures éventuelles .

Les étriers seront calculés comme suit :

La contrainte admissible de ces étriers sera prise égale à :

$$\sigma_a = \rho_a * \sigma_{en}$$

avec : $\sigma_{en} = 42000 \text{ t/m}^2$ (contrainte nominale des aciers HA)

La section ne comporte pas de reprise de bétonnage, donc ρ_a est donné par:

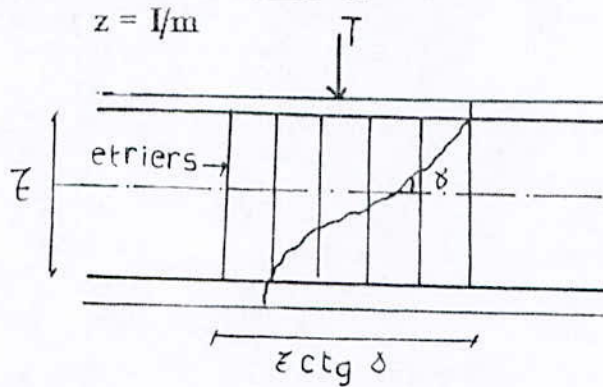
$$\rho_a = 1 - 1/3 (T_b/T_b)$$

Nous admettons que les fissures éventuelles se produiront parallèlement à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité.

Soit γ l'angle que font les bielles avec la fibre moyenne, σ_g la contrainte de compression et T_b la contrainte de cisaillement qui s'exercent sur la section droite aux niveau du centre de gravité, γ est donnée par la relation :

$$\text{tg}^2 \gamma = 2T_b/\sigma_g$$

Si une fissure se produit, sa hauteur peut être égale à z , bras de levier qui a servi pour le calcul de la contrainte T_b



Section	$\bar{z}_b (\text{t/m}^2)$	$\text{tg} \delta$	$\sigma_a' (\text{t/m}^2)$	$\omega (\text{cm}^2)$	$t (\text{m})$
0,00 L	190,51	0,16343	41605,25	7,49	1,64
0,10 L	180,49	0,13468	41736,96	4,76	1,68
0,20 L	180,89	0,09763	41863,98	2,48	1,73
0,30 L	181,18	0,09113	41881,77	2,48	1,74
0,40 L	181,46	0,09749	41864,38	2,48	1,73
0,50 L	182,75	0,06729	41585,32	7,50	1,63
0,60 L	182,06	0,13664	41728,57	4,95	1,68
0,70 L	182,46	0,13966	41715,94	5,19	1,67
0,80 L	182,41	0,13129	41750,11	4,57	1,68
0,90 L	182,07	0,12489	41774,64	4,11	1,69
1,00 L	181,85	0,3976	38877,62	5,234	1,20

TABLEAU: 10-4

10_5 Vérification à la rupture vis à vis de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par une majoration de 80% de la contrainte de cisaillement sous les surcharges :

$$T_{br} = 1.8 T_b = 1.8 * T_m / I_b$$

On détermine la contrainte admissible de cisaillement T_{br} par la même condition de Chalot et Beteille, déduite de la précédente en remplaçant σ_b par σ_a d'où :

$$T_{br} = \sqrt{\sigma_a^2 / \sigma_b^2 * (\sigma_b - \sigma_g) * (\sigma_b + \sigma_g)}$$

avec σ_g : contrainte de compression au niveau du c.d.g

$$\sigma_a = T_r * t_g / z_w = 1.8 T t_g / z_w$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous (10.5)

Section	$Z_{br} (t/m^2)$	$\bar{Z}_{br} (t/m^2)$	$t_g \delta$	$\sqrt{a} (t/m^2)$	$\omega (cm^2)$	$t (m)$
000L	57,58	37603	0,1399	63866,29	9,53	1,66
010L	44,53	35277	0,1399	80045,49	7,56	1,69
020L	32,09	35358	0,1034	79814,10	3,93	1,75
030L	29,97	35414	0,0950	79236,29	3,40	1,75
040L	32,15	35473	0,1021	78824,78	3,88	1,75
050L	56,30	35533	0,1738	53967,16	11,57	1,65
060L	45,63	35532	0,1412	77615,81	9,38	1,69
070L	46,78	35695	0,1432	76987,37	7,92	1,69
080L	43,87	35668	0,1348	76973,67	6,99	1,70
090L	41,58	35598	0,1291	77161,41	6,35	1,71
100L	154,58	35553	0,4088	70797,71	74,73	1,26

TABLEAU 10 5 vérification à la rupture

On remarque dans le tableau ci-dessus qu'en chaque section considérée, la contrainte de traction des aciers transversaux ne vérifie pas la condition :
 $\sigma_a < 1.2 \sigma_{en} = 50400 \text{ t/m}^2$ on procédera donc à un autre calcul d'aciers transversaux en posant : $\sigma_a = 1.2 \sigma_{en}$ d'où $w = 1.8 * T t g \gamma / (1.2 * \sigma_{en} z)$

10_6 Choix des aciers et disposition des étriers

Les étriers seront en acier HA et disposés dans la nervure en cours de 20 cadres .

_ Aux voisinage des appuis on utilise les HA 16 telle que :

$$A_t = 20 * 2 * 2.01 = 80.40 \text{ cm}^2$$

_ En travée on utilise les HA 12 telle que :

$$A_t = 20 * 2 * 1.13 = 45.20 \text{ cm}^2$$

** Choix des espacements t :

Vue que les espacements trouvée sont supérieur à l'espacement max*
($t > t_{max} = \min(0.9 d, 40 \text{ cm})$), donc on prend :

_ en travée : $t = t_{max} = 40 \text{ cm}$.

_ aux voisinage des appuis (à $1/10 L = 2.25 \text{ m}$) : $t' = t/2 = 20 \text{ cm}$.

Chapitre 11

Flexion transversal

Chapitre 11

Flexion transversal

11_1 Introduction

Le tablier du pont est constitué par une dalle pleine et un encobellement .
Donc l'effort supporté dans la dalle centrale sera la superposition des efforts apportés dans cette dalle par les charges placées sur les encorbellements aux efforts apportés par les charges placées sur cette même dalle . C'est pourquoi on évalue les efforts dans les deux cas puis en les superpose .

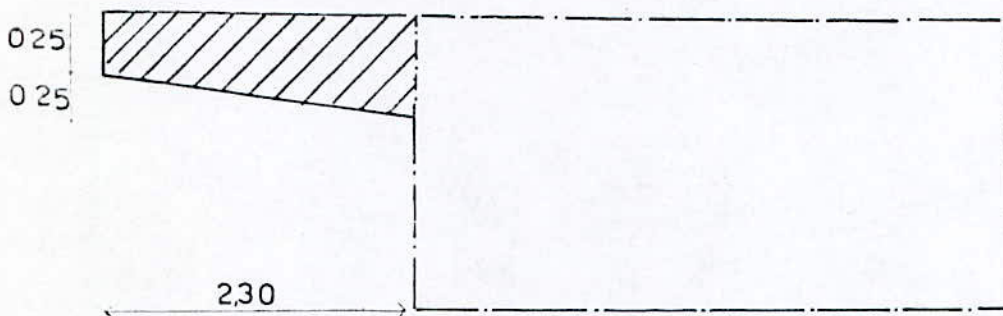
11_2 Moments apportés dans la dalle centrale par les charges placée sur l'encobellements

11_2_1 Calcul des moments flichissants et des effort tranchants dans la section d'encastrement

L'encorbellement n'est soumis que aux surcharges de trottoirs, son poids propre et la superstructure .

11_2_1_1 Poids propre et superstructure

a°) Poids propres :



$$P_p = q \cdot s \quad \text{avec } q = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$s = 2.3 \cdot (0.25 + 0.5) / 2 = 0.8625 \text{ m}^2$$

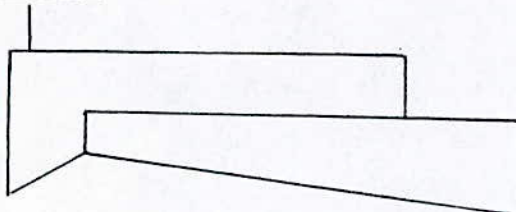
$$\text{d'ou : } P_p = 2.5 \cdot 0.8625 = 2.15625 \text{ t/ml}$$

Centre de gravité par rapport à la section d'encastrement:

$$X_G = (2.3/2 \cdot (0.25 \cdot 2.3) + 2.3/3 \cdot (0.25 \cdot 2.3/2)) / (0.25 \cdot 2.3 + 0.25 \cdot 2.3/2) = 0.8817 \text{ m}$$

b°) Superstructure :

_ Comiche :



$$P_c = S \cdot q \quad q = 2.2 \text{ t/m}^2, S = 0.555 \text{ m}^2$$

$$P_c = 1.221 \text{ t/ml} ; X_G = 2.55 \text{ m}$$

Voussoir :

$$P_v = S \cdot q = 0.4345 \text{ t/ml} ; \quad X_G = 2.55 \text{ m}$$

Garde corps : $P_g = 0.1 \text{ t/ml} ; \quad X_G = 2.55 \text{ m}$

	CORNICHE	VOUSSOIRE	GARD CORPS	TOTAL
POIDS (t/m)	1,221	0,435	0,100	1,756
X_G m	1,823	0,925	2,550	1,642

TABLEAU :11.1 POIDS ET ABSSICE DU CENTRE DE GRAVITE

d'ou L'effort tranchant et le moment fléchissant sont données par :

$$T = - (1.7555 + 2.15625) = -3.9116 \text{ t/ml}$$

$$M_f = - (1.7555 \cdot 1.6418 + 2.15625 \cdot 0.8817) = -4.7822 \text{ tm/ml}$$

11_2_1_2 Efforts tranchants et moments fléchissant dus aux surcharges de trottoir

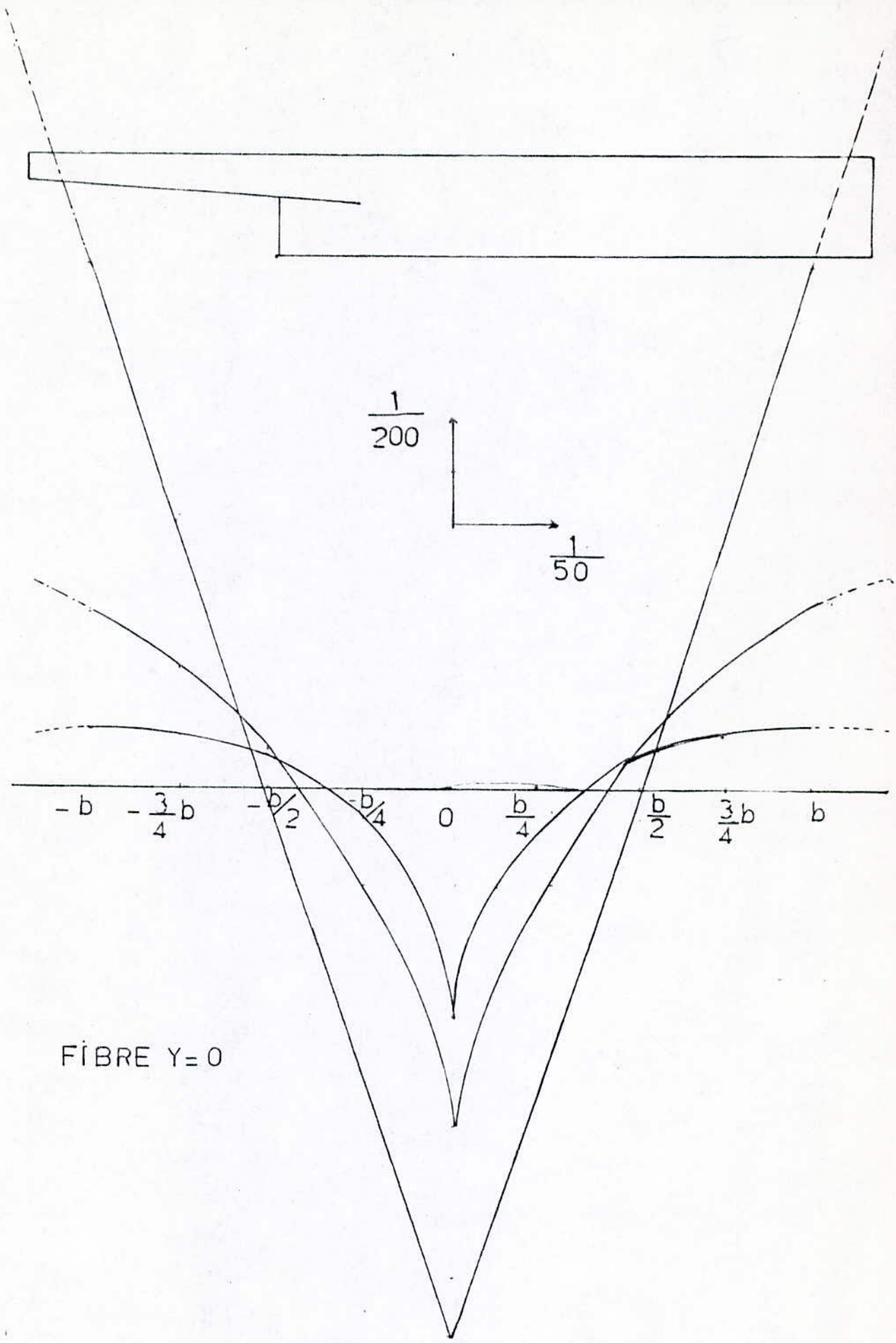
Le trottoir supporte une surcharge de 450 kg/ml répartie sur une distance de 2m d'ou $T = -q \cdot L = -0.45 \cdot 2 = -0.9 \text{ t/ml}$

