

19/85

Republique algerienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement et de la recherche scientifique

205

ecole nationale polytechnique

Departement: Genie Civil

projet de fin d'étude

Sujet

pont
à poutres multiples
en
beton precontraint

proposé par:

S.A.E.T.I

étudié par:

A. BRARA
O. ANWONE

dirigé par:

M. ZOUKH



promotion: Janvier 85

E.N.P.A

**pont
a poutres
multiples en
b.p**

DEDICACES

Je dedie cordialement ce travail

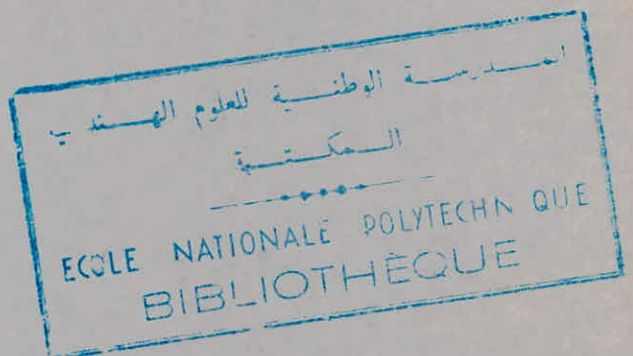
. A B. Ait Ouffella , mon frere et ami

. A tous mes amiceys

. An R. Götzke und M. Kallass , an allen Freunden

in der D.D.R ist diese Arbeit gewidmet. Herzlichst.

Ahmed Braro

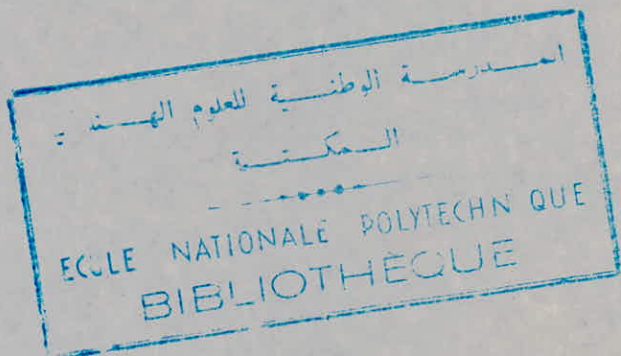


DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- à mon Père et à ma mère
que leur âme ~~me~~ repose en Paix.
- à mes frères Kondi ANWONE et Le C^{ne} NANDJA
- à toute ma famille et mes amis.
- à tous Les Peuples qui luttent Pour la Paix et
La justice.

Ounoh ANWONE. Amsf.



○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○
○ REMERCIEMENTS ○

Pour son inestimable assistance et pour nous avoir fait bénéficier de ses conseils avisés et de sa grande expérience, nous tenons à remercier vivement M^r TOUATI, ingénieur à la S.A.E.T.I (Société Algérienne d'Études des Infrastructures.)

Nous remercions également M^{rs} PAUL, directeur technique, M^r LOTTERMOSE et M^r BOUDERBA ingénieurs à la société pour leur cordiale attention.

Que notre promoteur à l'E.N.P.A, M^r M. ZOUKH Adjoint Chef du département Genie Civil trouve en ces lignes, l'expression de notre profonde gratitude pour son soutien et son aide.

Notre reconnaissance illimitée à tout le corps enseignant pour nous avoir formé et par là rendu possible cette étude.

A. BRARA

ANWONE O.

SOMMAIRE

A/ <u>INTRODUCTION</u>	
I. Presentation de l'ouvrage	1
II. Caracteristiques des materiaux utilisés	3
B/ <u>ETUDE DU TABLIER</u>	
I. Caracteristiques geometriques des sections	6
II. Distribution des efforts dans la poutraison et le platelage	10
III. Etude du platelage	27
IV. Efforts dans les poutres	40
V. Etude de la precontrainte des poutres	58
VI. Perte et chute de tension	71
VII. Verification des contraintes normales	79
VIII. Verification des contraintes tangentes	84
IX. Verification à la rupture	95
X. Calcul des deformations	99
XI. Calcul des joints de chaussée	105
XII. Etude de la zone d'about	107
XIII. Calcul de l'entretoise d'about	111
C/ <u>ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</u>	
I. Probleme du seisme	115
II. Appareils d'appui	117
III. Repartition des efforts horizontaux	120
IV. Verification des appareils d'appui	124
V. Etude de la pile	126
VI. Etude de la culée	134
VII. Fondation	147

A/

INTRODUCTION

I/

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I-1 caracteristiques et utilité de l'ouvrage

L'ouvrage d'art, objet de notre projet de fin d'étude, est un pont droit à poutres multiples en béton précontraint. Il sera sis dans les environs de la commune d'El-harrach, à proximité de l'Oued ADDA et du domaine Ali Berrouaghi. Il permettra à un chemin de Wilaya de traverser la Rocade Sud d'Alger au point kilométrique P.K 13+891.44.

Le tablier comporte :

- 3 voies de 3,50m de largeur
- 2 bandes de guidage de 0.50m de largeur
- 2 trottoirs de 2.25 m de largeur

La largeur totale du tablier est de 16.00m. Le pont est à 2 travées isostatiques identiques. La longueur du pont d'axe en axe de culées est de 50.75m ($2 \times 25.375m$)

I-2 structure du pont

L'étude de l'avant projet a donné les caracteristiques suivantes

I-2-1 Le tablier

Le tablier est constitué par :

- .) Le platelage : formé par un hourdis de 25cm recouvert d'une chape d'étanchéité de 2cm et d'un revêtement d'asphalte enrobé de 8cm d'épaisseur. Le hourdis présente un ripage transversal de 2,5%.
- .) la poutraison : supporte le platelage et est composée de 8 poutres principales en béton précontraint. Les poutres sont solidarisées entre elles par une entretoise d'about à chaque extrémité. Les entretoises, de même que le hourdis sont coulés sur place. Pour ce, des barres d'amorce sont prévues sur la table et sur les flancs des poutres préfabriquées. L'entraxe des poutres est de 1.90m

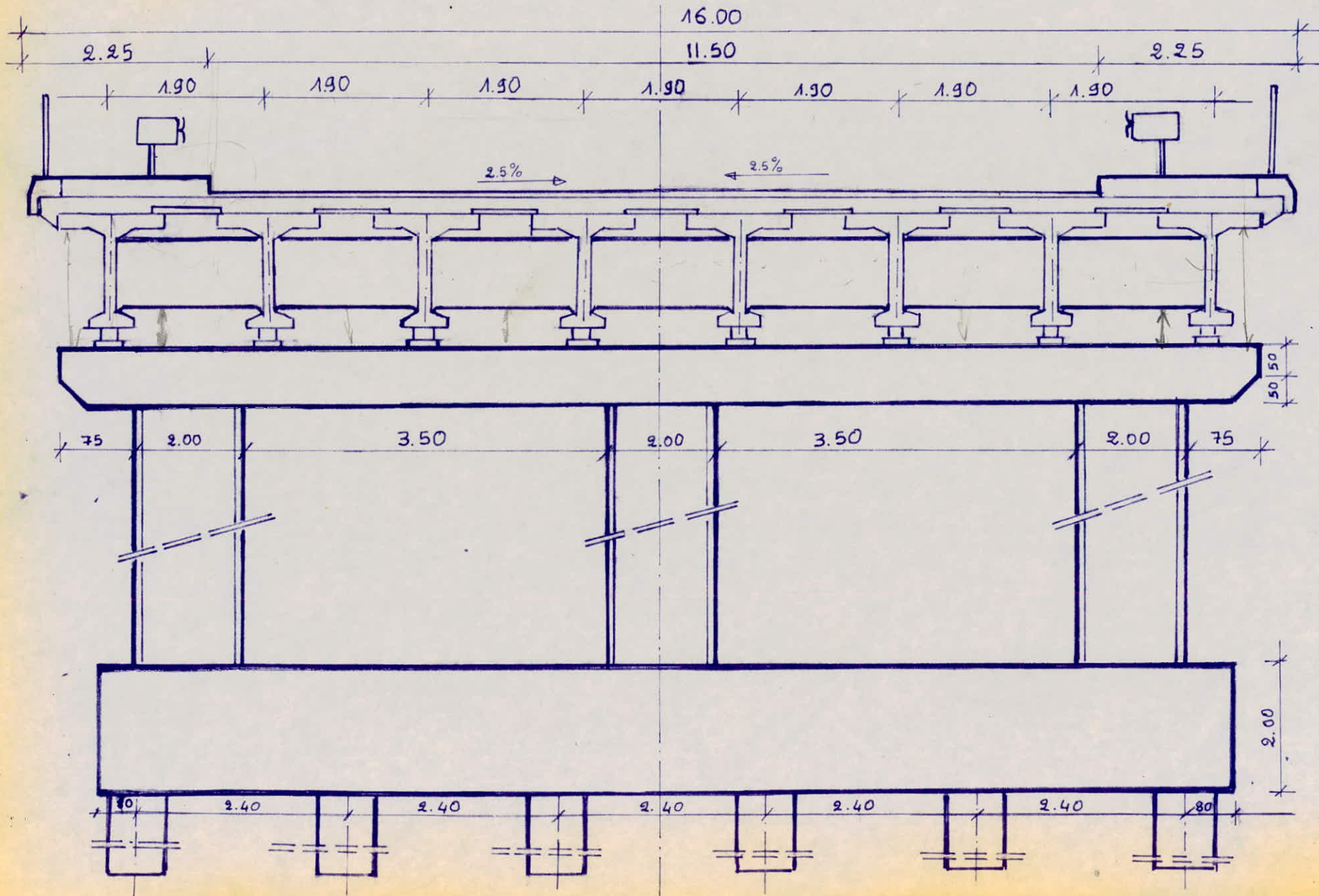
I-2-2 Les appuis

Ainsi sont désignés la pile, les 2 culées identiques et les appareils d'appui, dont suit une description succincte.

- .) La culée : Element essentiel dont le mur frontal et les murs en retour sont des voiles en béton armé sur une semelle de fondation rectangulaire. Cette dernière est fondée sur 2 files de 5 pieux.
- .) La pile : Appui intermédiaire entre les 2 culées, comportant un chovetie en béton armé supporté par 3 futs rectangulaires sur une semelle rectangulaire liant une file de 6 pieux
- .) Les appareils d'appui : plaques en elastomere fretées du type GUMBA, fixées sur des dés en béton armé (bossages prismatiques)

I-2-3 les fondations

les nombreux sondages effectués sur le terrain d'implantation et l'étude du sol (in situ, analyse des prelevements au laboratoire) ont revelé une faible portance en surface de ce dernier. le BED-ROCK se trouvant à une profondeur moyenne de 16.00m. Le laboratoire de mecanique des sols de la société, a suggéré des fondations profondes du type "pieux forés" de 1.20m de diamètre et de portance évaluée à 360 tonnes.