$$M_{st} = q \cdot L \cdot (L/2 + d)$$

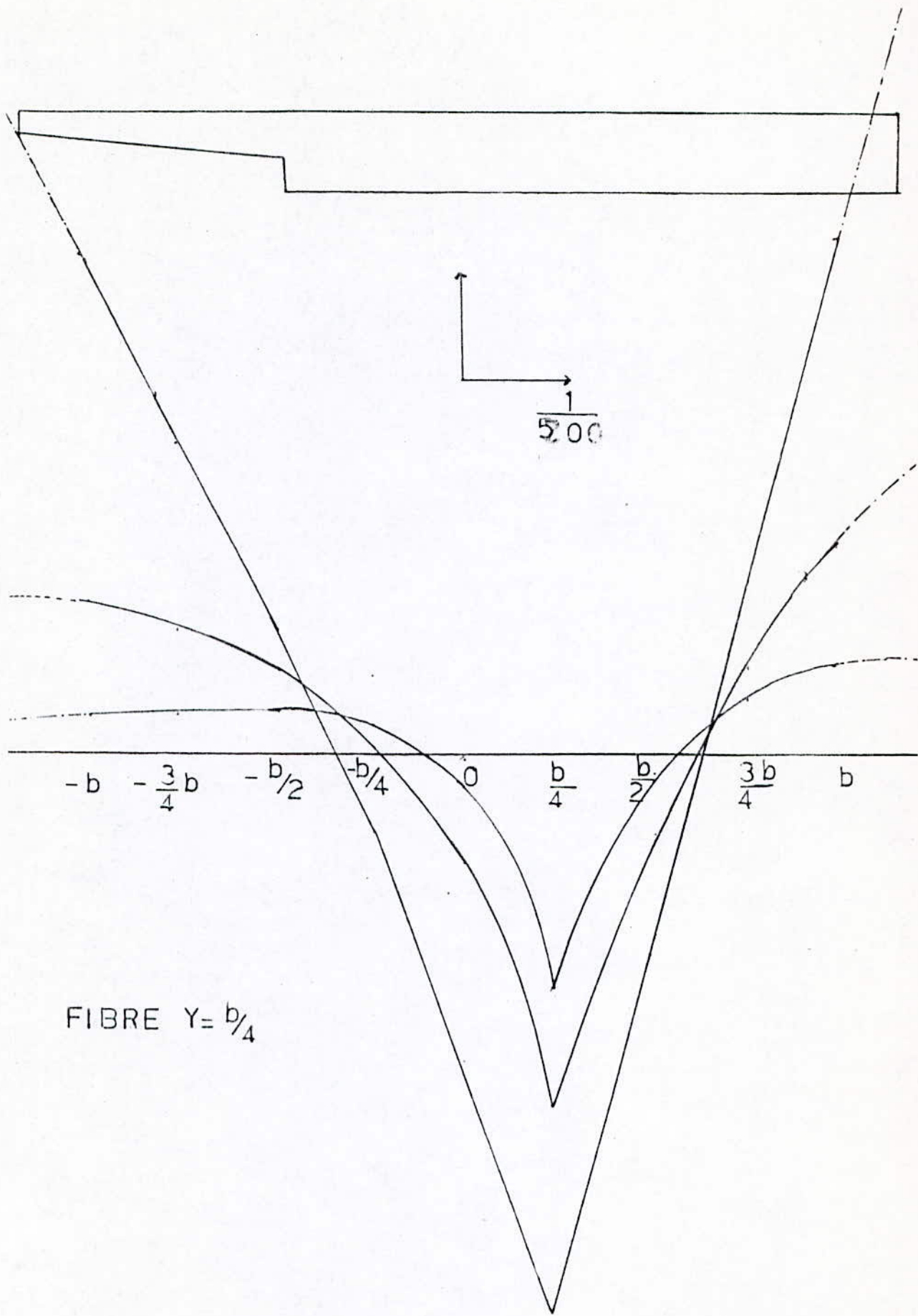
$$M_{st} = -0.45 \cdot 2 \cdot (1 + 0.3) = -1.17 \text{ tm/ml}$$

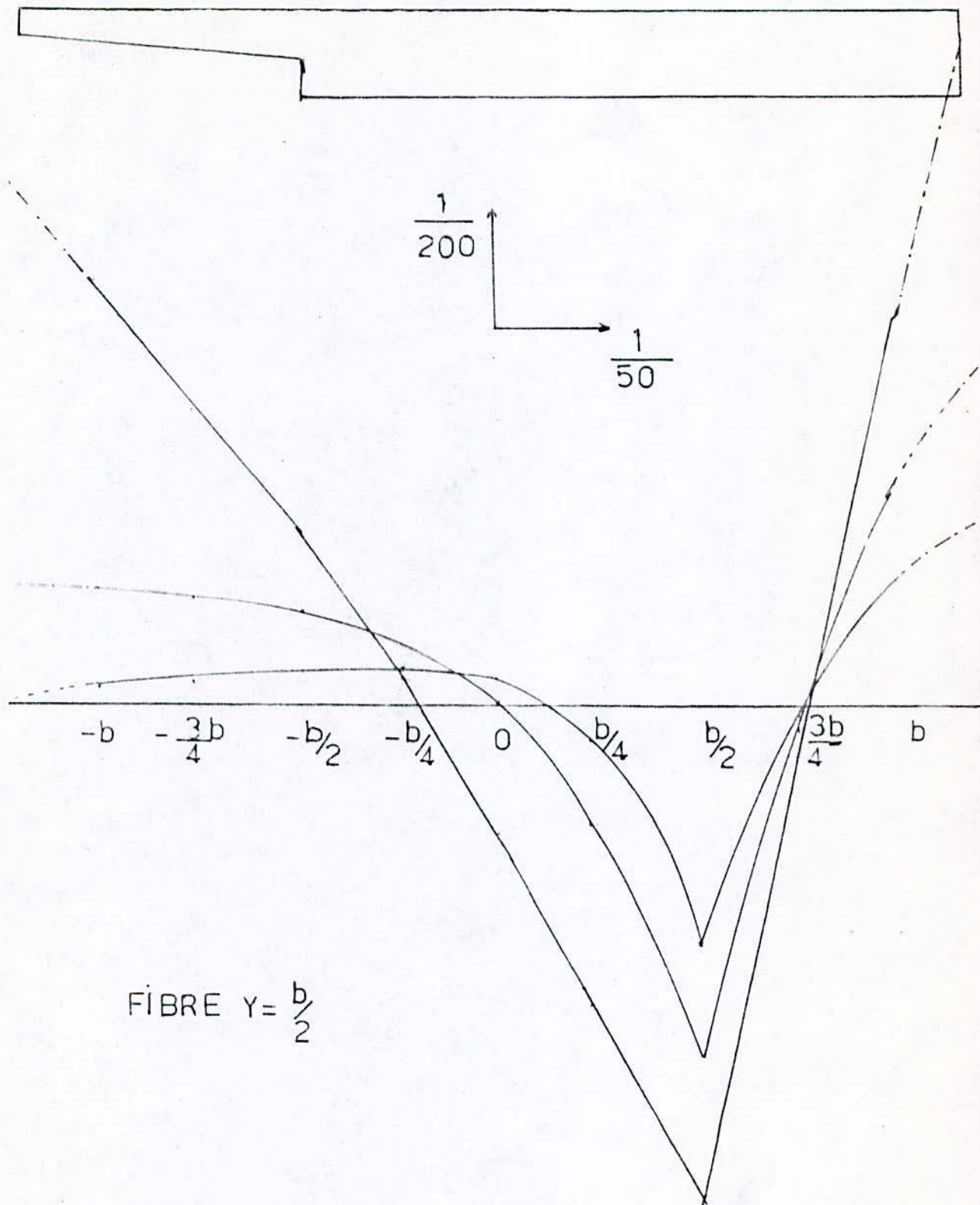
fibre	$\mu \cdot 10^{-4}$	$\frac{1}{2}b$	$-\frac{3}{4}b$	$\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3}{4}b$	b
y=0	θ_1	-1983,60	-1035,08	49,93	1009,55	2186,10	1009,55	49,93	-1035,08	-1983,60
	θ_2	-685,29	-459,71	-148,15	376,64	1319,59	376,64	-148,15	-459,71	-685,29
	θ_3	-221,70	-202,87	-137,17	110,35	880,72	110,33	-137,17	-202,87	-221,70
y = $\frac{b}{4}$	θ_1	-1838,90	-1163,73	-462,90	291,06	1127,89	2081,61	6740,5	-633,70	-1892,74
	θ_2	-560,84	-461,30	-320,03	270,2	405,97	1299,18	2944,7	-319,54	-770,09
	θ_3	-141,97	-154,70	-161,00	115,86	115,86	872,59	77,64	-206,44	-325,79
y = $\frac{b}{2}$	θ_1	-1464,22	-1033,70	-586,85	106,21	428,99	1036,06	1742,21	65,19	-1328,57
	θ_2	-418,29	-380,48	-330,50	230,48	210,6	401,23	1214,03	75,69	-766,34
	θ_3	-86,07	-103,78	-127,03	144,54	110,33	105,25	834,16	19,15	-427,40
y = $\frac{3}{4}b$	θ_1	-855,70	-648,08	-450,29	193,84	56,64	357,49	692,97	1095,08	932,49
	θ_2	-235,77	-232,63	-224,88	200,32	135,42	28,32	329,78	938,99	-572,48
	θ_3	-44,07	-56,65	-74,45	100,10	119,43	92,93	89,15	74,84	-412,77

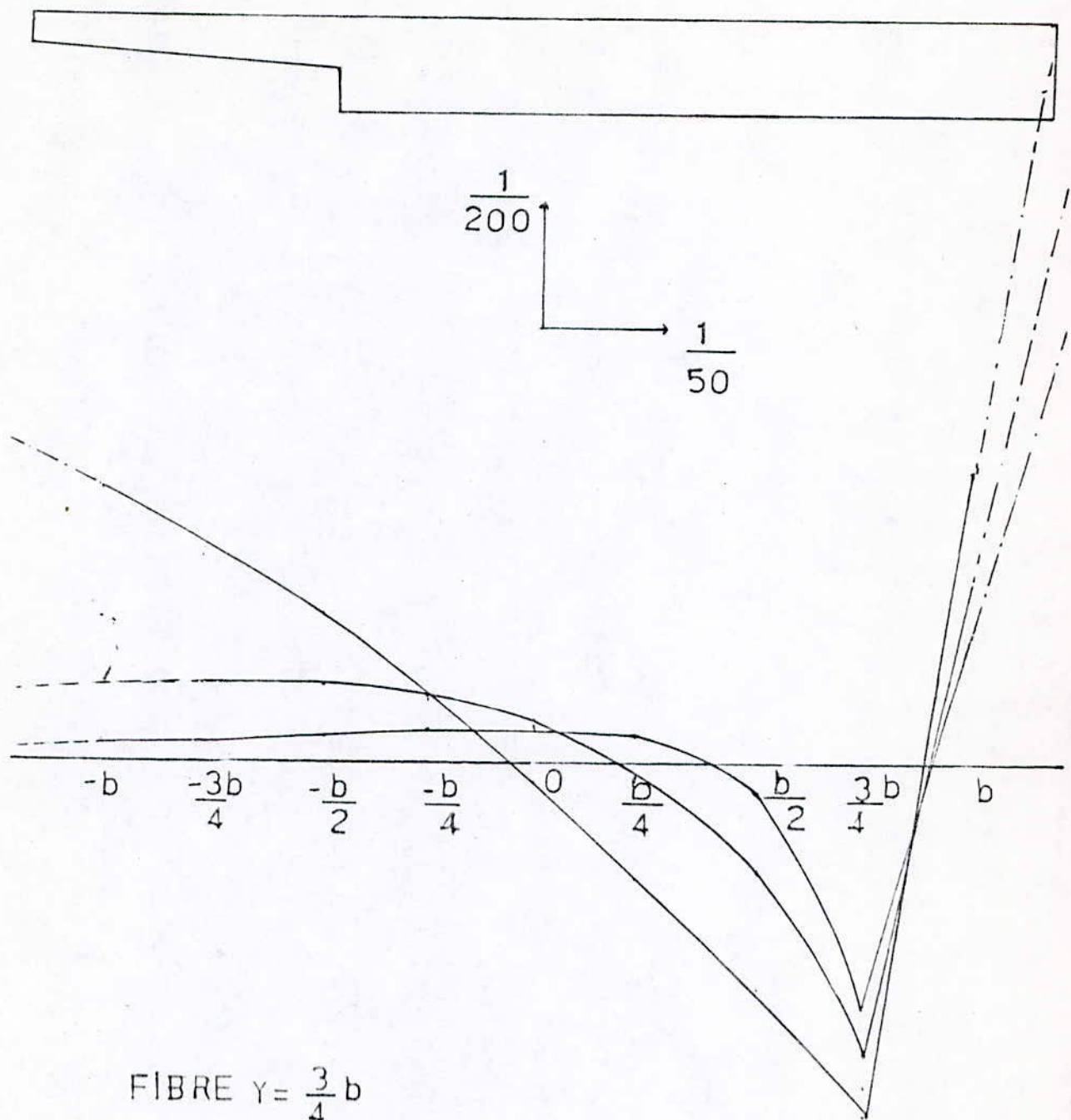
TABLEAU:11-2 Coefficients de répartition transversaux (μ)



FIBRE Y=0







11_2_2 Moments apportés dans la dalle centrale par les charge placées sur l'encorbellement

Considérant M_1 et T_1 respectivement les moments flichissants et l'effort tranchants dans la section d'encastrement S , Le moment transversal dans une fibre quelconque de la dalle est donné pour des charges placées sur l'encorbellement de gauche par :

$$M_G = \frac{4b}{\pi} * (M_1 G \sum \frac{1}{n} (\frac{d\mu}{dy})_k \sin(\frac{n\pi c}{L}) \sin(\frac{n\pi d}{L}) \sin(\frac{n\pi x}{L}) + T_1 G \sum \frac{1}{n} (\mu)_b * \sin(\frac{n\pi c}{L}) \sin(\frac{n\pi d}{L}) \sin(\frac{n\pi x}{L})) \quad [1]$$

ou:

b: demi largeur de la dalle équivalente .

μ : l'ordonnée de la ligne d'influence du coefficient de flexion transversale pour la fibre considérée.

c : Demi étalement longitudinal de la surcharge considérée.

d : Position longitudinal du c.d.g de la surcharge dans la travée considérée.

x : abscisse de la section transversale étudiée.

$\frac{d\mu}{dy}$: Pente à μ

L : La portée d'une travée.

	fibres	0		$b/4$		$b/2$		$\frac{3}{4}b$	
n	$\frac{1}{n} \sin^3 \frac{n\pi}{2}$	M_n	Pent	M_n	pent	M_n	pent	M_n	pent
1	1	-0,156	0,036	0,123	0,021	0,074	0,009	0,147	0,044
	-1	-0,119	-0,040	-0,187	-0,038	-0,143	-0,021	-0,082	-0,010
2	-0,333	-0,042	0,005	0,038	0,0018	0,026	0,010	0,051	0,010
	-0,333	-0,072	-0,009	-0,054	-0,031	-0,040	-0,0015	-0,019	-0,001
3	0,20	-0,015	0,0005	0,005	0,0016	0,005	0,001	0,020	0,002
	0,20	-0,029	0,0012	0,0135	0,0009	0,0266	0,0021	0,004	0,0017
M_G	t m	3,1416		2,3722		1,3459		3,2224	
M_T	t m	0,600		0,836		0,649		0,3567	

TABLEAU:11-3 Moments apporte dans La dalle

fibres charges	0	$b/4$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$
trottoir	0,600	0,836	0,649	0,356
permanent	3,222	3,1416	2,372	1,346

TABLEAU:11-4 Moments dus aux encorbellement

11_2_3 Calcul des moments dus aux charges et surcharges placées sur la dalle centrale

Les moments apportés dans la dalle centrale dus aux charges et surcharges placées sur la dalle sont données par la formule :

$$M_y(x,y) = \sum \mu_{0m} P_m b \sin(n\pi x/L)$$

Ce moment est maximum pour la valeur de $x = 0.5 L$

$$\text{d'où } M_y(x,y) = b(\mu_{11} P_1 - \mu_{13} P_3 + \mu_{15} P_5)$$

11_2_3_1 Calcul des P_m

a°) Charge permanente :

$$P_m = 4P/m\pi * \sin(n\pi c/L) \sin(n\pi d/2) * d$$

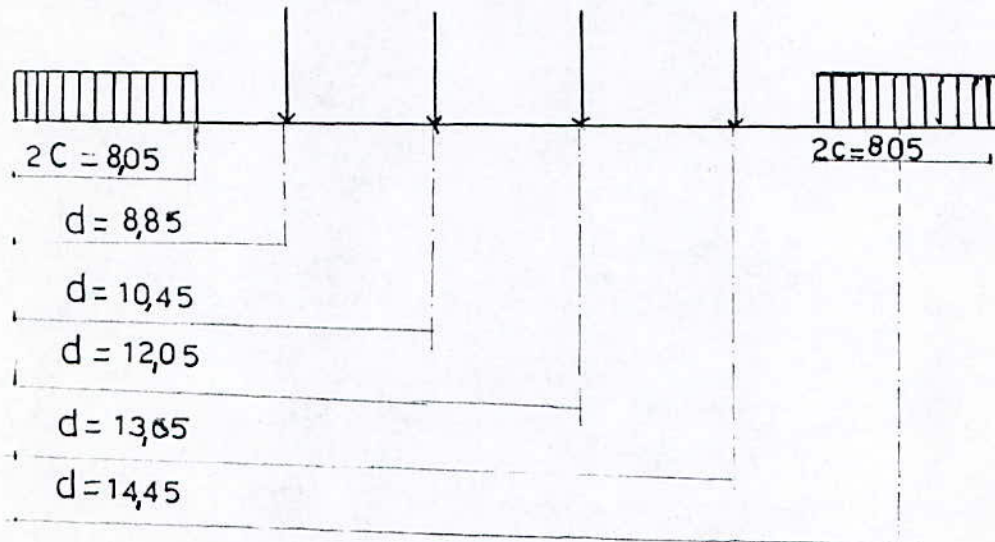
avec : $P = 2.5 * 1.5 * 5.96 = 22.35 \text{ t/m}$

d'où :

$$P_1 = 28.457 \text{ t/ml} ; P_2 = 9.486 \text{ t/ml} ; P_5 = 5.691 \text{ t/ml}$$

b°) Charges d'exploitation :

Pour les charges d'exploitation les P_m max sont données pour le cas ou la résultante de toutes les charges sera à $x=0.5L$



$$P_1 = 4 * 8 / \pi * \sin(8.05\pi / (2 * 22.5)) * (\sin(8.05\pi / (4 * 22.5)) + \sin(18.475\pi / 22.5)) + 2 * 25 / 22.5 * (\sin(10.45\pi / 22.5) + \sin(12.05\pi / 22.5) + \sin(13.65\pi / 22.5) + \sin(8.85\pi / 22.5)) = 13.024 \text{ t/ml}$$

$$P_3 = -0.967 \text{ t/ml} ; P_5 = 4.173 \text{ t/ml}$$

11_2_3_2 Calcul des moments

$$M = b(\mu_{11} P_1 - \mu_{13} P_3 + \mu_{15} P_5)$$

$$b = 3.517 \text{ m}$$

CHARGE	PÉRMANENTE				EXPLOITATION			
Fibre μ_i	0	$b/4$	$b/2$	$3/4 b$	0	$b/4$	$b/2$	$3/4 b$
μ_1	0,0128	0,0129	0,0126	0,0189	0,0160	0,0615	0,0620	0,0471
μ_3	0,0140	0,0047	0,0026	-0,0097	0,0030	0,0414	0,0341	0,0271
μ_5	0,0048	0,0031	0,0006	-0,0059	0,0020	0,0274	0,0160	0,0118

TABLEAU:11.5 Coefficient(μ)pour Les différentes fibres

Charge Fibre	PERMANENTE	TROTTOIR	EXPLOITATION	
0	M_{max}	4,2324	0,600	0,7696
	M_{min}	0,00	0,00	0,00
$b/4$	M_{max}	4,3389	0,8360	3,3235
	M_{min}	0,00	0,00	0,00
$b/2$	M_{max}	3,5432	0,6490	3,1580
	M_{min}	0,00	0,00	0,00
$3/4 b$	M_{max}	3,4399	0,3567	2,3946
	M_{min}	0,00	0,00	0,00

TABLEAU 11-6 Moments totaux sur La dalle centrale

11_3 Prise en compte du coefficient de poisson et de biais [3]

Dans la pratique le coefficient de poisson ν n'est pas nul , il est généralement pris $\nu = 0.2$.

L'étude faite par M. Rowe a montré que l'influence de ce coefficient est très faible sur les valeurs des moments de flexion longitudinale , par contre pour les moments de flexion transversale il faut en tenir compte d'où le moment transversal est donné par : $M = 1.2 M_{GM} + K \nu M_x$

avec :

MGM : Moment calculé par la méthode de MM.GUYON-MASSONNET

K : Coefficient de forme , égal au rapport de la largeur droite du tablier à la portée biaisé de la travée.

v : Coefficient de Poisson égal conventionnellement à 0.20

pour l'effet du biais : le moment dû à la flexion longitudinale sera décomposé suivant les deux génératrices x et y d'ou $M_y = M_x \cos \psi$

$$M_y = 1.2MGM + (Kv + \cos \psi) M_x / 2b$$

$$K = 2b/L = 7.034/2.5 = 0.3126$$

$$\psi = 96.543 \text{ grad} \quad \text{d'ou : } Kv + \cos \psi = 0.1168$$

$$M_y = 1.2MGM + 0.0166 M_x \quad \text{avec} \quad (M_x = MG + M_{SUR})$$

11.4 Moments transversaux dûs à la précontrainte

Le moment longitudinal de précontrainte dans la section 0.5 L est obtenu par la somme du moment isostatique et le moment hyperstatique de précontrainte .

$$M_{xp} = M_{H 0.5L} + F \cdot e$$

avec :

F: Force de précontrainte à 90 jours .

e : Exentricité du câble à 0.5 L .