2

II/

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISÉS

1/ Beton

Le béton utilisé sera conforme aux règles C.C.B.A 68. Le dosage du béton est de 400 kg/m^3 . La résistance nominale de compression exigée est de 300 bars

a) Contrainte Admissible de Compression

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sqrt{f_{28}} \quad \text{C.C.B.A art: 9.4}$$

α : Coef. tenant compte de la vitesse de prise et par conséquent de la classe du ciment ($\alpha = 1$, pour le ciment de classe 325)

β : Coef. dépendant de la nature du contrôle; $\beta = 1$ pour un contrôle strict

γ : Coef. dépendant de l'épaisseur relative des éléments et de grosseur des granulats $\gamma = 1$
max

δ : dépend de la distribution de la contrainte dans la section étudiée

$\delta = 0,3$ en compression simple

$\delta = 0,6$ en flexion simple

ϵ : dépend de la forme de la section étudiée.

$\epsilon = 1$ en compression simple, de même que pour les sections rectangulaires quelque soit l'état de sollicitation

D'où les contraintes admissibles

en compression simple: $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sqrt{f_{28}} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 300 = 90 \text{ bars}$

en flexion simple: $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sqrt{f_{28}} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 300 = 180 \text{ bars}$

b) Contrainte de Référence de Traction

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \sigma \cdot \sqrt{f_{28}} \quad \text{Avec } \sigma = 0,018 + \frac{2,1}{\sqrt{f_{28}}} \quad (\sqrt{f_{28}} \text{ en bars}) \quad \text{C.C.B.A Art 9.51}$$

les coefficients α, β, γ ont les mêmes significations que pour la compression

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

2/ Acier

les aciers travailleront à la traction dans le béton armé. Dans le béton précontraint ils auront un rôle de construction ou éventuellement de résistance aux excédents d'effort de traction repris par les cables.

— Contrainte de Traction admissible : $\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{en}$

σ_{en} = Contrainte d'élasticité Nominale

$\rho_a = 2/3$ pour les sollicitation du 1^{er} genre

$\rho_a = 1$ pour les sol. du 2^{em} genre essentiellement.

les aciers utilisés sont des H. A de classe F₂E A 40

Diametre	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
$\sigma_{en} (\text{kg/cm}^2)$	4200	4000
$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} (\text{kg/cm}^2)$	2800	2667

3/ Beton Précontraint

3.1/ Le beton.

les beton utilisés dans la précontrainte ne different aucunement des betons armés de bonne qualité. Toutefois les contraintes admissibles ne sont pas les memes.

3.1.1 Resistance Nominale

en Compression : $\sigma'_m = \sigma'_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$

en Traction : $\sigma_{ru} = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$

3.1.2 Contraintes Admissibles

Elle seront conformes à l'IPI et l'IP. II. Nos vérifications seront faites en genre I (l'état limite de décompression ne doit pas être atteint)

En réalité, cette règle d'une grande sévérité concernant la limitation de la contrainte à la mise en tension, est surtout réservée à des cas d'ouvrages exceptionnels : (Exp : construction exposées à la corrosion, structures soumises à la traction pure ou celles sujettes pendant longtemps à des sollicitations maximales...)

Dans notre cas, nous adapterons ce genre, afin de nous placer en sécurité surtout vis à vis de la réalisation de l'ouvrage. Celle-ci doit se faire avec une grande rigueur et beaucoup de soins, le béton précontraint ne souffrant d'aucune négligence ou mal-façon.

La technique n'étant pas encore bien maîtrisée dans notre pays, une défaillance lors de l'exécution est à redouter.

— Contraintes Admissibles de Compression

la contrainte admissible de compression pour le béton est fixée à $\frac{42}{10}$ en service et $\frac{55}{10}$ en construction de la résistance nominale de compression à 28 jours

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

— Contraintes Admissible de Traction.

les efforts de traction ne seront pas tolérés : $\bar{\sigma} = 0$

3.1.3 Module de deformation du beton.

Sous charge de courte duree : $E_i = 21000 \sqrt{f_c} = 420.000 \text{ kg/cm}^2$

Sous charge de Longue duree : $E_v = \frac{1}{3} E_i = 140.000 \text{ kg/cm}^2$

3.2 Armatures de Precontrainte.

la realisation a recours au procede de precontrainte ouest-allemand DIWYDAG que nous decrirons ulterieurement.

les cables utilises sont type 7T15 TBR DIWYDAG comportant 7 torons JLs seront tendus par les 2 extremités (ancrage type actif-actif)

les caracteristiques de ces cables donnees par le constructeur sont les suivantes :

Module d'elasticite	$E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Contrainte de rupture garantie	$R_g = 1830 \text{ kg/cm}^2$
Section utile d'un cable	$\omega = 9,73 \text{ cm}^2$
Contrainte caracteristique de deformation garantie	$T_g = 1615 \text{ kg/cm}^2$
Diametre interieur de la gaine	$\Phi_i = 6,0 \text{ cm}$
Diametre exterieur de la gaine	$\Phi_e = 6,6 \text{ cm}$
Coefficient de frottement cable-gaine	$f = 0,19$
Perte de tension relative par metre	$\varphi = 0,0018$
Rayon de courbure minimum du Cable	$R_{\text{min}} = 500 \text{ cm}$
Relaxation a 1.000 heures	$\rho = 0,03$
Relaxation a 3.000 heures	$\rho_{3000} = 0,036$

B/

ETUDE DU TABLIER

I/

CARACTERISTIQUESGEOMETRIQUES DES SECTIONSI.1 Dimensionnement des Poutre

hauteur de la poutre

Pour une poutre de portée L dépassant 20 m, la hauteur est limitée par

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,5 \text{ (m)}$$

épaisseur de l'âme de la poutre

elle sera telle que: $e \geq \frac{h_t}{10} + 9 \text{ (cm)}$

la prédimensionnement de la hauteur de la poutre doit permettre un bétonnage correct et doit être en sorte que le bras de levier des câbles de précontrainte par rapport au centre de gravité de la poutre soit suffisant pour équilibrer les efforts extérieurs.

Quant à l'épaisseur de l'âme, elle doit assurer la résistance à l'effort tranchant.

Elle sera augmentée dans le dernier cinquième de la portée de manière à avoir une résistance suffisante aux efforts tranchants et aux contraintes locales sous les ancrages.

À l'about, l'épaisseur de l'âme est imposée par la largeur de la plaque de répartition sur laquelle vient s'appuyer le socle de verin de mise en tension.

- La largeur du talon doit suffire à loger les câbles de précontrainte. La membrure inférieure doit présenter des pentes suffisantes au raccordement avec l'âme de façon à permettre un bétonnage aisé.
 - La largeur de la table de compression sera prise égale à 1,00 m.
- Le moule existant à la société de réalisation satisfaisant à ces vérifications a pour dimensions:

hauteur totale: $h_t = 1,30 \text{ m}$ Largeur de la table: $b = 1,00 \text{ m}$ Épaisseur de la lame en travee $e_t = 18 \text{ cm}$ à l'about $e_a = 32 \text{ cm}$.Largeur du talon: $b' = 44 \text{ cm}$.I.2 Dimensionnement du hourdis

l'épaisseur du hourdis varie en fonction de l'espacement des poutres.

Dans notre pont, le hourdis assume le rôle d'entretoise du tablier. Au vu de cette considération et pour pallier aux défauts d'exécutions éventuels, nous prendrons une épaisseur de hourdis de 25 cm.

I.3. Caractéristiques des Sections brutes

Nous envisagerons successivement le cas de la poutre seule et avec hourdis à mi-travée et à l'about.

les moments d'inertie de sections, ainsi que les moments statiques seront toujours calculés par rapport à un axe (Δ) passant par la fibre supérieure.

on notera: $I_{\Delta} = m^{\Delta}$ d'inertie par rapport à l'axe (Δ).

$S_{\Delta} = m^{\Delta}$ statique par rapport à l'axe (Δ).

les sections seront subdivisées en rectangles et triangles.

les moments d'inertie d'un rectangle (respectivement le m^{Δ} statique) / Δ dont le côté est adjacent à l'axe Δ est: $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$; $S_{\Delta} = \frac{b \cdot h^2}{2}$

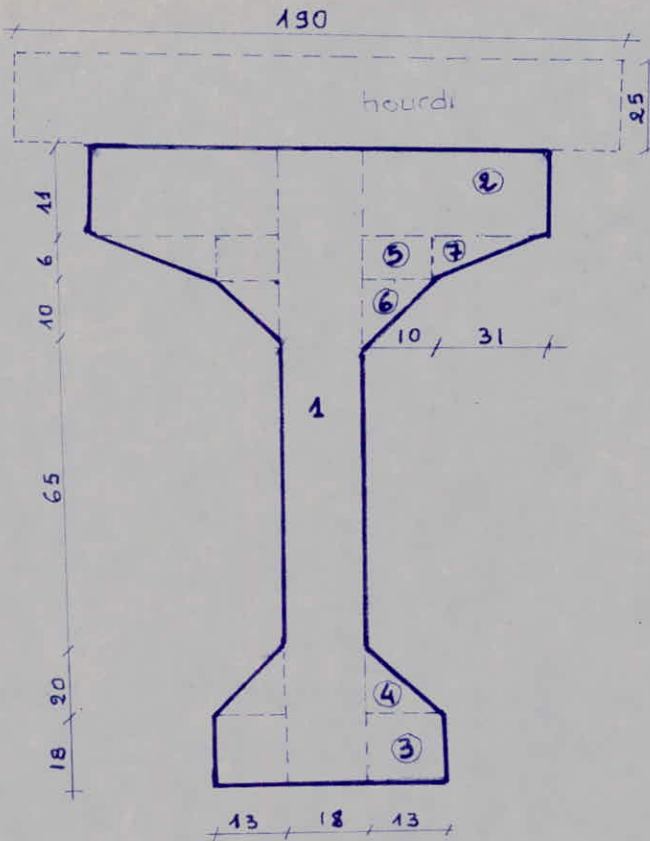
d'où $I_{\Delta} = \frac{b h^3}{12} = \frac{b h^2}{2} \cdot \frac{2h}{3} = S_{\Delta} \cdot z^{\Delta}$ avec $z^{\Delta} = \frac{2}{3} h$.

Pour les autres rectangles et triangles: $I_0 = I_0 + B_0 z^2$ (Théorème de STEINER).

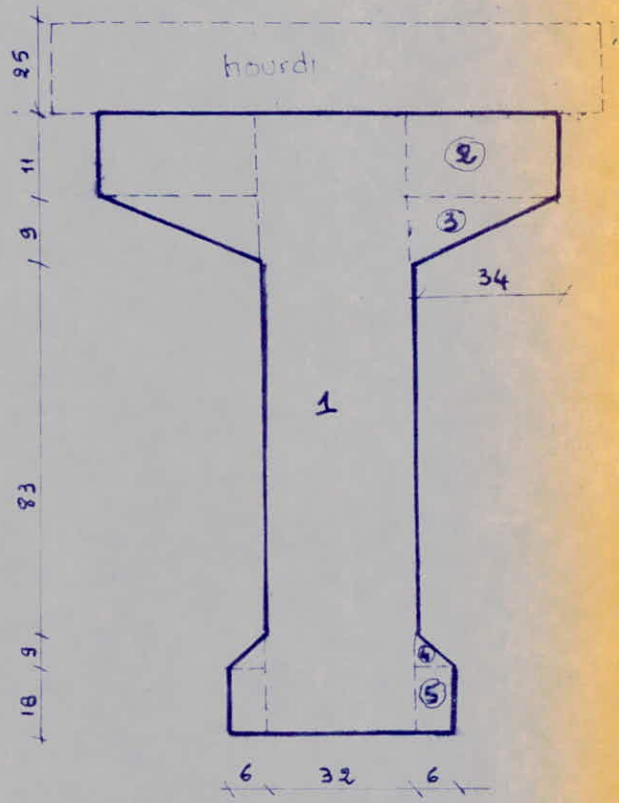
Avec $I_0 = m^{\Delta}$ d'inertie par rapport au centre de gravité de la section envisagée

$B_0 = \text{aire de la section}$; $z = \text{distance du centre de gravité à l'axe } (\Delta)$.

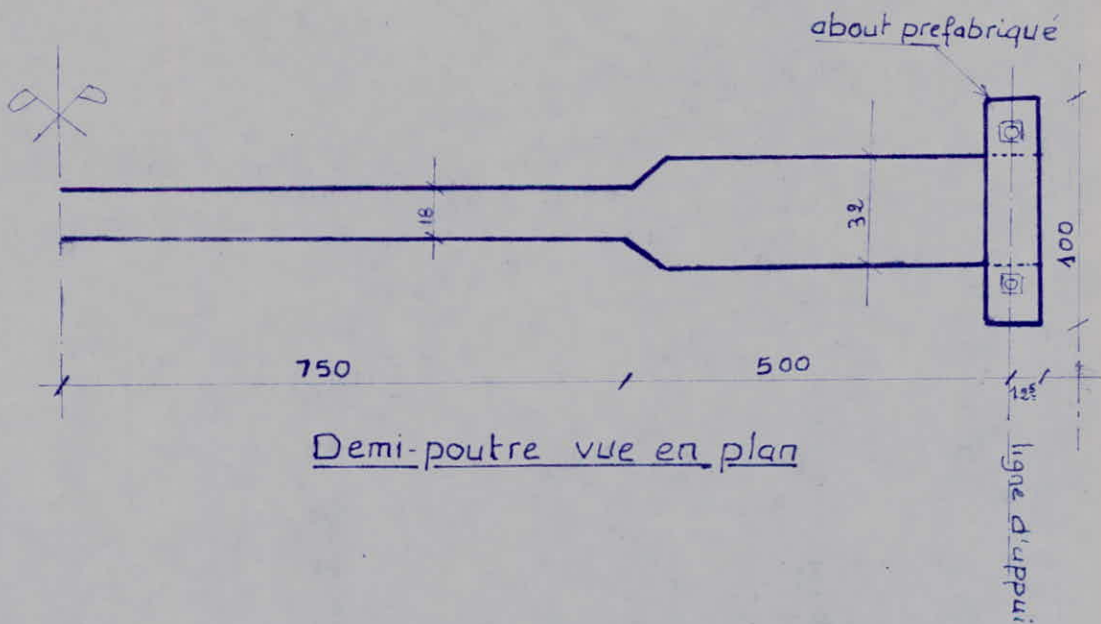
SECTIONS DE CALCUL



Section à mi-travée



Section d'about



Demi-poutre vue en plan

I-3-1 Tableaux récapitulatifs des caractéristiques des sections

* Nous exposerons le calcul intégral des caractéristiques de la section médiane de la poutre sans dalle. Pour les autres sections, nous donnons directement les résultats par souci de concision

Designations des sections	Dimensions cm	Aires B_0 cm ²	Z cm	$S_D = B_0 Z$ cm ³	Z' cm	$I_0 = S_D \cdot Z'$ cm ⁴
âme ①	18x100	2340	65	152.100	86,67	13.182.000
table rect. ②	11x41	902	5,5	4961	7,334	36.380,66
talon rect. ③	13x18 (x2)	468	121	56628	121	6851.988
rectangle ⑤	10x6 (x2)	120	13	1560	13	20.280
triangle ④	20x13	260	105,3	27.386,6	105,3	2.884.730
triangle ⑥	10x10	100	20,33	2033,05	20,33	41.338,68
triangle ⑦	31x6	186	13	2418	13	31434
I_{03}	$2(13 \times 18^3)/12$	-	-	-	-	12.636
I_{04}	$2(13 \times 10^3)/36$	-	-	-	-	4444,45
I_{05}	$2(10 \times 6^3)/12$	-	-	-	-	360
I_{06}	$2(10 \times 10^3)/36$	-	-	-	-	555,56
I_{07}	$2(31 \times 6^3)/36$	-	-	-	-	372
Somme : Σ		4376		247086,6		23.182.000

.) position du centre de gravité de la section /: $V = \frac{S_D}{B} = 56,464 \text{ cm}$

$$\text{d'où } V' = h_t - V = 130 - 56,157 = 73,535 \text{ cm}$$

.) Inertie de la poutre / au centre de gravité de la section $I_G = I_D - S_D \cdot V = 9.087.483,4 \text{ cm}^4$

.) rayon de giration :

$$i^2 = \frac{I_G}{B} = 2076,6 \text{ cm}^2$$

.) coef. de rendement :

$$e = \frac{i^2}{V \cdot V'} = 0,5001$$

* Tabulation des résultats trouvés pour les autres sections envisagées.

	V (cm)	V' (cm)	I_G (cm ⁴)	i^2 (cm ²)	ρ
Section à mi-travée poutre avec dalle	45,56	109,43	20222442	2216	0,445
section about poutre sans dalle	56,68	73,32	9719904,4	1772,41	0,426
section about poutre avec dalle	49,57	105,43	22141677	2163,54	0,414

I-4 Sections nettes

Les sections nettes sont obtenues en minorant arbitrairement les caractéristiques des sections brutes précédemment calculées, tenant compte des réservations ou viendront loger ultérieurement les câbles de précontrainte.

Comme première approximation, nous minorerons l'aire B , le moment d'inertie I et le moment statique de chaque section respectivement de 5%, 10% et 8%, pour réserve de vérification une fois le câblage déterminé.

$$\text{Ainsi } B_{\text{nette}} = 0,95 B_{\text{brute}}$$

$$I_{\text{net}} = 0,90 I_{\text{brute}}$$

$$S_{\text{net}} = 0,92 S_{\text{brute}}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sections	MEDIANE		ABOUT	
	poutre seule	poutre avec dalle	poutre seule	poutre avec dalle
B (cm ²)	4157,2	8669,7	5209,8	9722,3
S_{Δ} (cm ³)	227319,72	382584,76	285954,4	466711,4
I_{Δ} (cm ⁴)	20735,053	35254805	24603464	42559461
V (cm)	54,68	44,13	54,89	48,00
V' (cm)	75,32	110,87	75,11	106,99
I_G (cm ⁴)	8305210,7	18371340	8907427	20157314
ρ	0,485	0,433	0,415	0,404

II/ DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POUTRES ET DANS LA DALLE

II-1 CHARGES ET SURCHARGES

Les charges et surcharges seront conformes à celles données par le cahier de charge et n'en tenant compte :

1-2 charges permanentes

Constituées par le poids de l'ossature résistante du tablier (poutres, dalle, treillis et entretoises) et celle de la superstructure (revêtement, chape, garde corps, corniches et trottoirs)

1-3 Surcharges admises

1-3-1 : Surcharges civiles

* Justification des poutres : Trottoirs, A(1), B_c

* Justification de la dalle : B_r, B_t, Trottoirs, A(2) et B_c

1-3-2 : Surcharges militaires

* Pour les poutres, seule la surcharge M_{e120} sera considérée

* Pour la dalle, nous appliquerons les surcharges M_{e120} et M_{e80}

1-3-3 Surcharges exceptionnelles

nous justifierons les poutres et la dalle à la résistance pour le convoi exceptionnel D

II-2 METHODE DE DISTRIBUTION D'EFFORTS RETENUE

2-1 rigidité de l'entretoise

Le choix de la méthode de distribution sera lié à la flexibilité de l'entretoisement du tablier et donc de la résistance à la torsion de ce dernier.

M^r GUYON a défini la flexibilité (ou rigidité) relative d'une entretoise par

$$r = \frac{m}{2} \cdot \frac{4}{p} \sqrt{\frac{I_p}{I_e}}$$

où m = nombre total des poutres principales
a = distance entre 2 poutres principales
l = portée des poutres principales
I_p = moment d'inertie propre d'une poutre principale
I_e = moment d'inertie propre d'une entretoise

.) Si $r < 0,3$: la rigidité de p l'entretoise est infinie. Le pont est résistant à l'effet de torsion, l'entretoisement étant infiniment rigide. Pour ce cas, on aurait appliqué la méthode de distribution de **COURBON**

.) Si $r \geq 3$: Dans ce cas la rigidité de l'entretoise est considérée avec sa valeur réelle. Il sera tenu compte de l'effet de la résistance au pont à la torsion, la méthode la plus appropriée dans ce cas, est celle de M^r **GUYON-MASSONNET**.

2-2 Calcul de la rigidité de l'entretoise

Les caractéristiques en travée de notre pont sont

$$m = 8 \text{ p.p.} \quad d = 1,90 \text{ m} \quad l = 25,375 \text{ m}$$

M^r d'inertie de la poutre : $9403693,9 \text{ cm}^4 = I_p$

M^r d'inertie de l'entretoise qui est le lourd dans le cas de notre projet

$$I_e = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130208,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où} \quad r = \frac{8}{2} \cdot \frac{1,9}{25,375} \cdot \sqrt{\frac{9403693,3}{130208,33}} = 0,873 > r = 0,3$$

nous utiliserons donc la méthode de M^r **GUYON-MASSONNET**

II-3 METHODE DE M^{re} GUYON-MASSONET

3-1 Principes fondamentaux de la methode

Elle consiste a remplacer la structure réelle composée d'une dalle et d'un reseau de poutres par une dalle orthotrope d'épaisseur constante et présentant des modules d'YOUNG E_x et E_y différents suivant les directions transversale et longitudinale de la structure.

Cette dalle orthotrope est analysable par le calcul différentiel. Concernant le chargement d'autre part, la repartition transversale réelle, est remplacée par celle qui naît sous l'effet d'une charge répartie le long de l'axe du pont suivant la sinuséide $p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{l}$ où $p_1 =$ valeur constante du chargement. Cette repartition est justifiée par Massonnet par le fait qu'on obtient dans une poutre, les effets maxima en chargeant la construction entière par toute sa largeur en situant la charge maximale aux environs immédiats du milieu de la portée. En ajoutant à cette charge utile, le poids mis uniformément reparti, on constate que la charge totale est répartie presque sinuséidalement. Si la charge ne correspond pas à cette hypothèse, elle sera développée en série de FOURIER dans le sens longitudinal.

3-2 EXPOSÉ succinct de la théorie

3-2-1 Théorie de la plaque anisotrope

Dans l'étude de la plaque anisotrope des limitations et des hypothèses sur la plaque elle-même et sur le matériau dont elle est constituée sont introduites. La théorie adopte les hypothèses de POISSON KIRCHHOFF (entre autres hypothèses : homogénéité et parfaite élasticité du matériau de la plaque d'épaisseur mince et constante, charge verticale à la surface de la plaque ...)