MH : Moment hyperstatique de précontrainte .

$$F = 3263.725 \text{ tm} ; e = -0.3921 \text{ m} ; M_H = 134.243 \text{ tm}$$

$$\text{d'ou : } M_p/\text{m de largeur} = -162.8467 \text{ tm/ml}$$

$$M_{py} = Kv M_p = -10,1812 \text{ t m/ml}$$

charge fibre		permanent	travail	exploitation	precontraint
0	M_{max}	20,731	1,229	12,876	- 10,128
	M_{min}	0	-0,148	- 3,755	- 10,128
$\frac{b}{4}$	M_{max}	20,859	1,512	15,941	- 10,128
	M_{min}	0	-0,148	- 3,755	- 10,128
$\frac{b}{2}$	M_{max}	19,904	1,288	15,743	- 10,128
	M_{min}	0	-0,148	- 3,755	- 10,128
$\frac{3}{4} b$	M_{max}	19,780	0,973	14,826	- 10,128
	M_{min}	0	-0,148	- 3,755	- 10,128

TABLEAU 11.7 MOMENTS TRANSVÉRSAUX FINAUX

Chapitre 12

Ferraillage du tablier

Chapitre 12

Ferraillage du tablier

12_1 Caractéristique des matériaux

12_1_1 Béton

Le béton utilisé est dosé à 450 kg/m³ par un ciment CPA : 325

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

a/ Contraintes

- Compression du béton :

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{situation accidentelle .}$$

$$\gamma_s = 1.5 \quad \text{situation courante .}$$

$$\begin{aligned} \text{d'ou } \bar{\sigma}_{c28} &= 0.85 \cdot 25 / 1.5 = 14.2 \text{ MPa E.L.U} \\ &= 15 \text{ MPa E.L.S} \end{aligned}$$

Traction du béton :

$$\bar{\sigma}'_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

12_1_2 Aciers

Acier longitudinal et transversal : armatures à haute adhérence

Acier de type Fe E40 .

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = f_e / \gamma_s \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{su} = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa} \quad \text{à L'E.L.U}$$

à l'ELS fissuration préjudiciable

$$f_{su} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 150 \eta \right\}$$

avec $\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence .

$$\text{d'ou } f_{su} = 150 \cdot 1.6 = 240 \text{ MPa}$$

- Cadre et étriers : armatures de haute adhérence .

12_2 Ferraillage transversale

12_2_1 Ferraillage en travée

Le ferraillage sera calculé pour la fibre la plus sollicitée .

D'après l'étude de la flexion transversale les moments extrêmes $M_{y\max}$ et $M_{y\min}$ sont obtenus pour la section à mi-travée (0.5 l) .

Après multiplication par les coefficients de majoration

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 (M_{\text{sur}} + M_{\text{trott}}) + M_{\text{pré}}$$

$$M_{\text{ser}} = M_G + M_{\text{sur}} + M_{\text{trott}} + M_{\text{pré}}$$

FIBRE	ETAT	M_{max} tm/ml	M_{min} tm/ml
y 0	ELU	38,963	-16,036
	ELS	24,655	-14,084
$y = \frac{b}{4}$	ELU	44,158	-16,036
	ELS	28,131	-14,084
$y = \frac{b}{2}$	ELU	42,236	-16,036
	ELS	26,754	-14,084
$y = \frac{3b}{4}$	ELU	40,166	-16,036
	ELS	25,362	-14,084

Les moments maximaux sont obtenus pour la fibre $y=b/4$.

$$M_{y_{max}} = \begin{cases} 44.158 \text{ tm/ml} & \text{ELU} \\ 28.131 \text{ tm/ml} & \text{ELS} \end{cases}$$

$$M_{y_{min}} = \begin{cases} -16.036 \text{ tm/ml} & \text{ELU} \\ -14.084 \text{ tm/ml} & \text{ELS} \end{cases}$$

Calcul des sections d'armatures

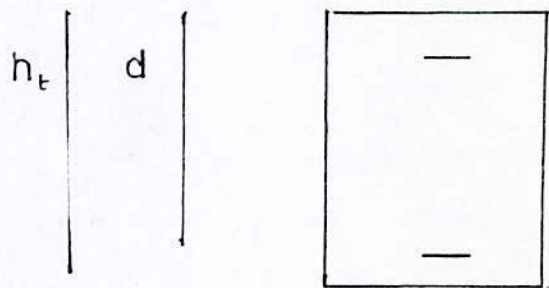
a/ Armatures supérieures

$$d' = 0.1 \text{ m}$$

$$h_t = 1.50 \text{ m}, d = 1.4 \text{ m}$$

$$M_{ser} = -14.084 \text{ tm/ml}$$

$$M_u = -16.036 \text{ tm/ml}$$



$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{E.L.U} \quad ; \quad f_{bu} = 15 \text{ MPa} \quad \text{à l'ELS}$$

$$f_{su} = 348 \text{ MPa} \quad \text{E.L.U} \quad ; \quad f_{su} = 240 \text{ MPa} \quad \text{à l'ELS}$$

$$\mu_{bu} = M_u / (bd f_{bu}) = 0.00576$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.1386$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \gamma - 0.1776 = 0.21066$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \text{ d'ou } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) = 0.00722$$

$$Z_b = d(1 - 0.4 \alpha) = 1.396 \text{ m}$$

$$A_s = M_u / (Z_b \cdot f_{su}) = 3.30 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de largeur}$$

Verification à l'E.L.S

La position de l'axe neutre : est donné par l'équation

$$1/2 b y_1 + n A_s (y_1 - h) = 0$$

avec $b = 1 \text{ m}$, $n = 15$, $A_s = 3.39 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$.

d'où $y_1 = 1.38 \cdot 10^{-1} \text{ m}$

moment d'inertie $I = b y_1^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (h - y_1)^2$

$$I = 0.00977 \text{ m}^4$$

Verification des contraintes

$$\sigma_b = M/I \cdot y_1 = 1.99 \text{ MPa} < \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 M/I \cdot (h - y_1) = 299.74 > 240 \text{ MPa non vérifier}$$

Donc il faut dimensionné à L'E.L.S

$$\alpha = 15 \sigma_{bc} / (15 \sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.47$$

$$M_{rb} = \alpha / 2 \cdot (1 - \alpha / 3) \cdot b d \sigma_{bc} = 5.51 \text{ tm} > M_{ser}$$

$$\mu_{ser} = M_{ser} / (f_{ba} \cdot b d) = \alpha \sigma_s / (1 - \alpha) \cdot (1 - \alpha / 3) / (30 \sigma_{bc})$$

$$30(1 - \alpha) M_{ser} = -b d \alpha / 3 \sigma_s + b h \alpha \sigma_s$$

d'où $\alpha = 0.2688$; $Z = h(1 - \alpha / 3) = 1.274 \text{ m}$

$$M_{s \text{ ser}} = M_{ser} / (Z_b \sigma_s) = 4.60 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A/B > 0.23 \cdot f_{t3} / f_e \quad \text{d'où } A > 0.23 \cdot f_{t3} / f_e \cdot b = 16.905 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 9T16 = 18.10 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armature est donné par la condition de non fragilité .

b/ Armatures inférieures

$$M_u = 44.158 \text{ tm/ml} \quad M_{ser} = 28.181 \text{ tm/ml}$$

$$\mu_{bu} = 0.1586 \quad \gamma = 1.5669 \quad \mu_{Lu} = 0.3561$$

$$\alpha = 0.1954 \quad Z_b = 1.29 \text{ m}$$

$$A_{su} = M_u / (Z_b \cdot f_{su}) = 9.832 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9T12 = 10.18 \text{ cm}^2$$

Vérification à l' E.L.S

$$y_1 = 0.213 \text{ m} \quad I = 0.026 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = M_{ser} / I \cdot y_1 = 2.313 < 14.2 \text{ MPa}$$

vérifier

$$\sigma_s = 193.051 < 240 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité

$$A_s = 0.23 \cdot f_{t3} / f_e \cdot b d = 16.905 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9T16 = 18.10 \text{ cm}^2$$

12_2_2 Ferrailage sur appuis intermediaire

L'appui intermediaire est considéré comme discontinu, le moment transversale est donné par

$$M_y = (K_1/n) * M_x$$

Avec n : représente le nombre d'appuis discontinus dans la ligne d'appuis (nombre d'appareil d'appuis) .

$$K_1 \text{ est donné par } K_1 = (1/3) * (8K + 2K^2 - 4K^3)$$

$$K = 2 * 2b / (D_{i-1} + D_i) \quad D_i = D_{i+1} = 22.5 \text{ m} \quad n = 2$$

$$K = 0.3126 \quad \text{d'ou } K_1 = 0.8580$$

$$M_y = K_1/n * M_x = 0.858/2 * M_x = 0.429 M_x$$

$$M_{xu} = (1.35 MG + 1.5 MQ + M_{\text{pré}}) / 2b$$

$$M_{x \text{ ser}} = (MG + MQ + M_{\text{préc}}) / 2b$$

$$MG = -1885.843 \text{ tm} ; MQ = M_t + M_{\text{surch}} = -802.9678 \text{ tm}$$

$$M_p = F * e + M_H \quad F = 3246.491 \text{ t} ; e = 0.3173 \text{ m} ; M_H = 268.485 \text{ tm}$$

d'ou

$$M_p = 1298.597 \text{ t}$$

$$M_{xu} = -348.556 \text{ tm/ml}$$

$$M_{x \text{ ser}} = -197.642 \text{ tm/ml}$$

$$M_{yu} = -149.53 \text{ tm/ml}$$

$$M_{y \text{ ser}} = -84.788 \text{ tm/ml}$$

Calcul de la section d'armature supérieure sur appui

$$d' = 0.1 \text{ m} ; h_r = 1.5 \text{ m} ; d = 1.4 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = -84.788 \text{ tm/ml} ; M_u = -149.53 \text{ tm/ml}$$

$$\gamma = 1.7635 \quad \mu_{bu} = 0.0537$$

$$\mu_{Lu} = 0.376 > \mu_{bu} = 0.0537 \quad \text{d'ou } A's = 0$$

$$\alpha = 0.069 \quad Z_b = 1.361 \text{ m}$$

$$A_s = M_u / (Z_b * f_{su}) = 31.56 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 9T 20 \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

Verification à LELS

$$\text{axe neutre } y_1 = 0.319 \text{ m} .$$

$$I = 0.066 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 4.107 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 208.606 \text{ MPa}$$

vérifier

Condition de non fragilité $A_s = 7T20$

12_2_3 Ferrailage de la section d'encastrement de l'encorbellement

La section d'encastrement est sollicitée par le poids propre et la surcharge de trottoire .

$$MG = -4.7833 \text{ tm/ml} ; M_{\text{trott}} = -1.17 \text{ tm/ml}$$

$$\text{d'ou } M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ = -8.212 \text{ tm/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = MG + MQ = -5.953 \text{ tm/ml}$$

Calcul des armatures

$$h_t = 1.5 \text{ m} ; d' = 1.4 \text{ m} ; d = 1.4 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; \mu_{bu} = 0.0038$$

$$\alpha = 4.76 * 10^{-3} ; Z_b = 1.397 \text{ m}$$

$$A_{si} = 1.688 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Verification à LEELS

$$y_i = 0.0958 \text{ m} \quad I = 0.0063 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = 9.076 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma'_s = 148.48 \text{ MPa}$$

12.3 Ferrailage longitudinal

Le ferrailage longitudinal sera constitué par des armatures de construction passive. Ce sont des aciers HA 16 espacés de 40 cm. Sur l'appui intermédiaire, il y aura un renforcement d'acier HA 14 qui reprendront la surplus des contraintes dans le béton du aux tassements d'appuis.

Nous devons également prévoir des armatures pour reprendre l'effort supplémentaires dûs aux moments longitudinaux écrétés sur l'appui intermédiaire, qui se calcule comme suit :

$\Delta M_i = 323.153 \text{ tm}$ qui s'étend sur la zone de $d/2 = 2.13/2 = 1.15 \text{ m}$ de part et d'autre de l'axe de l'appui.