- * Equation aux dérivées partielles de la plaque anisotrope partant de l'expression de tensions σ_x , σ_y et τ_{xy} en fonction des modules d'élasticité E_{ik} et des déformations (liés par la loi de Hooke), les moments de flexion et de torsion sont obtenus par intégration. Les moments M_x , M_y , M_{xy} dérivés donneront les efforts tranchants

$$Q_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{yx}}{\partial y} \quad Q_y = \frac{\partial M_y}{\partial y} - \frac{\partial M_{xy}}{\partial x}$$

l'équation d'équilibre de la plaque s'écrit $\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + p(x,y) = 0$

d'où l'équation fondamentale de la dalle anisotrope

$$E_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 4 E_y \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + 2(E_{12} + 2E_{14}) \frac{\partial^2 w}{\partial x^2 \partial y^2} + 4 E_y \frac{\partial^4 w}{\partial x \partial y^3} - E_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} - P(x,y) = 0$$

- * Equation fondamentale de la dalle orthotrope

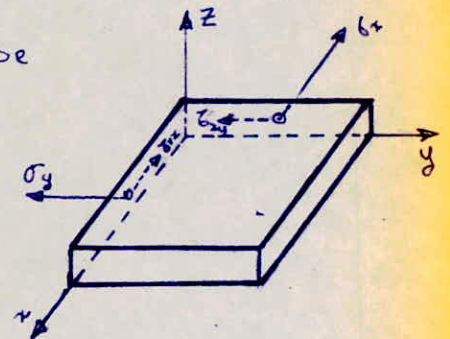
Le même raisonnement est suivi que pour la plaque anisotrope. Toutefois la loi de Hooke est simplifiée, le matériau présentant 3 plans de symétrie par rapport à ses propriétés élastiques

l'équation obtenue est

$$E_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + E_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} - P(x,y) = 0$$

$$\text{ou } H = f(E_x, E_y, \eta_x, \eta_y) = (2E + E_{24})$$

une fois trouvée l'équation fondamentale de la dalle orthotrope, c-à-d la fonction de la déformée $w(x,y)$ pour une charge donnée $P(x,y)$, le problème est complètement déterminé



II - 3-2-2 Application de la théorie de la dalle orthotrope à un grillage simple

Un grillage simple est constitué de m poutres (sens y) espacées les unes des autres de b_0 et de m entretoises espacées de l_0 (sens x). Soient $B_p = EI_p$ la rigidité flexionnelle des poutres et $B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises. Les rigidités torsionnelles des poutres et des entretoises sera désigné par respect. C_p et C_E .

Les rigidités flexionnelles par unité de longueur seront

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_0}, \quad \rho_E = \frac{B_E}{l_0}$$

Les rigidités flexionnelles par unités de longueur sont

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0}, \quad \gamma_E = \frac{C_E}{l_0}$$

L'équation différentielle donnant la fonction liant la déformée et la charge $P(x,y)$ est

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

Nous remarquons la forme identique à celle obtenue pour la plaque orthotrope.

N.B: le comportement de la structure réelle est intermédiaire entre celui de la dalle orthotrope et le grillage

*) détermination des paramètres sans dimensions α et θ

posons $\gamma_p + \gamma_E = 2\alpha \sqrt{\rho_p \rho_E}$

l'éq. obtenue précédemment devient
$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\rho_p \rho_E} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P(x,y)$$

Partant de cette équation, nous définissons les paramètres

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

Le paramètre θ est directement proportionnel à la souplesse du grillage. (plus θ est grand plus souple est la structure.)

Notre supposition de départ illustre le fait que le coef. de rigidité torsionnelle $(\gamma_p + \gamma_E)$ est toujours compris entre les valeurs correspondant aux deux cas particuliers, celui de la dalle et celui du grillage simple.

Par les 2 paramètres α et θ , le comportement de la construction est complètement défini.

II - 3-3 Calcul de la construction par la méthode des coefficients de répartition

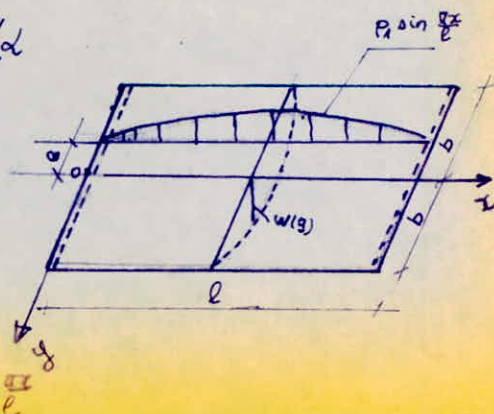
Diverses méthodes ont été proposées pour le calcul du grillage général (méthode des singularités, méthode directe de solution, méthode par différence ...) mais elles conduisent toutes à des calculs impraticables. Une méthode approximative appropriée est celle des coefficients de répartition proposée par M: Guyon et Massonnet. Cette méthode permet d'atteindre une certaine exactitude.

3-3-1 Coefficients de répartition transversale K_α

Sous l'effet d'une charge linéaire par une parallèle à l'axe du pont d'excentricité e , suivant la loi $P(x) = P_0 \sin \frac{\pi x}{l}$, il a été montré que le pont prend la déformée

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

Si la charge P_0 au lieu d'être répartie sur une ligne était uniformément étalée sur toute la largeur $2b$ du pont tout en restant sinusoidale le pont prendrait une déformée cylindrique d'équation $w_0(x,y) = w_0 \sin \frac{\pi x}{l}$



Nous appellerons coefficient de repartition transversale : $K(y) = \frac{w(y)}{w_0}$
 Ce coef. depend de θ , d , de l'excentricité e/b de la charge lineaire $w_0 p(x)$ et de l'ordonnée y/b du point du pont consideré.

$K(y)$ n'est autre que le rapport du deplacement vertical d'un point du pont sous l'effet de la charge lineaire $P(x)$ au deplacement que prendrait ce point si la charge P_1 etait uniformement repartie sur toute la largeur du pont.

L'etude numerique de nombreux cas, a permis d'etablir une loi d'interpolation d'une tres bonne approximation pour le coef. K quand d varie

$$K_d = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{d}$$

où K_1 et K_0 sont les valeurs de K pour $d=1$ et $d=0$. Les valeurs de K_1 et K_0 sont consignés dans les tableaux de Massonnet pour des valeurs de θ variant de 0,05 à 5.

K_0 et K_1 sont donnés pour les valeurs suivantes des parametres $\frac{e}{b}$ et $\frac{y}{b}$

$$\begin{cases} \frac{e}{b} = -1, -3/4, -1/2, -1/4, 0, 1/4, 1/2, 3/4, 1 \\ \frac{y}{b} = 0, 1, 1/4, 1/2, 3/4 \text{ et } 1 \end{cases}$$

en vertu du Theoreme de Maxwell stipulant que la fleche en y produite par une force unitaire en e est egale à la fleche en e produite par une force unitaire en y , et comme le coef. K est une fleche divisee par une constante, on peut ecrire

$$K(\alpha, \beta) = K(\beta, \alpha)$$

on peut donc etudier la variation de K pour les y/b positifs, les valeurs de K pour les y/b negatifs sont obtenues en intervertissant les valeurs de l'ordonnée $\frac{e}{b}$ et l'ord. $\frac{y}{b}$

3-3-2 Calcul des coefficients de repartition transversale μ_d pour le calcul des efforts dans les entretoises

Le coef. μ_d dependant de θ , d , e , y se determine de la même façon que K_d

$$\mu_d = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \sqrt{d}$$

3-3-3 Calcul des efforts dans les poutres et l'entretoise.

* Moments flechissants et efforts tranchants dans les poutres

Le moment flechissant par unite de longueur produit par $P(x)$ est

$$M_0(x) = -p_p \frac{\partial^2 w_0(x)}{\partial x^2} = w_0(x) \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot p_p$$

Pour une charge lineaire réelle, sinusoidale dans le sens x , d'excentricité e , le moment est

$$M_x(x,y) = -p_p \frac{\partial^2 w(x,y)}{\partial x^2} = w_x(x,y) \cdot \frac{\pi^2}{l^2} \cdot p_p$$

$$\frac{M_x}{M_0} = \frac{w_x}{w_0} = K_d \Rightarrow M_x(x,y) = K_d \cdot M_0(x)$$

* Effort tranchant dans une poutre

soit T_{0x} , l'effort tranchant provoqué par P , nous aurons également

$$T_x = K_d \cdot T_{0x}$$

* Moment flechissant transversal dans l'entretoise

Le moment flechissant par unite de longueur dans le grillage est donnée par

$$M_y(x,y) = -p_e \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad \text{avec } w = w_m(y) \sin \frac{m\pi x}{l}$$

La sinusoidalite de la distribution des charges dans le sens longitudinal que Massonnet a constate dans le sens transversal n'a plus lieu. Cette difficulté peut etre contournee, en developpant les charges réelles en serie de FOURIER.

Le coef. μ_d doit etre calcule pour chaque harmonique (m). Les effets seront ensuite cumules.

des expressions du moment fléchissant transversal avec les charges développées en série de Fourier

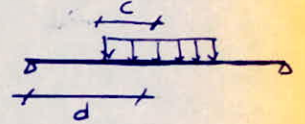
* pour une charge uniforme

$$M_y(x,y) = \frac{4 P b}{m \pi} \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{d,m} \sin \frac{m \pi x}{l} \quad m = 1, 3, 5, \dots$$

* pour une charge répartie linéairement
 Co du M_{e120} et convoi exceptionnel

$$M_y(x,y) = \frac{4 P b}{m \pi} \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{d,m} \frac{\sin \pi c}{l} \frac{\sin m \pi d}{l} \sin \frac{m \pi x}{l}$$

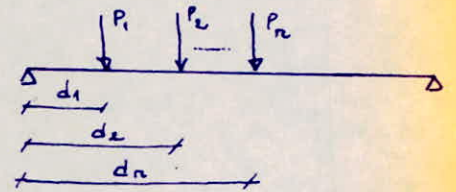
avec $m = 1, 3, 5, \dots$



* Pour une charge concentrée ou un système de charges concentrées, d'abscisses d_1, d_2, \dots, d_n

$$M_y(x,y) = \frac{2 b}{l} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n P_i \mu_{d,m} \sin \frac{m \pi d_i}{l} \sin \frac{m \pi x}{l}$$

$m = 1, 3, 5, \dots$ $n = 1, 2, \dots, n$ charges



3-3-4 largeurs actives et positions actives

Dans la méthode précédemment exposée, toutes les valeurs ont été basées sur la largeur du système actif. Les positions transversales réelles des poutres principales seront réduites à leurs positions actives. Nous considérerons une largeur $2b$ égale à l'écartement réel des poutres $m b_0$ auquel on ajoute la moitié de l'écartement de 2 poutres ($\frac{b_0}{2}$) par chacun des bords

II-3-4 Application au projet

3-4-1 Calcul des paramètres θ et α

* Rigidités flexionnelles de la poutre et de l'entretoise.

o Rigidités flexionnelles de la poutre

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_0} = \frac{E I_m}{b_0} \quad I_m = \frac{10 I_{oab} + 15 I_{otr}}{l} = \text{inertie moyenne de la poutre}$$

$$I_{otr} = 9.087.483,4 \text{ cm}^4 \quad I_{oab} = 9.719.304,4 \text{ cm}^4 \quad b_0 = 190 \text{ cm} \quad l = 25 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \rho_p = 100451,21 E$$

o rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur

$$\rho_E = \frac{E I_E}{l_0} \quad I_E = \frac{b \cdot h_e^3}{12} = \text{inertie de l'entretoise avec } h_e = \text{hauteur moyenne}$$

$$\rho_E = \frac{100 \times 30,5^3}{100 \times 12} = 2364,39 E$$

$h_e =$ moyenne de l'ép. du hourdi et celle de la membrure supérieure de la poutre : $h_e = \frac{25 + 36}{2} = 30,5 \text{ cm}$

$$\text{d'où le paramètre d'entretoisement } \theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{7,6}{25} \left(\frac{100451,21}{2364,39} \right)^{1/2} = 0,776$$

$$\theta = 0,776$$

** Rigidités torsionnelles par unité de longueur.

$$\text{soient } \gamma_p = \frac{(I_{trao})_p \times G}{b_0} \quad \text{rigidité torsionnelle de la poutre}$$

$$\gamma_E = \frac{(I_{trao})_E \times G}{l_0} \quad \text{rigidité torsionnelle de l'entretoise.}$$

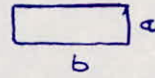
avec $(I_{trao})_p$ et $(I_{trao})_E$ resp. les moments d'inertie de torsion de la poutre et de l'entretoise.

$G =$ module d'élasticité transversale du béton = $0,45 E$

.) Evaluations des moments d'inertie de torsions

Le moment d'inertie de torsion d'une section est obtenu en décomposant cette dernière en rectangles élémentaires et en cumulant les résultats partiels obtenus. Pour un rectangle de dimensions $a \times b$ le m² d'inertie s'exprime par

$$I_{t.} = K \left(\frac{b}{a}\right) \cdot b \cdot a^3$$



avec $K\left(\frac{b}{a}\right) = \frac{1}{3} - \left(0,051 + 0,168 \times \frac{a}{b}\right) e^{-0,13 \frac{b}{a}}$

- pour la poutre médiane décomposée en rectangles on obtient

$$(I_{t.})_p = 1.226.773 \text{ cm}^4$$

d'où $\gamma_p = \frac{(I_{t.})_p \times G}{b_0} = \frac{1.226.773 \times 0,45}{100} = 2905,5 E$

- rigidité torsionnelle de l'entretoise : $\gamma_E = \frac{I_p \cdot G}{l_0} = \frac{b_0 \cdot h^3}{6 \cdot l_0} \times 0,45 E = \frac{25^3}{6 \cdot l_0} \times 0,45 E = 1171,87 E$

d'où finalement le paramètre de torsion

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{I_p \cdot E}} = \frac{2905,5 + 1171,87}{2 \sqrt{2364,39 \times 100451,21}} = 0,1323$$

II-3-4-2 Détermination des coefficients K_α

Un programme d'ordinateur de la méthode de GUYON-MASSONNET sous forme analytique, disponible à la S.A.E.T.I, donne directement les valeurs de K_α en fonction de θ , α , e et y

Les résultats fournis sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau des K_α

e $y_{(mm)}$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
P_1 $y = 0,95$	-0,1384	0,3218	0,2038	1,2927	1,6734	1,674	1,2914	0,7306	0,28
P_2 $y = 2,95$	-0,2762	0,0471	0,4024	0,8200	1,2874	1,691	1,7614	1,4965	1,1511
P_3 $y = 4,75$	-0,2711	-0,1055	0,0921	0,3723	0,7840	1,3393	1,955	2,3881	2,6285
P_4 $y = 6,65$	-0,2114	-0,2023	-0,164	-0,0358	+0,2754	0,8811	1,872	3,2348	4,7315

Ces valeurs de K_α obtenues, vont nous permettre de tracer, la ligne d'influence des efforts pour chaque poutre.

*) Calcul des coefficients K_α pour les différents chargements

.) Surcharges localisées :

on calcule les ordonnées y_i sous chaque surcharge. K_α sera obtenu par la formule

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

dans le sens transversal $\sum P_i$ les P_i ont même valeur, d'où $K_\alpha = \frac{\sum y_i}{m}$ m étant le nombre de files de roue ou de m chenilles

.) Charges et surcharges uniformément réparties

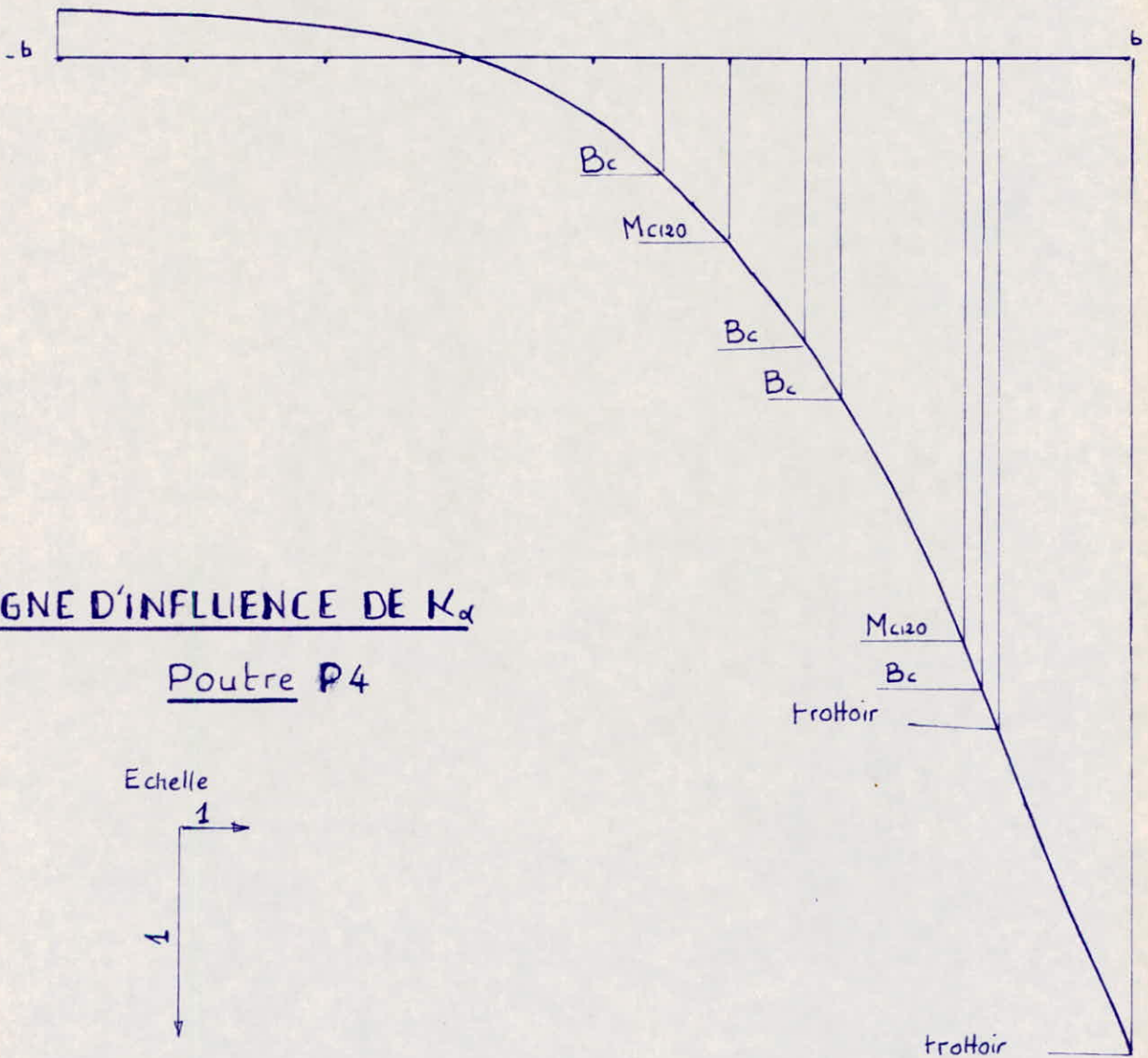
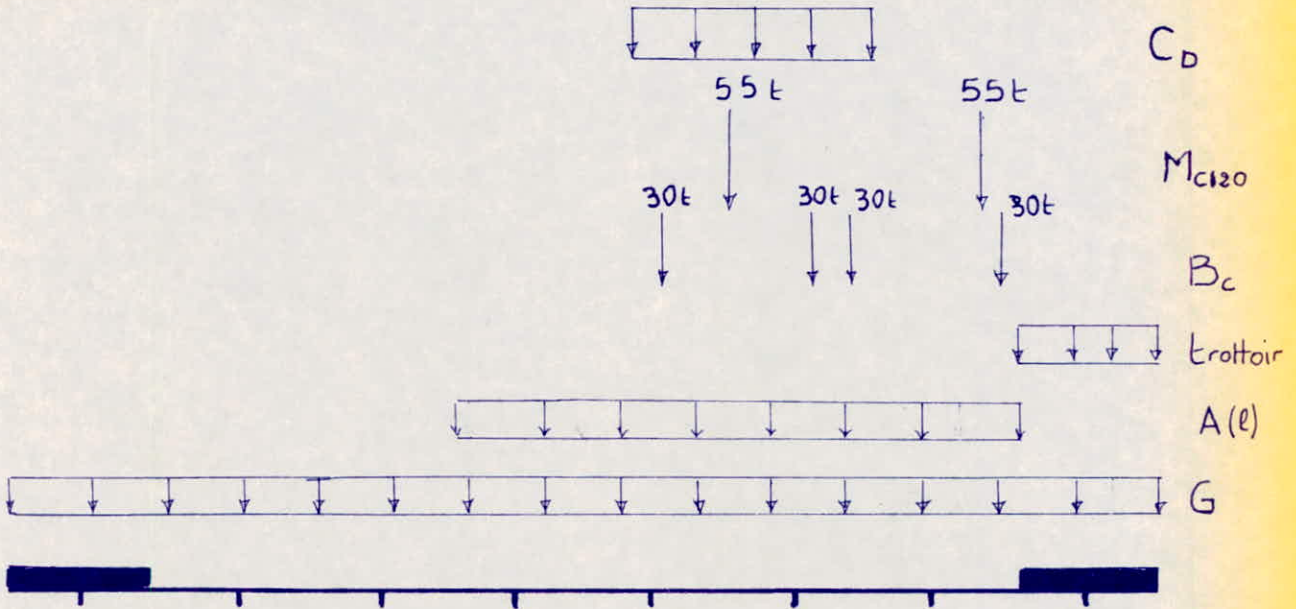
$$K_\alpha = \frac{\Sigma}{l} \quad \text{avec } \Sigma = \text{aire d'influence}$$

$l =$ largeur chargées

L'aire Σ sera calculée par la méthode des trapèzes $\Sigma = \frac{\Delta h}{2} (y_1 + 2(y_2 + y_3 + \dots) + y_n)$

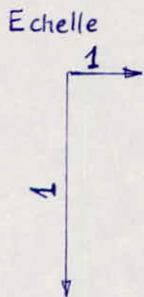
où Δh est la largeur de la surface élémentaire choisie (constante)