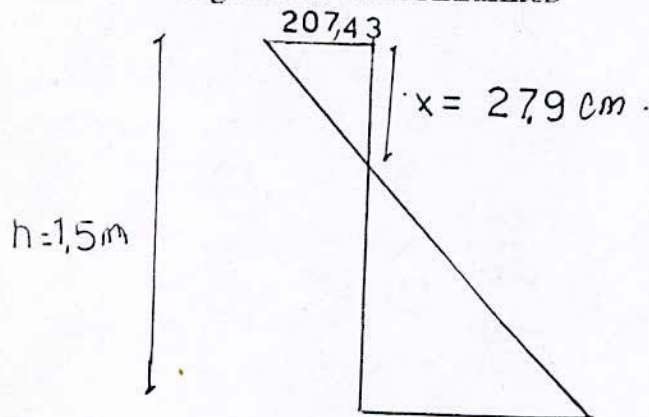
La contrainte de traction sur la fibre supérieure de cet écrêtement est $\sigma'_e = \Delta M/I * V_s$ qui s'ajoute à la contrainte de traction résiduelle sous le même cas de chargement d'où la contrainte de traction sur la fibre supérieure est :

$$\sigma'_e + \sigma'_{\text{résid}} = -323.153/1.9782 * 0.7 - 93.08 = -207.43 \text{ t/m}^2$$

Pour la fibre inférieure la contrainte sera

$$\Delta M/I * V_i + \sigma_{\text{résid}} = 323.153/1.9782 * 0.8 + 777.41 = 908.10 \text{ t/m}^2$$

Diagramme des contraintes



Donc la force de traction pour 1 metre de largeur de la dalle sera :

$$F = 1/2 * \sigma'_b * x * b = 1/2 * 207.4 * 0.279 * 1 = 28.936 \text{ t}$$

D'où la section d'aciers nécessaire est :

$$w = F / \sigma_a \quad \text{avec } \sigma_a = 240 \text{ MPa}$$

$$w = 28936/2400 = 12.057 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8T 14 \quad S_t = 13 \text{ cm}$$

On doit aussi prévoir des armatures de supports, qui sont nécessaire pour le maintien des câbles de précontrainte. Ces armatures seront en HA 14 espace de 0.1 L soit $S_t = 1.125 \text{ m}$.

Chapitre 13

Etude des appareils d'appuis

13_1 Définition

Les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre le tablier d'un pont et les appuis de celui-ci, tout en permettant d'absorber respectivement par rotation et distortion les déformations et les translations de la structure lorsqu'elle sont limitées.

13_2 Notations symboles

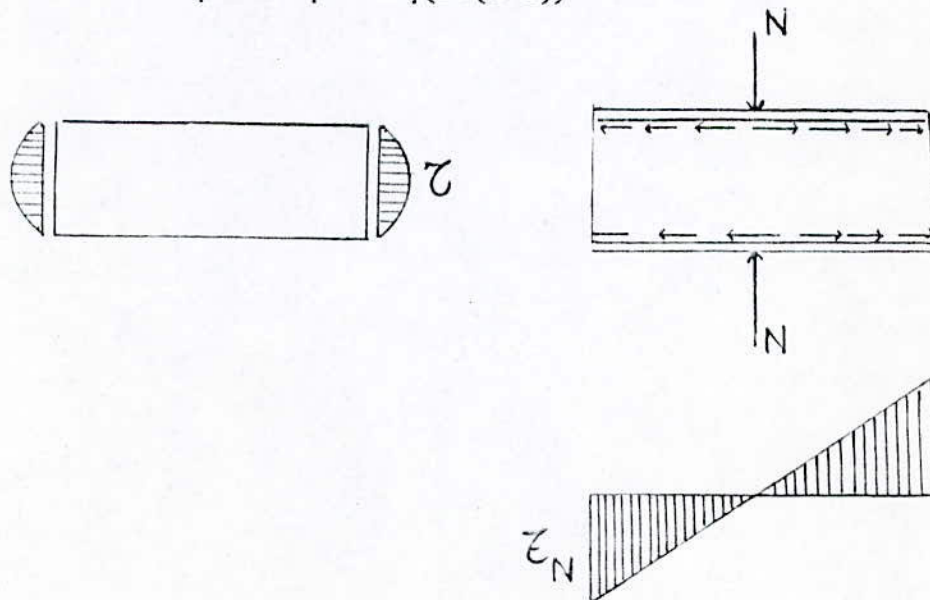
- n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère .
- a, b : Dimensions en plan de l'appui (avec $a < b$)
- t : Epaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère .
- T : Epaisseur nominale totale de l'élastomère .
- t_s : Epaisseur d'une frète élémentaire .
- N : Effort normal appliqué à l'appareil d'appui .
- U_1 : Déformation horizontale, lente, de l'ensemble de l'appareil .
- αT : Angle de rotation de l'appareil d'appui .
- αt : Angle de rotation d'un feuillet élémentaire .
- G : Module d'élasticité transversal .
- σ_m : Contrainte moyenne de compression .
- τ_N : Contrainte de cisaillement dûs à l'effort normal .
- τ_H : Contrainte de cisaillement due à un effort horizontal .
- τ_α : Contrainte de cisaillement dûs à une rotation d'une face d'un feuillet .

13_3 Limitation des contraintes de cisaillement

13_3_1 Compression perpendiculaire aux plan de la plaque

Des contraintes de cisaillement τ_N sous un effort normal apparaissent au niveau du plan de frettage . Tandis que sur le bord de chaque feuillets (au milieu des grandes côtés des feuillets) se développent des contraintes maximales .

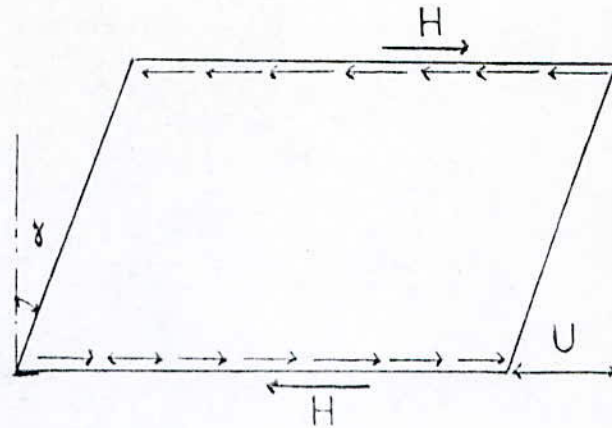
La valeur maximale de ces contraintes τ_N : $\tau_N = 1.5 \sigma_m / \beta$
avec : $\sigma_m = N / ab$ et $\beta = ab / (2t(a+b))$



13_3_2 Distorsion

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage dans le cas d'une distorsion est uniforme .

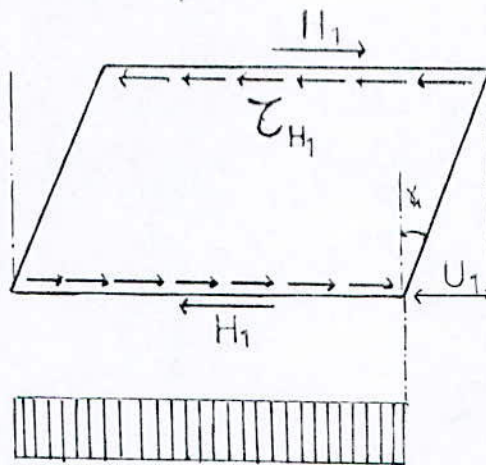
On a deux cas à considérer .



* Déformation lente de l'appareil (dilatation - fluage - retrait) :

$$\text{tg } \gamma = U / T \quad , \quad \tau H = G \text{tg } \gamma = G U / T$$

$$\text{d'où : } \tau H = G U / T$$



* Effort dynamique H2 :

En admettant que le module de cisaillement dans le cas d'un effort dynamique soit égale au double de G .

$$\text{tg } \gamma = U_2 / T = \tau H_2 / 2G = H_2 / 2G a b$$

Donc la déformation est la moitié de celle que aurait un effort statique de même valeur .

** Simultanéité des 2 cas (déformation lente+rapide)

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui sous l'effet statique seul , correspondait à la même déformation totale :

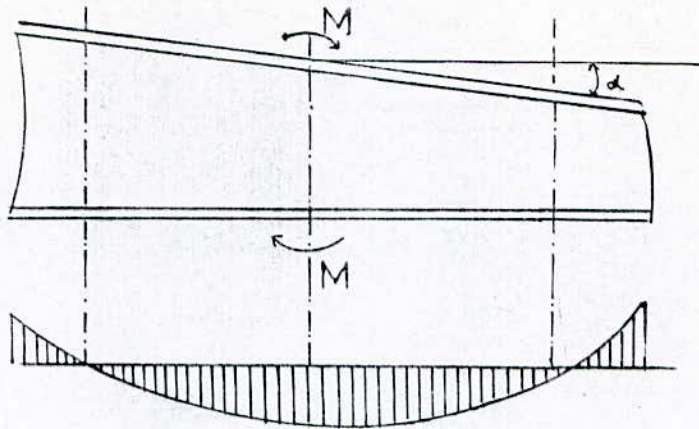
$$\tau H = G U / T + H_2 / 2 a b$$

13_3_3 Rotation

Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire de même feuillet , la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit (voir figure ci-dessous) .

La contrainte maximale apparaît sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur :

$\tau\alpha = G/2 (a/t) (\alpha T + \alpha_0) / n$
 avec α_0 : Rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose .
 Béton coulé sur place : $\alpha_0 = 0.003 \text{ rad}$



13_4 Prescription réglementaire

a°) Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$T = T_N + T_H + T_a < 5 G < 40 \text{ bars}$$

$$\text{avec : } T_H < 0.5 G ; T_H < 0.7 G ; T_a < T_N$$

b°) Limitation de la contrainte moyenne de compression :

$$(\sigma_m)_{\max} = N_{\max} / ab < 150 \text{ bars}$$

c°) Condition de non cheminement et non glissement :

$$(\sigma_m)_{\min} = N_{\min} / ab > 20 \text{ bars} , H = H_1 + H_2 < f \cdot N$$

f : Coefficient de frottement de l'appareil sur le support

f = 0.10 + 6/σ_m (Cas où les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuillets d'elasromère) .

d°) Condition de non flambement :

$$T < a/5 \text{ et vérifier } T > a/10$$

e°) Condition de non soulèvement :

$$\alpha t < 3/\beta \cdot t/a \cdot \sigma_m / G$$

f°) Dimensionnement des frettes :

$$t_s > a/\beta \sigma_m / \sigma_e \text{ et } t_s > 2 \text{ mm}$$

13_5 Dimensionnement des appareils d'appuis

Les appareils d'appuis seront en élastomère fretté de type 1 CUMBA non striés, ils seront simplement posés sur des bossages en béton armé réglés strictement horizontaux, les caractéristiques principales de ces appareils d'appui sont :

- Dureté shore selon la norme NFT 46.00.3 du 31.01.62 $shA=60$
- Module différé de cisaillement transversal $G= 10$ bars

13_5_1 Réactions maximales et minimales revenant à chaque appareils d'appui

Sur chaque lignes d'appui en dispose de deux appareils d'appuis, symétrique par rapport à l'axe longitudinal du tablier.

* Au niveaux de la Cullé : A0

$$R0_{max} = 419.29 \text{ t} \quad N0_{max} = R0_{max} / n = 419.29/2 = 209.245 \text{ t}$$

d'ou

$$R0_{min} = 261.695 \text{ t} \quad N0_{min} = R0_{min} / n = 261.695/2 = 130.847 \text{ t}$$

** Au niveau de la pile : A1

$$R1_{max} = 1105.63 \text{ t} \quad N1_{max} = R1_{max} / n = 552.815 \text{ t}$$

d'ou

$$R1_{min} = 814.29 \text{ t} \quad N1_{min} = R1_{min} / n = 407.145 \text{ t}$$

13_5_2 Dimensionnement des appareils d'appui intermédiaire A1 (Pile)

On fixe des dimensions normalisées suivant les exigences de la compression et ensuite, on procède aux vérifications nécessaires.

$$(om)_{max} = N1_{max} / ab < \sigma_m = 150 \text{ bars} \quad (1) \quad a.b > 3685.83 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

d'ou :

$$(om)_{min} = N1_{min} / ab > 20 \text{ bars} \quad (2) \quad a.b < 20357.25 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

D'après le tableau nous choisiront l'appareil dont les caractéristiques sont :

$$a = 50 \text{ cm} ; b = 90 \text{ cm} ; S = 4500 \text{ cm}^2 ; t = 1.2 \text{ cm} ; n = 8 ; T = nt = 10 \text{ cm}$$

$$ts = 3 \text{ mm} ; \alpha_{tab} = 0.0012 \text{ rad}$$

13_5_3 Dimensionnement des appareils d'appuis de rive A0 (Culée)

$$(om)_{max} = N0_{max} / ab < \sigma_m = 150 \text{ bars} \quad (1) \quad a.b < 1397.63 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

d'ou :

$$(om)_{min} = N0_{min} / ab > 20 \text{ bars} \quad (2) \quad a.b > 6542.35 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

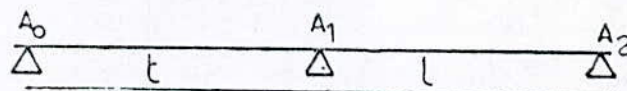
D'après le tableau nous choisirons l'appareil dont les caractéristiques sont :

$$a = 30 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} ; S = 1500 \text{ cm}^2 ; t = 1 \text{ cm} ; n = 6 ; T = nt = 6 \text{ cm}$$

$$ts = 3 \text{ mm} ; \alpha_{tab} = 0.0033 \text{ rad}$$

13_6 Répartition des efforts horizontaux

Schéma statique :



Vu que les fondations des appuis sont profondes et l'ensemble des constituants (voiles + semelles de liaison de pieux) forment un ensemble rigide, en négligeant les déformations de ces appuis, on ne tiendra compte que des déformations au niveaux des appareils d'appuis (élastomère).