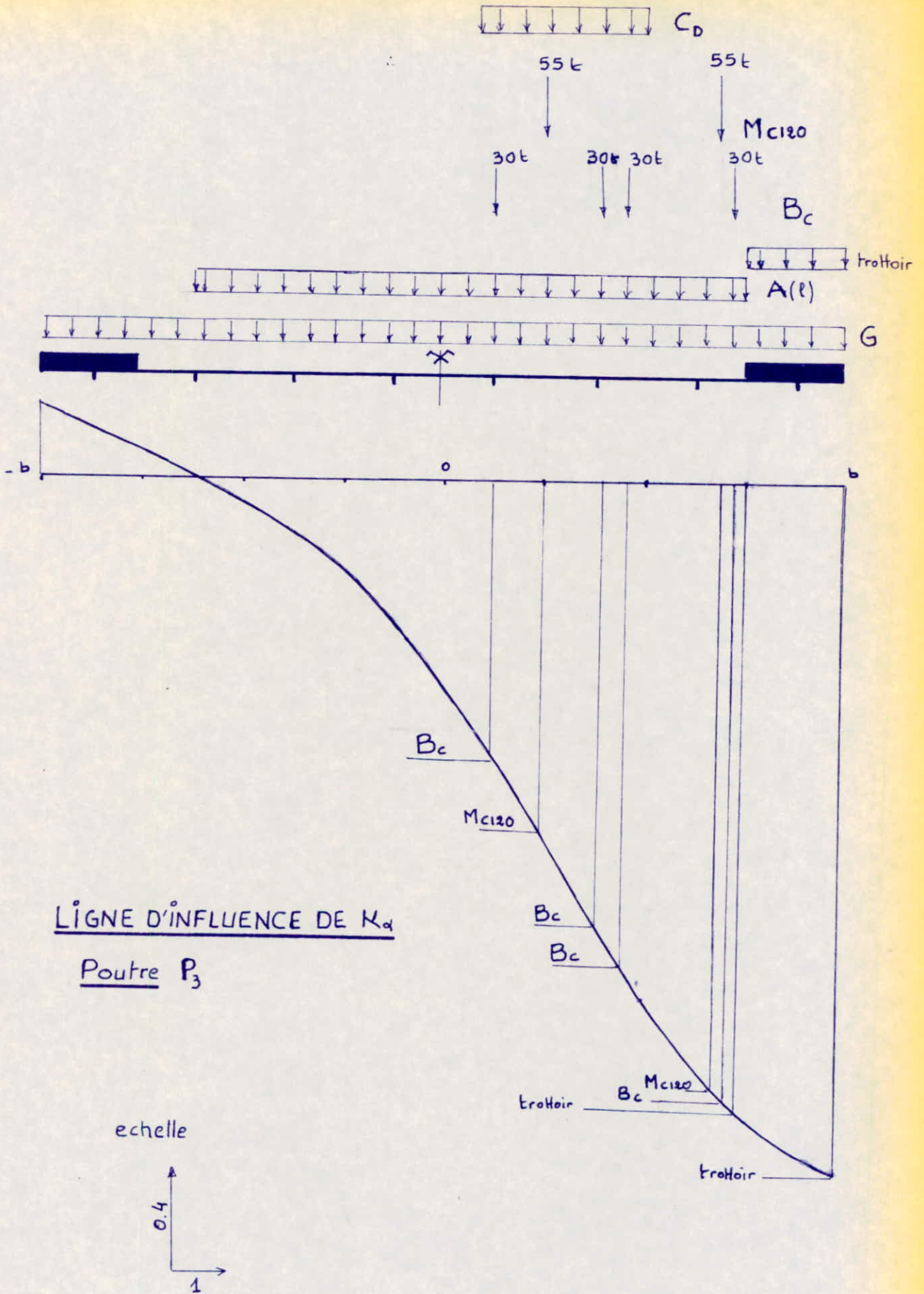
Pour tous les chargements, il sera envisagé diverses dispositions susceptibles d'engendrer l'effet le plus défavorable.

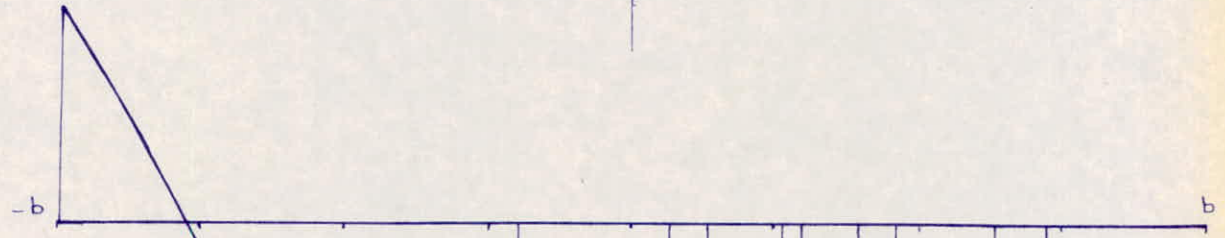
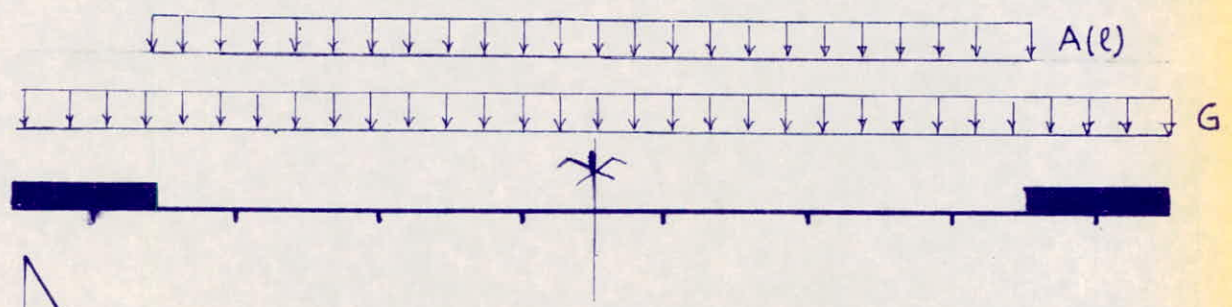
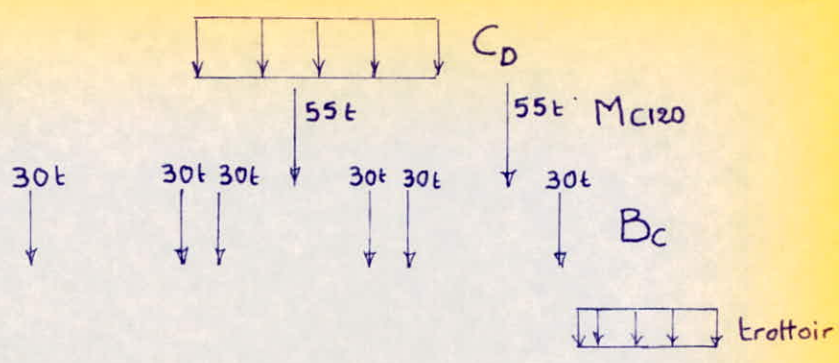


LIGNE D'INFLUENCE DE K_α

Poutre P4

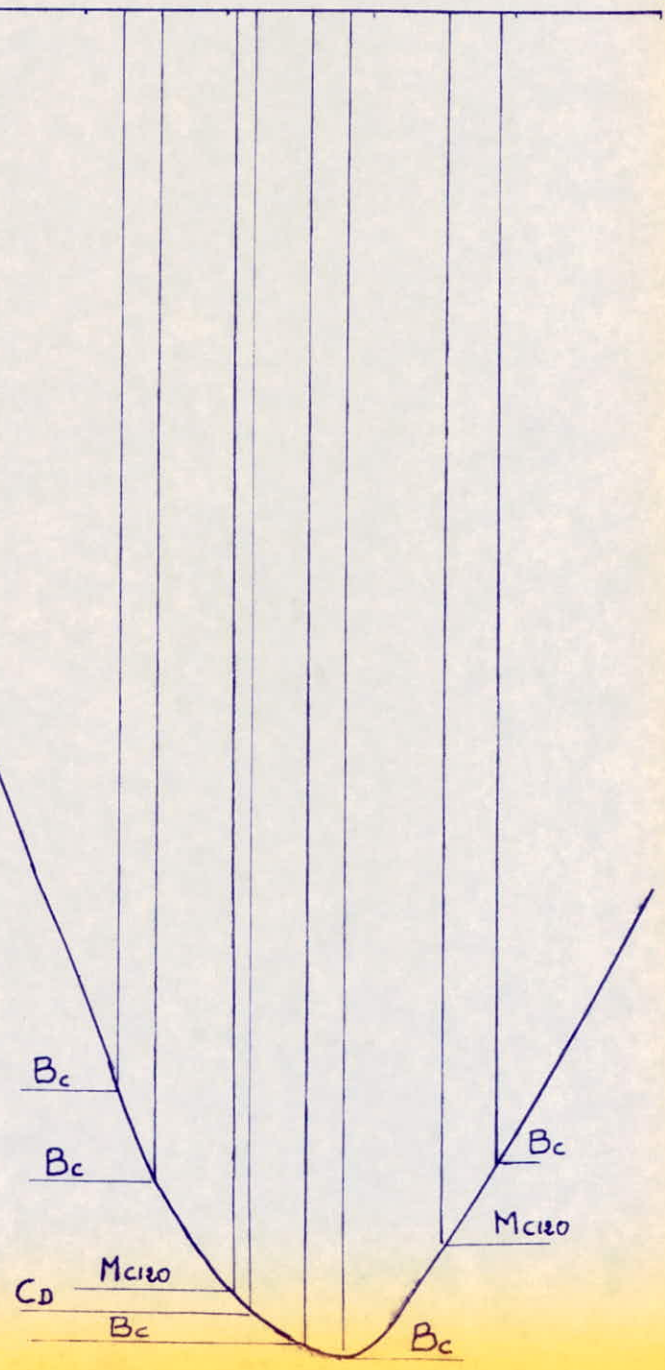
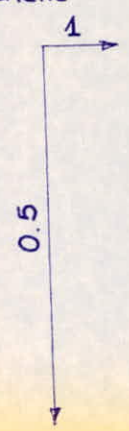


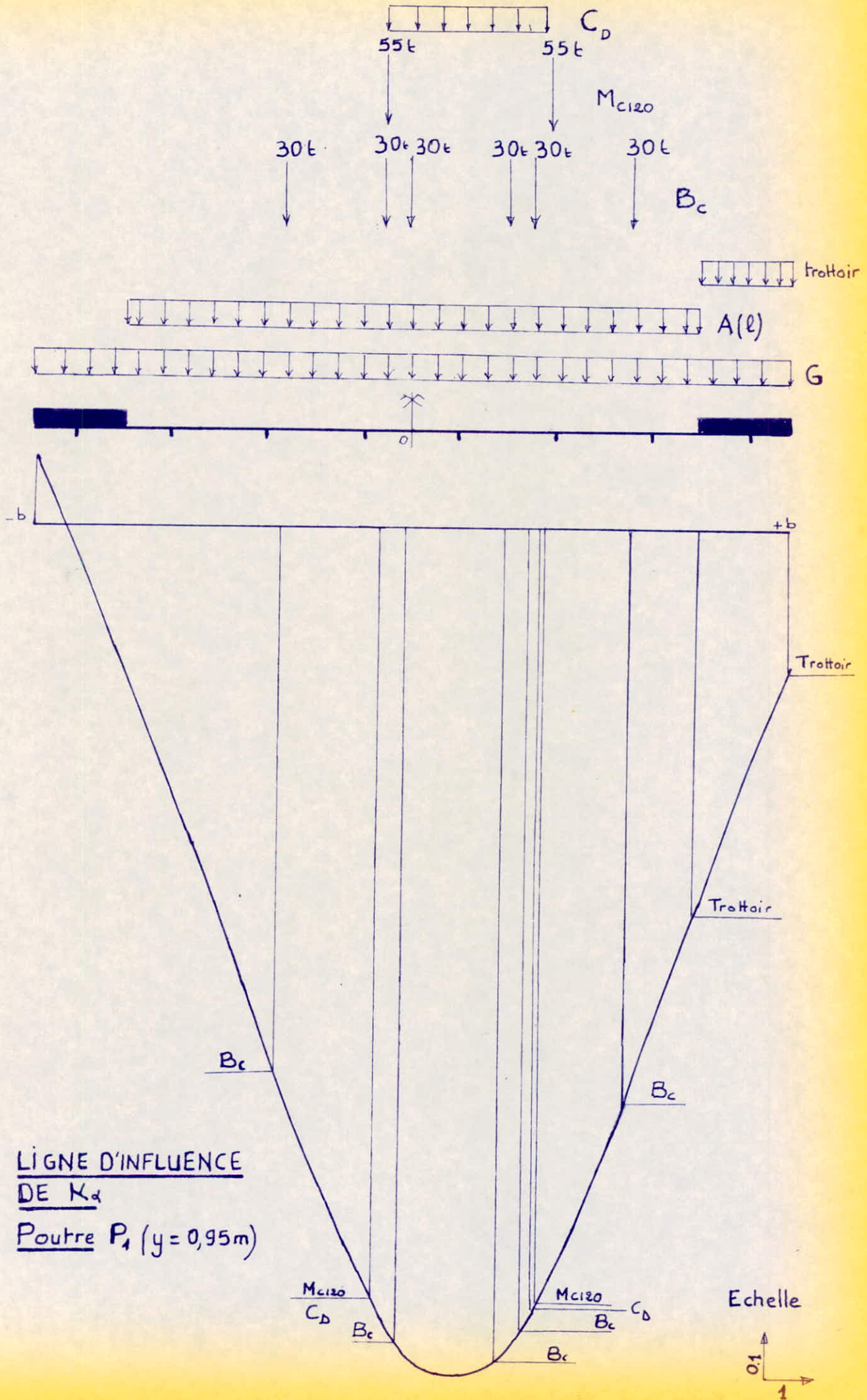




LIGNE D'INFLUENCE DE K_α
Poutre P₂ (y = 2,85m)

Echelle

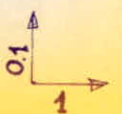




LIGNE D'INFLUENCE
DE K_d

Poutre P_1 ($y = 0,95m$)

Echelle



COEFFICIENTS DE REPARTITION K_d

CHARGE ET SURCHARGE	MODE DE CHARGE	P_4 $y = 6,650m$	P_3 $y = 4,75m$	P_2 $y = 2,85m$	P_1 $y = 0,95m$
G	toute la largeur	0,97	0,975	1,049	1,006
Trottoirs	1 trottoir chargé $l_{t_1} = 2,04m$	3,994	2,51	1,327	1,663
	2 trottoirs chargés $l_{t_2} = 4,08m$	1,897	1,164	0,592	0,298
A(ℓ)	1 voie chargée $l_{A_1} = 3,93m$	1,947	1,811	1,694	1,274
	2 voies chargées $l_{A_2} = 7,66m$	1,167	1,32	1,512	1,43
	3 voies chargées $l_{A_3} = 11,5m$	0,738	0,876	1,199	1,202
M_{C120}	1 véhicule à 2 chenilles	1,883	1,81	1,665	1,555
B_c	1 convoi 2 files de roues	2,316	2,1	1,66	1,67
	2 convois 4 files de roues	1,65	1,735	1,65	1,497
	3 convois 6 files de roues	1,183	1,373	1,49	1,46
C_D	un convoi unique.	0,916	1,452	1,693	1,663

II-3-4-3 DETERMINATION DES COEFFICIENTS μ_d

Les coefficients de répartition des moments transversaux dans l'entretoise μ_d est déterminé théoriquement de la même manière que K_d . La différence réside dans le remplacement de la charge par sa développée en série de FOURIER pour obtenir une valeur exacte au droit du chargement.

Pour un ouvrage de grande importance et devant supporter des chargements extrêmement lourds, Massonnet préconise de prendre en compte 2 à 3 termes de la série de Fourier. Notre pont étant de moyenne importance, nous nous contenterons du 1^{er} terme de la série de Fourier ($m=1$, $\mu_d = \mu_{1d}$).

Le coef. μ_d dépend de θ , α et des coordonnées y, e .

Un programme de mini-ordinateur calculant μ_d en fonction de tous ces paramètres mis à notre disposition par la société a donné les résultats suivants

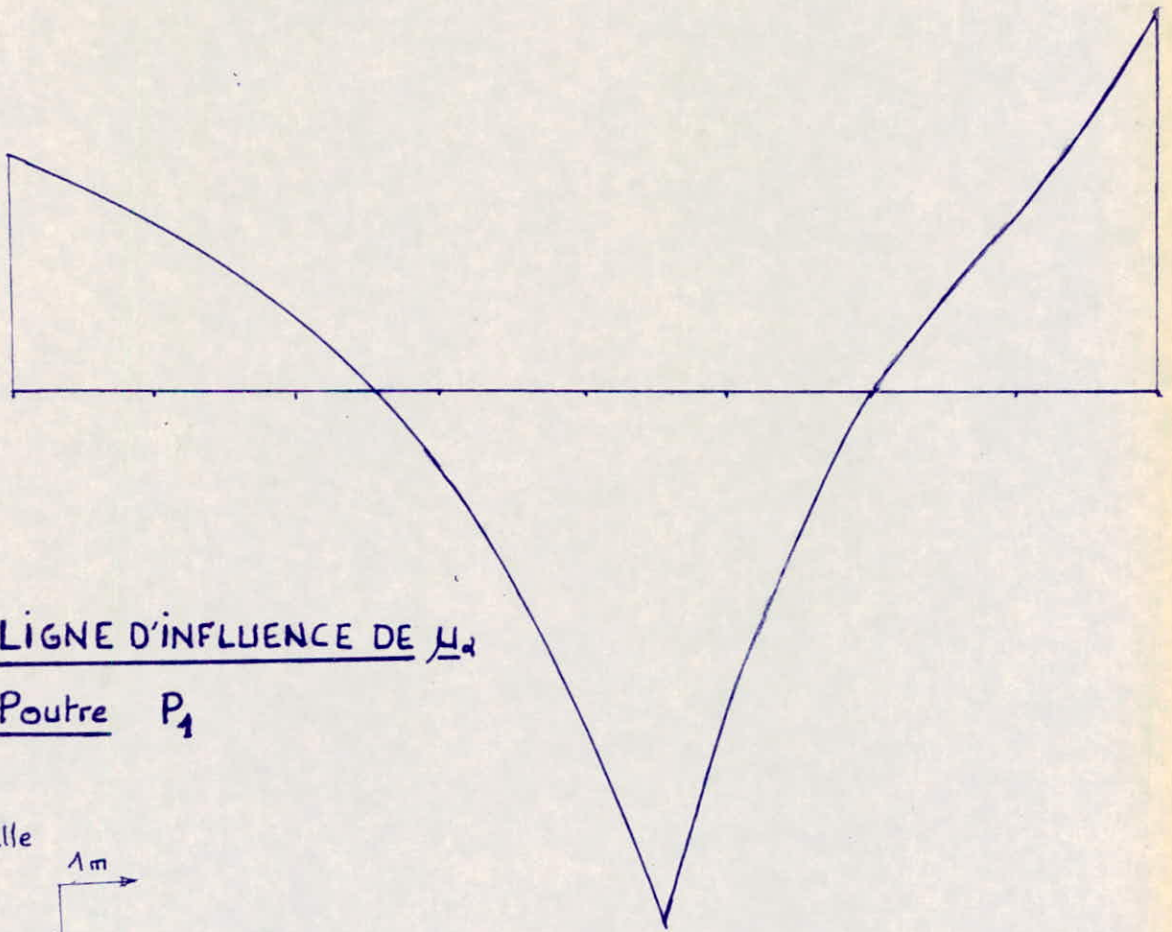
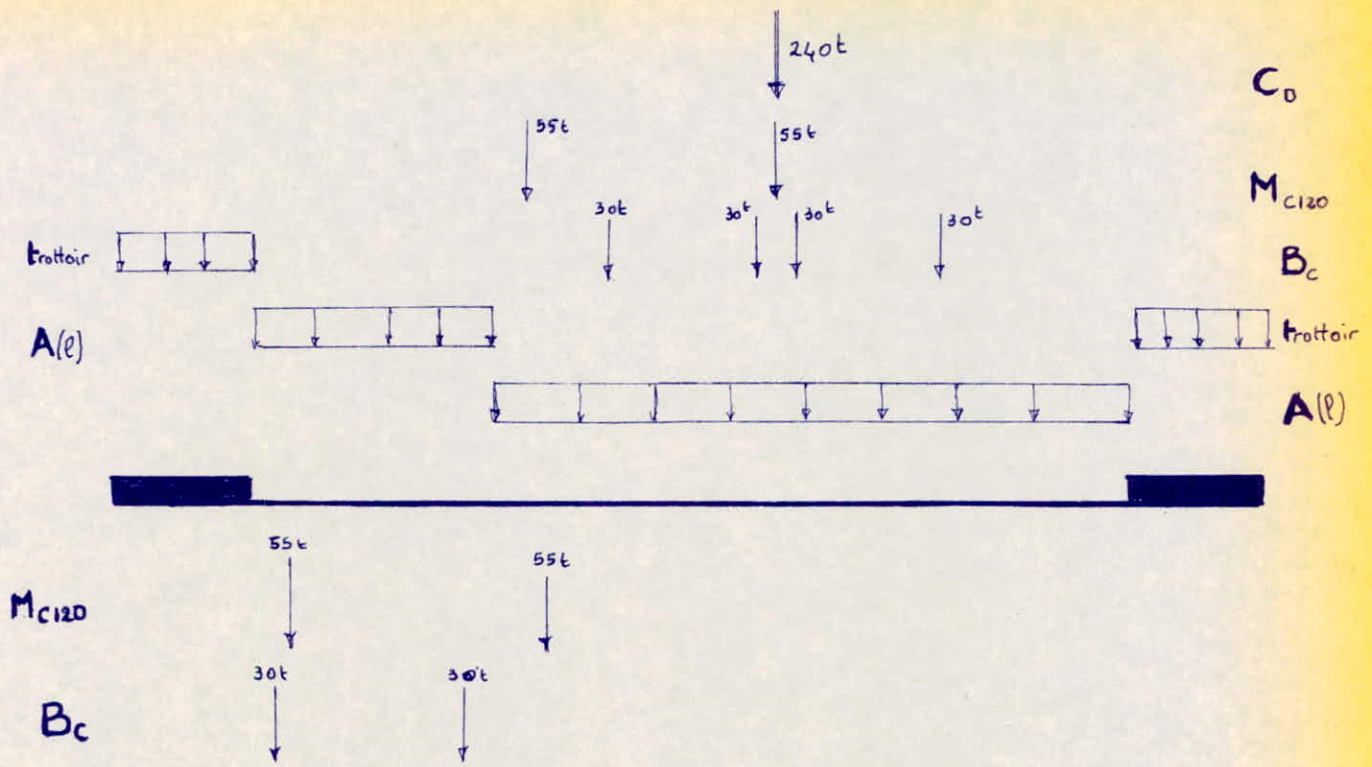
Tableau des Coefficients μ_d

y (m) \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0,95	-0,0628	-0,0444	-0,0213	0,0173	0,0874	0,0826	0,00069	-0,05536	-0,1027
2,85	-0,03139	-0,02747	-0,02141	-0,00756	0,02328	0,0835	0,06251	-0,0457	-0,1396
4,75	-0,0115	-0,0122	-0,0123	-0,0097	-0,00067	0,0206	0,06203	0,00865	-0,1478
6,65	-0,00185	-0,0023	-0,00238	-0,00304	-0,00255	-0,00025	0,00564	0,0184	-0,0817