_ Aux niveaux des élastomère :
 Les déformations δ_i sont données par la formule: $\delta_i = T_i / (nGA)$
 * pile : $n=8$ $T=10$ cm $\delta_1 = 10 / (8 * 10^4 * 4500) = 0.2777 * 10^{-4}$
 ** Culée : $n=6$ $T=6$ cm $\delta_2 = 6 / (6 * 10^4 * 1500) = 0.6667 * 10^{-4}$

appuis	X_i (m)	$\delta_i \cdot 10^4$	$k_i = 1/\delta_i$	$\% = k_i / \sum k_i \cdot 100$
A_0	0	0,6667	14999,2	22,72
A_1	22,5	0,2777	36010,08	54,56
A_2	45	0,6667	14999,2	22,72

13_6_1 Vérification de la position du centre élastique

Le centre élastique d'abscisse X_0 , qui définit la position de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement et son abscisse X_0 est donnée par la formule :

$$X_0 = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i}$$

$$X_0 = \frac{(14999.2 * 0 + 36010.08 * 22.5 + 14999.2 * 45)}{66008.48} = 22.5 \text{ m} = L$$

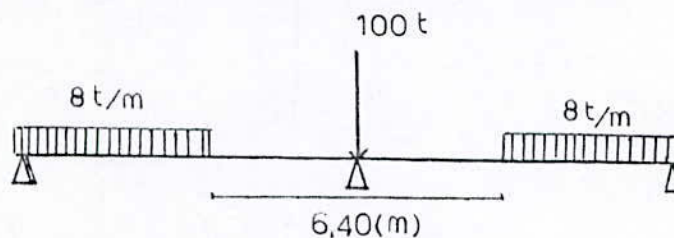
Donc la position du centre élastique est vérifiée

13_6_2 Calcul des efforts de freinage

La valeur de l'effort de freinage est définie comme étant le 1/7 de R tel que R est la résultante maximale due aux surcharges (Convoie type)

$$F_f = R/7$$

R_{max} est obtenue suivant le chargement suivant :



$$R = 100 + 8(45 - 6.4) = 408.8 \text{ t} \quad \text{d'ou } F_f = 408.8/7 = 58.4 \text{ t}$$

qui sera répartie sur les appuis suivant le % calculé :

$$\text{Culée : } F_{fc} = \%(\text{culée}) * F_f = 22.72 * 58.4 / 100 = 13.27 \text{ t}$$

$$\text{Pile : } F_{fp} = \%(\text{pile}) * F_f = 54.56 * 58.4 / 100 = 31.86 \text{ t}$$

13_7 Vérification des critères de dimensionnement pour les appareils d'appui

13_7_1 Appui intermédiaire (Pile)

1°) Calcul des contraintes :

a) Compression :

$$\tau_N = 1.5 \sigma_m / \beta$$

$$\sigma_m = N_{\max} / ab = 552.815 \cdot 10 / 4500 = 122.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'ou } \tau_N = 13.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = ab / 2l(a+b) = 4500 / 2 \cdot 1.2 \cdot (50+90) = 13.39$$

b) Distorsion :

Déformation lente (dilatation Δt ; retrait Δr ; fluage Δf)

$$\tau_{H1} = GU_1 / T, \quad U_1 = \Delta r + \Delta f + \Delta t$$

$$\text{avec: } * \Delta r = 0.0003 \cdot L / 2 = 0.0003 \cdot 22.5 / 2 = 0.34 \text{ cm}$$

$$* \Delta f = L / 2 \cdot \sigma_m / E_v,$$

E_v : module de déformation différé du béton : $E_v = 1212435 \text{ t/m}^2$

σ_m : valeur moyenne de la contrainte de compression de la fibre inférieure

$$\text{entre } \sigma'_M \text{ et } \sigma'_{A0} : \sigma_m = (\sigma'_M + \sigma'_{A0}) / 2$$

σ'_M : contrainte de compression au milieu de la travée (à vide) $\sigma'_M = 365.78 \text{ t/m}^2$

σ'_{A0} : contrainte de compression à l'appui de rive (à vide) : $\sigma'_{A0} = 403.47 \text{ t/m}^2$

$$\Delta f = 22.5 \cdot (365.78 + 403.47) / (2 \cdot 1212435) = 0.0036 \text{ m} = 0.36 \text{ cm}$$

$$* \Delta t = - \varepsilon \Delta T \cdot LP = - 0.0001 \cdot 2 \cdot 22.5 = - 0.0045 \text{ m} = - 0.45 \text{ cm}$$

$$\text{d'ou : } U_1 = \Delta r + \Delta f + \Delta t = 0.34 + 0.36 + 0.45 = 1.15 \text{ cm}$$

$$\tau_{H1} = GU_1 / T = 10 \cdot 1.15 / 10 = 1.15 \text{ kg/cm}^2 ; \text{tg} \gamma_1 = U_1 / T = 1.15 / 10 = 0.115$$

- effort dynamique : (freinage)

$$\text{tg} \gamma_2 = U_2 / T = H_2 / 2G_{ab} = 15.93 \cdot 10 / (2 \cdot 20 \cdot 50 \cdot 90) = 0.177$$

$$H_2 = F_{fp} / n = 31.86 / 2 = 15.93 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = 2G \text{tg} \gamma_2 = 2 \cdot 10 \cdot 0.177 = 3.54 \text{ kg/cm}^2$$

- Simultanéité des 2 cas (déformation lente+rapide)

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 1.15 + 3.54 = 4.69 \text{ kg/cm}^2$$

Remarque :

On néglige l'effet du vent et du séisme car la région de Buira est de faible sismicité et le vent donne un effet moins défavorable que l'effet du freinage .

C) Rotation :

On suppose que la travée est isostatique et on calcule la rotation sous l'effet de la charge permanente G et la surcharge (convoi type) supposée uniformément répartie sur toute la travée .

$$\text{telle que : } qf = R/L = (25 \cdot 4 + 8 \cdot 16.4) / 22.5 = 10.3 \text{ t/ml}$$

$$g = 29.801 \text{ t/ml}$$

$$T = \alpha_1 + \alpha_2 \quad \text{avec: } \alpha_1 = gl / (24 E_v I) = 29.801 \cdot 22.5 / (24 \cdot 1212435 \cdot 1.9782) = 0.0058 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0.003 \text{ rad} \quad \alpha_2 = qf l / (24 E_i I) = 10.3 \cdot 22.5 / (24 \cdot 3513972 \cdot 1.9782) = 0.0007 \text{ rad}$$

$$\alpha_T = 0.0058 + 0.0007 = 0.0065 \text{ rad}$$

$$\text{Pour un feillet : } \alpha_t = (\alpha_T + \alpha_0) / n = (0.0065 + 0.003) / 8 = 0.00118 \text{ rad} < \alpha_{tab} = 0.0012 \text{ rad}$$

$$\tau_\alpha = G/2 (a/t) (\alpha_T + \alpha_0) / n = 10/2 (50/1.2) \cdot (0.0065 + 0.003) / 8 = 10.31 \text{ kg/cm}^2$$

2°) Verification :

a°) Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5G \quad \tau = 13.76 + 4.69 + 10.31 = 28.76 \text{ kg/cm}^2 < 50 \text{ kg/cm}^2$$
$$\tau_{H1} = 1.15 \text{ kg/cm}^2 < 0.5 G = 5 \text{ kg/cm}^2, \quad \tau_H = 4.69 \text{ kg/cm}^2 < 0.7G = 7 \text{ kg/cm}^2$$
$$\tau_\alpha = 10.31 \text{ kg/cm}^2 < \tau_N = 13.76 \text{ kg/cm}^2$$

b°) Limitation de la contrainte moyenne de compression :

$$(\sigma_m)_{\max} = N_{\max} / ab = 552.815 * 10 / 4500 = 122.85 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

c°) Condition de non cheminement et non glissement :

$$(\sigma_m)_{\min} = N_{\min} / ab = 407.145 * 10 / 4500 = 90.48 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$$
$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) ab = (1.15 + 3.54) * 4500 = 21105 \text{ kg}, f = 0.12 + 6 / ((\sigma_m)_{\min} - 0.17)$$
$$1N = 0.17 * 552.815 * 10 = 93978.55 \text{ kg} \quad \text{d'ou : } H < fN$$

d°) Condition de non flambement :

$$T = 10 \text{ cm} < 50/5 = 10 \text{ cm}$$
$$T = 10 \text{ cm} > a/10 = 5 \text{ cm}$$

e°) Condition de non soulèvement :

$$\beta = 13.39$$
$$\alpha_t = 0.00118 \text{ rad} < 3/\beta \quad t/a \quad \sigma_m/G = 3/13.39 * 1.2/50 * 122.85/10 = 0.00158 \text{ rad}$$

f°) Dimensionnement des frettes :

$$t_s = 3 \text{ mm} > a/\beta * \sigma_m/\sigma_e = 50/13.39 * 122.85/2400 = 1.9 \text{ mm}$$

Acier E24, $\sigma_m = 2400 \text{ kg/cm}^2$
Donc toutes les conditions sont vérifiées

13_7_2 Appui de rive (Culée)

1°) Calcul des contraintes :

a°) Compression :

$$\sigma_m = N_{\max} / ab = 209.645 * 10 / 1500 = 139.76 \text{ kg/cm}^2$$
$$\beta = ab / 2t(a+b) = 30 * 50 / 2 * 1 * (30+50) = 9.375$$
$$\text{d'ou : } \tau_N = 1.5 * 139.76 / 9.375 = 22.36 \text{ kg/cm}^2$$

b°) Distortion :

_ Déformation lente (dilatation Δt , retrait Δr , fluage Δf)

$$\tau_{H1} = G * U_1 / T = 10 * 1.15 / 6 = 1.92 \text{ kg/cm}^2$$

_ Effort dynamique (feinage):

$$tgy_2 = U_2 / T = H_2 / 2G_{ab} = 6.635 * 10 / (2 * 10 * 30 * 50) = 0.22$$

$$H_2 = F_{fp} / n = 13.27 / 2 = 6.635 \text{ t}$$

$$\text{d'ou : } \tau_{H2} = 2G tgy_2 = 2 * 10 * 0.22 = 4.4 \text{ kg/cm}^2$$

_ Simultanéité des deux cas : (déformation lente + rapide)

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = 1.92 + 4.4 = 6.32 \text{ kg/cm}^2$$

c°) Rotation :

Pour un feuillet élémentaire :

$$\alpha_t = (\alpha_T + \alpha_0) / n = (0.0065 + 0.003) / 6 = 0.00158 \text{ rad} < \alpha_{tab} = 0.0033 \text{ rad}$$

$$\tau_\alpha = G/2 (a/t) (\alpha_T + \alpha_0) / n = 10/2 * (30/1) * 0.00158 = 7.11 \text{ kg/cm}^2$$

2°) Vérification :

a°) Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\begin{aligned}\tau &= \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 22.36 + 6.32 + 7.11 = 35.79 \text{ kg/cm}^2 < 50 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{H1} &= 1.92 \text{ kg/cm}^2 < 0.5 G = 5 \text{ kg/cm}^2 ; \tau_H = 6.32 \text{ kg/cm}^2 < 0.7 G = 7 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_\alpha &= 7.11 \text{ kg/cm}^2 < \tau_N = 22.36 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

b°) Limitation de la contrainte moyenne de compression :

$$(\sigma_m)_{\max} = N_{\max} / a b = 209.645 * 10 / (30 * 50) = 139.76 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

c°) Condition de non cheminement et non glissement :

$$\begin{aligned}(\sigma_m)_{\min} &= N_{\min} / ab = 130.847 * 10 / 30 * 50 = 87.23 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2 \\ H &= H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) * ab = (1.92 + 4.4) * 30 * 50 = 9480 \text{ kg} \\ f &= 0.12 + 6 / \sigma_m = 0.12 + 6 / 139.76 = 0.163 ; f * N = 209.645 * 10 * 0.163 = 34172 \text{ kg} \\ \text{d'où : } H &< f * N\end{aligned}$$

d°) Condition de non flambement :

$$\begin{aligned}T &= 6 \text{ cm} < 30 / 5 = 6 \text{ cm} \\ T &= 6 \text{ cm} > a / 10 = 3 \text{ cm}\end{aligned}$$

e°) Condition de non soulèvement :

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= 0.00158 \text{ rad} \quad \beta = 9.375 \\ \alpha_1 &= 0.00158 \text{ rad} < 3 / \beta * (t/a) \quad \sigma_m / G = 30 / 9.375 * (1/30) * 139.76 / 10 = 0.00496 \text{ rad}\end{aligned}$$

f°) Dimensionnement des frettes :

$$\begin{aligned}t_s &= 3 \text{ mm} > a / \beta * \sigma_m / \sigma_e = 30 / 9.375 * 139.76 / 2400 = 1.9 \text{ mm} \\ \text{Donc toutes les conditions sont vérifiées}\end{aligned}$$

Conclusion :

On adoptera le même type d'appareils d'appuis (en élastomère fretté de type 1 non striés , shA = 60 , G= 10 bars)

- _ Culée : 2 appareils 300 * 500 * 60 * 75
- _ Pile : 2 appareils 500 * 900 * 100 * 110

Chapitre 14

Les ancrages

14_1 Introduction

C'est par les ancrages que diffèrent essentiellement les divers procédés . Ces ancrages sont destinés à transmettre aux béton les forces exercées dans les armatures de précontrainte et permettent aussi de maintenir la tension des câbles après l'opération de mise en tension qui se fait à l'aide de vérins .

14_2 Type d'ancrage utilisé (fig(1))

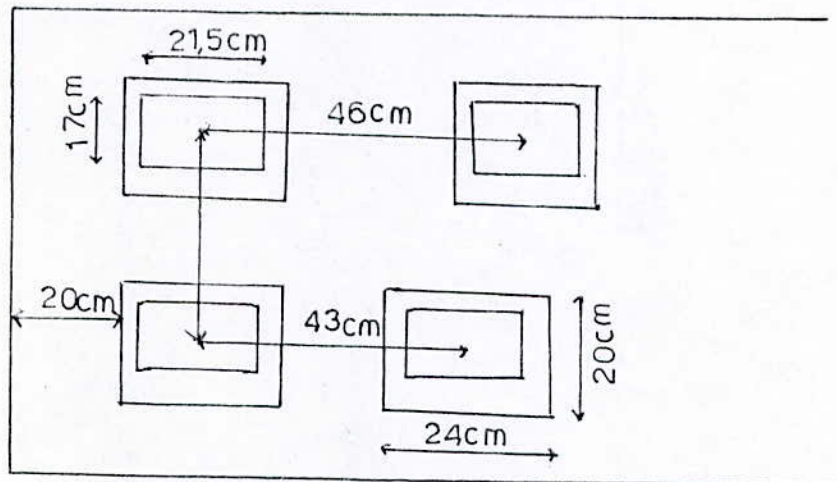
14_2_1 Description

C'est un ancrage à plaque SD . Composé d'une plaque forgée comportant, outre les percées coniques où se logent les clavettes , des trous taraudés permettant de fixer le tuyau de raccordement , le capot d'injection , la plaque de maintien des clavettes pour ancrage passif , La plaque est également pourvue d'un trou de passage pour le tube d'injection et d'un trou d'event pour la purge de conduit .

14_2_2 Caractéristique technique

- _ Reservation A * B : 240 / 200
H = 110 mm
- _ Plaque S D a * b : 215 / 170
t = 45 mm
- _ Trompette de transition : $\phi_g = 95$ mm
L = 450 mm
- _ Entraxe min : 280 / 440
- _ Distance au bord : Rmin = 140 mm

Dans notre cas on a une surface de 5960 / 1500 et 27 câbles qui seront disposées en deux nappes la 1er nappe comprend 14 câbles avec un entraxe $e = 43$ cm et une distance au bord $R = 20$ cm . La 2ème nappe comprend 13 câbles avec un entraxe $e = 46$ cm et une distance au bord $R = 20$ cm .



14_3 Ferrailage

14_3_1 Frettage de surface

$$A_s = 0.04 * P / (2/3 * f_e) \quad P = F/N = 3428.925 / 27 = 136.997 \text{ t} = 1.27 \text{ MN}$$
$$f_e = 40 \text{ MPa}$$

d'où : $A_s = 0.04 * 1.27 / (2/3 * 400) * 10 = 1.905 \text{ cm}^2$
soit : 4 T8 : 2.01 cm² 2 cadre T8

14_3_2 Effet d'éclatement

_ Contrainte de traction du béton :

$$\sigma_{tj} = 0.5 * (1 - a_i / d_j) * F / b d \quad \text{avec :}$$

$$F = 1.27 \text{ MN}$$

$$a_i = 0.17 \text{ m} , 0.215 \text{ m}$$

$$d_j = 44 \text{ cm} , 43 \text{ cm} \quad d = 43 \text{ cm}$$

$$\text{d'où : } \sigma_{tj} = 2.055 \text{ MPa} \quad \text{Pour } a = 0.17 \text{ m} , d_j = 0.44 \text{ m}$$

$$\sigma_{tj} = 1.716 \text{ MPa} \quad \text{Pour } a = 0.215 \text{ m} , d_j = 0.44 \text{ m}$$

$$\sigma_{tj} = 2.17 \text{ MPa} \quad \text{Pour } a = 0.17 \text{ m} , d_j = 0.43 \text{ m}$$

$$\sigma_{tj} = 1.717 \text{ MPa} \quad \text{pour } a = 0.215 \text{ m} , d_j = 0.43 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{tj} < 1.25 \text{ ft } 28$$

_ Contrainte de compression :

$$\sigma_{cj} = F / b d_j$$

$$\sigma_{cj} = 6.852 \text{ MPa} \quad \text{Pour } d_j = 0.43 \text{ m}$$

$$\sigma_{cj} = 6.696 \text{ MPa} \quad \text{Pour } d_j = 0.44 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{cj} < 2/3 * f_c 28 = 16.667 \text{ MPa}$$

14_3_3 Ferrailage d'éclatement

$$A_{ej} = 0.25 (1 - a/d) F / (K * 2/3 f_e)$$

$$K = 1$$

$$\text{Pour : } a = 0.17 \text{ m} , d = 0.44 \text{ m} \quad A_{ej} = 7.288 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour : } a = 0.17 \text{ m} , d = 0.43 \text{ m} \quad A_{ej} = 7.182 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour : } a = 0.215 \text{ m} , d = 0.44 \text{ m} \quad A_{ej} = 6.088 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour : } a = 0.215 \text{ m} , d = 0.43 \text{ m} \quad A_{ej} = 5.953 \text{ cm}^2$$

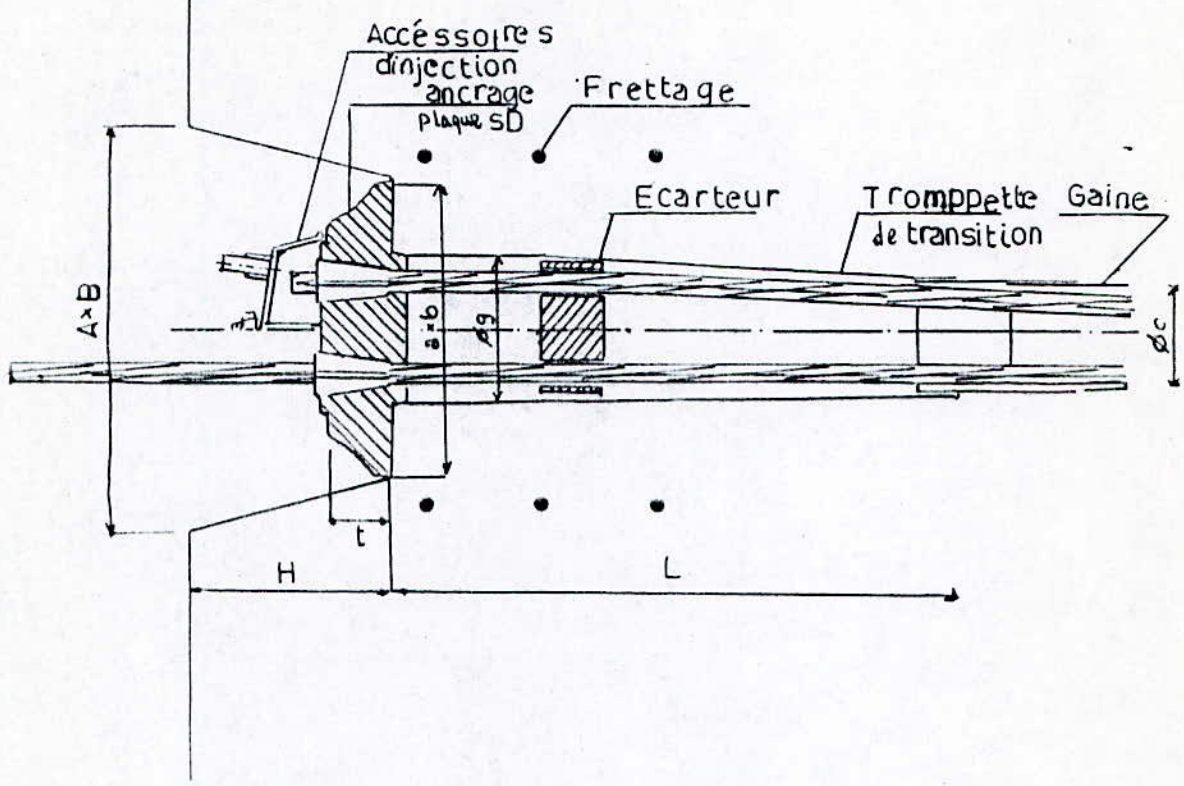
$$A_c = \text{Max} (A_{c1} , A_{c2}) 0.15 F / (2/3 * f_e) = 7.288 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : 3 cadres T12 + 1 cadre T10}$$

à répartire sur une largeur de 0.44 m à partir de l'about .

On doit aussi prévoir un frettage en spire avec de barres T10

Ancrage à plaque SD



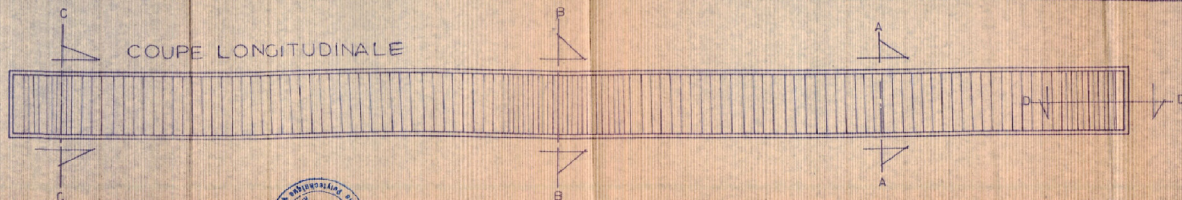
Conclusion

Après un semestre de travail où on a rencontré de nombreux problèmes essentiellement liés à un manque de documentation sur ce type de ponts (ponts dalles hyperstatique) vue que la majorité des ponts qui sont réalisés en Algérie sont des ponts à poutres multiples isostatiques , on a achevé d'étudier une bonne partie du projet , en effet la conception et l'étude complète et détaillée d'un telle ouvrage ne pourrait faire l'objet d'un projet de fin d'études à moins de faire diviser le travail .

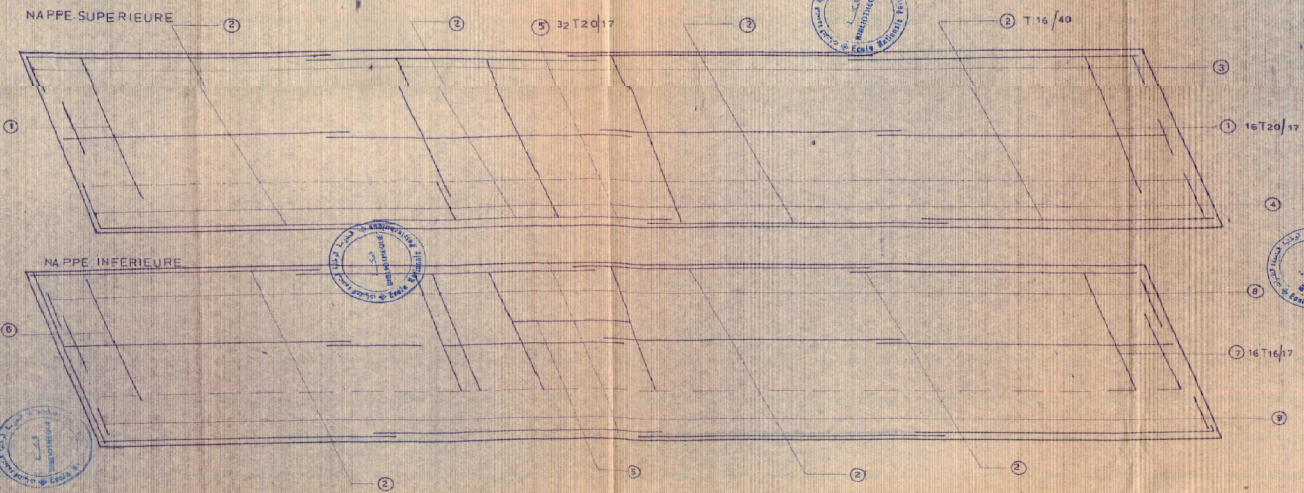
On a remarqué dans les vérifications , que les contraintes calculées sont nettement inférieure à celles des contraintes admissibles , ceci est dû au surdimensionnement de la hauteur de la dalle . On peut refaire l'étude avec une hauteur h légèrement supérieure à la hauteur minimale calculée , mais cela peut engendré un problème sur la disposition des câbles le long de la travée pour qu'ils soient à l'intérieur de la dalle .

Pour le câblage, on a utilisé des câbles de type 7T15 et on a trouvé 27 câbles . Donc, il faut avoir 27 ancrages ^{ou} niveaux des abouts et on a trouver des espacements faible entre les âncrages , mais si on utilise des câbles de type 12T15, on trouvera un nombre de câbles inférieur , ce qui donne une bonne répartition des âncrages avec de larges espacements pour éviter les interactions entre les différents ancrages .

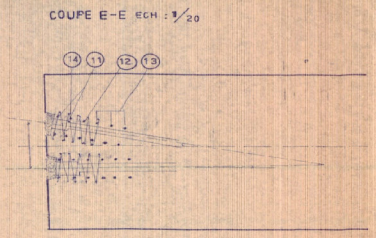
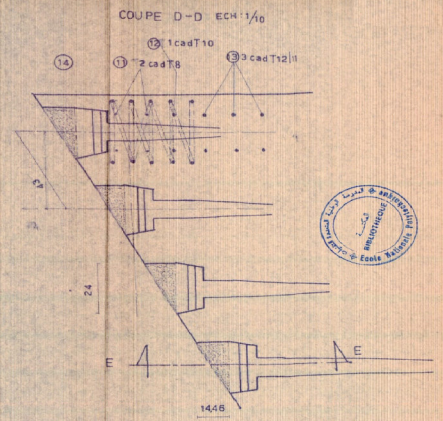
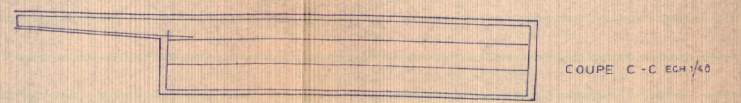
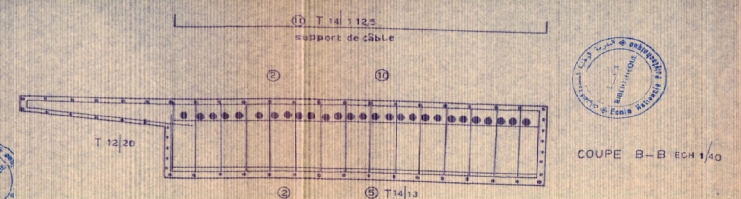
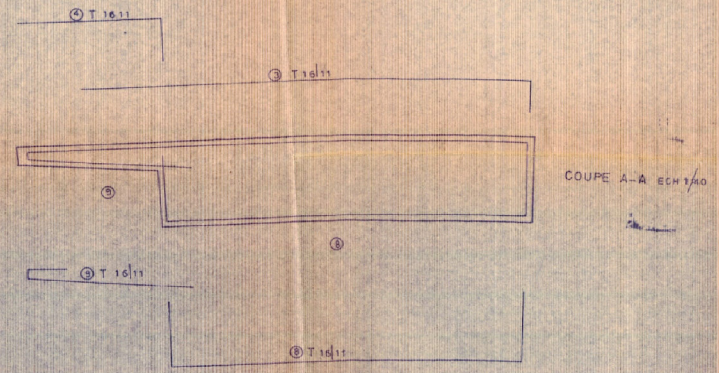
On a dû faire l'étude de ce pont avec une dalle creuse et faire une comparaison du point de vue économique . On espère que les prochaines promotions fassent cette deuxième partie .



VUE EN PLAN DE LA DALLE ECH 1/100

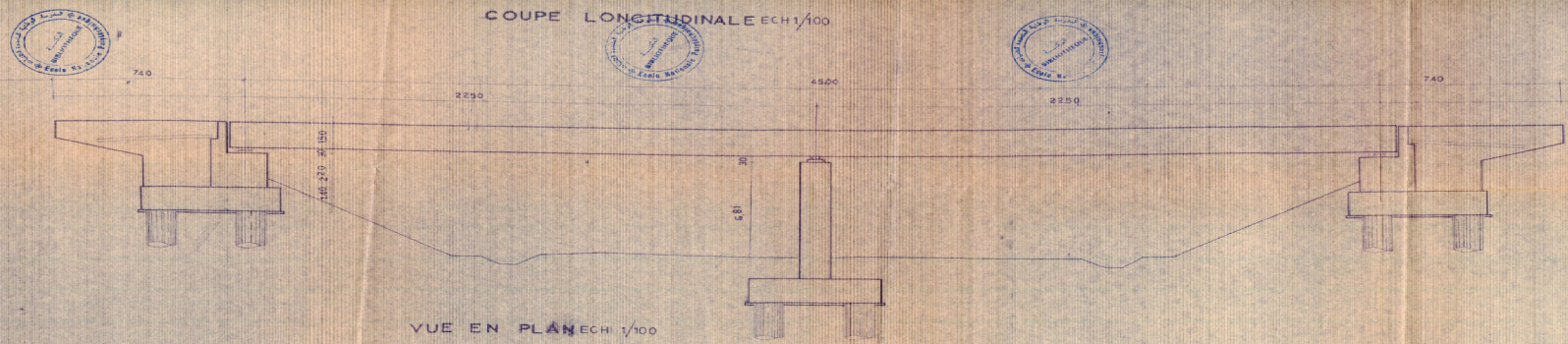


DÉTAIL D'ABOUT

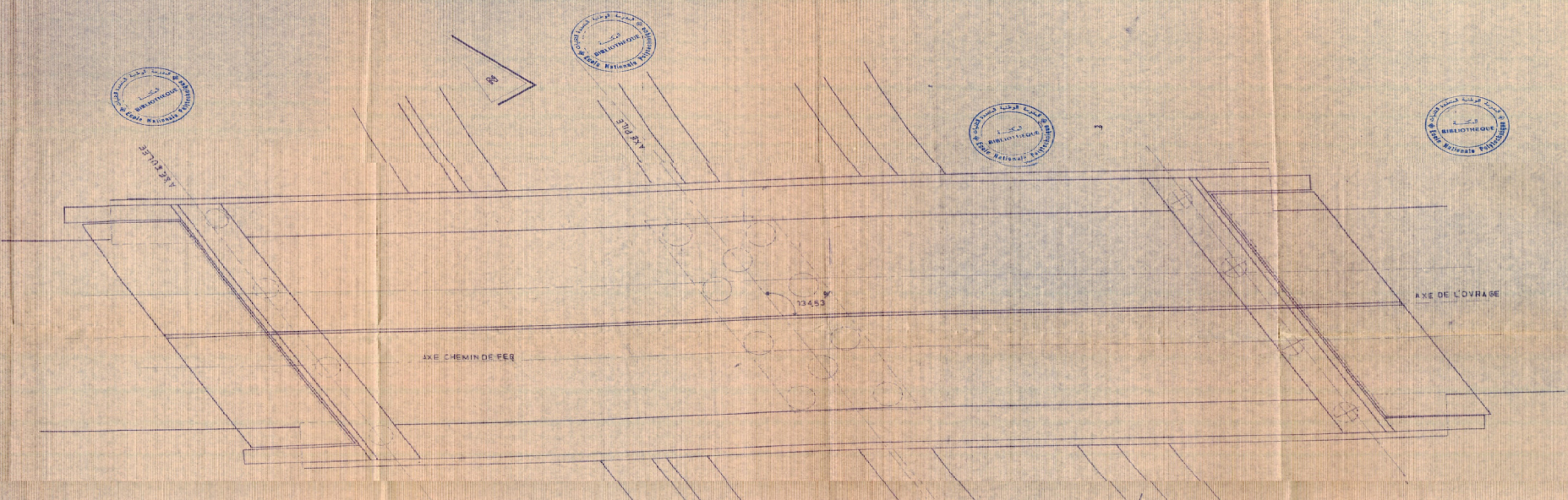


ETUDE D'UN PONT DALLE HYPERSTATIQUE
 EN BÉTON-PRECONTRAÎNE
 PLAN DE FERRAILLAGE
 FAIT PAR: MADJUDJ ABD EL KARIM et DADAMOUSSA LAZHAR

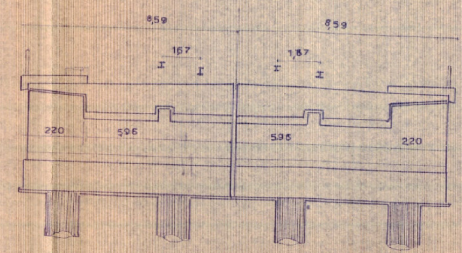
COUPE LONGITUDINALE ECH 1/100



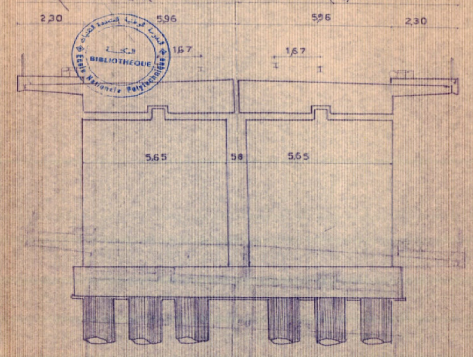
VUE EN PLAN ECH 1/100



COUPE SUR CULÉE ECH 1/100



COUPE SUR PILE ECH 1/100



ETUDE D'UN PONT DALLE HYPERSTATIQUE EN B-P
 PLAN D'ENSEMBLE
 Fait par: L. DADA MOUSSA K. MADJOUJ