* Moments flechissant maximaux dans l'entretoise

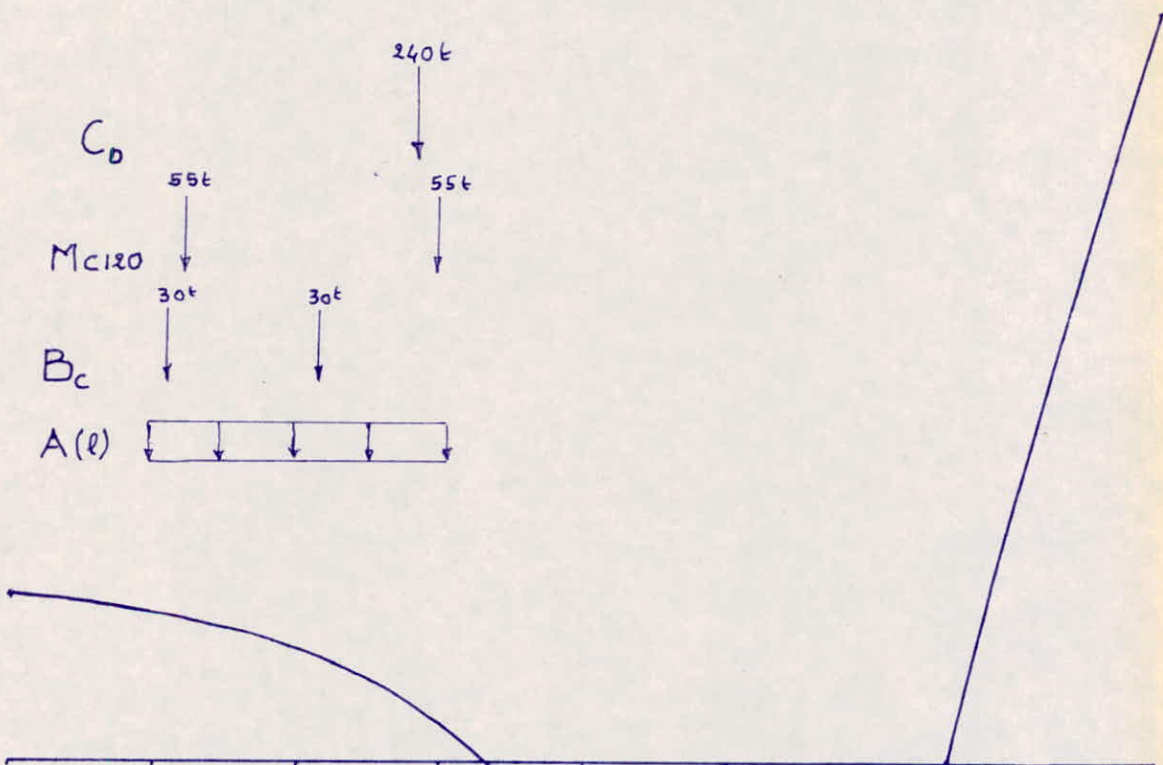
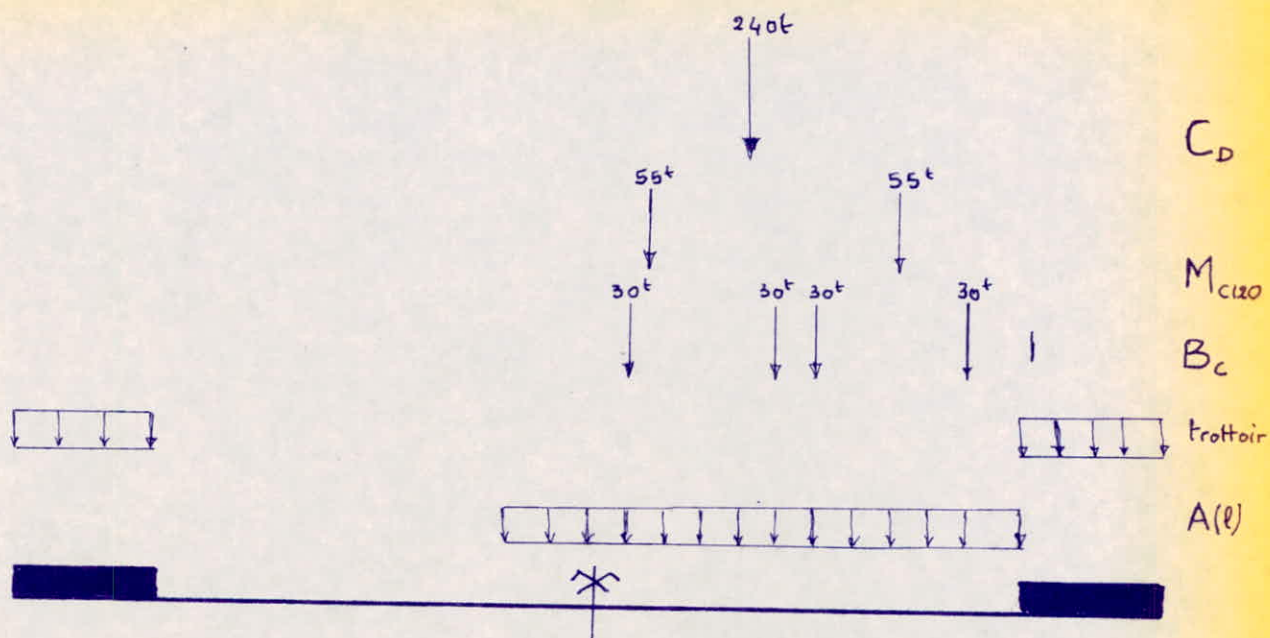
Après avoir tracé les lignes d'influence de μ_d au niveau des 4 ordonnées, les valeurs maximales des moments flechissants transversaux seront déterminées en cherchant la position la plus efficace du chargement dans le sens transversal et en se plaçant ordinairement au droit des charges dans le sens longitudinal.

Les valeurs de μ_d seront déduites des lignes d'influence de la même façon que pour K_d (lecture d'ordonnées au droit des charges concentrées et calcul des surfaces avec la formule des trapèzes pour les charges uniformément réparties). Toutefois, on envisagera les cas donnant les coefficients μ_d maximaux positifs et négatifs.



LIGNE D'INFLUENCE DE M_d
Poutre P_1

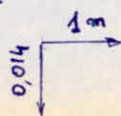
Echelle
 \rightarrow 1m
 \downarrow 0.01

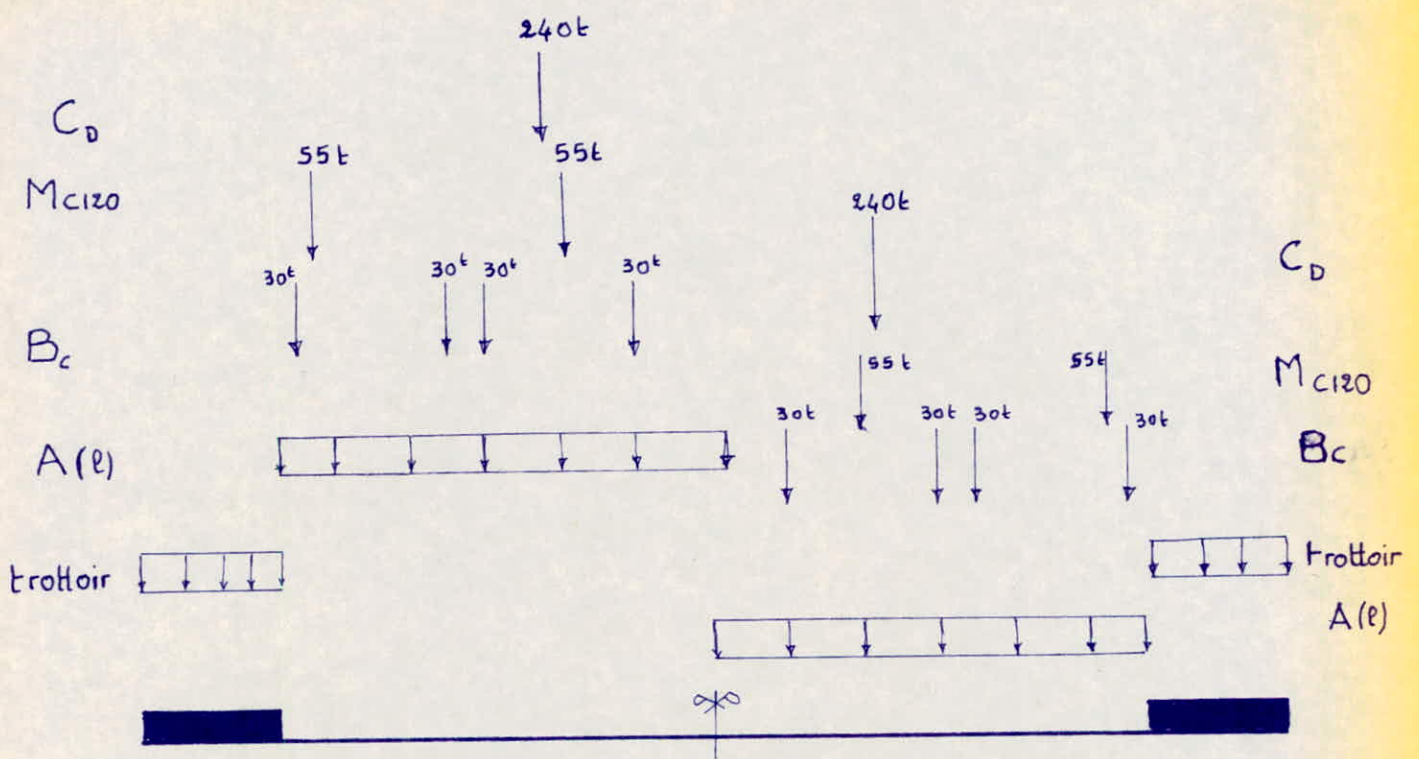


LIGNE D'INFLUENCE DE M_c

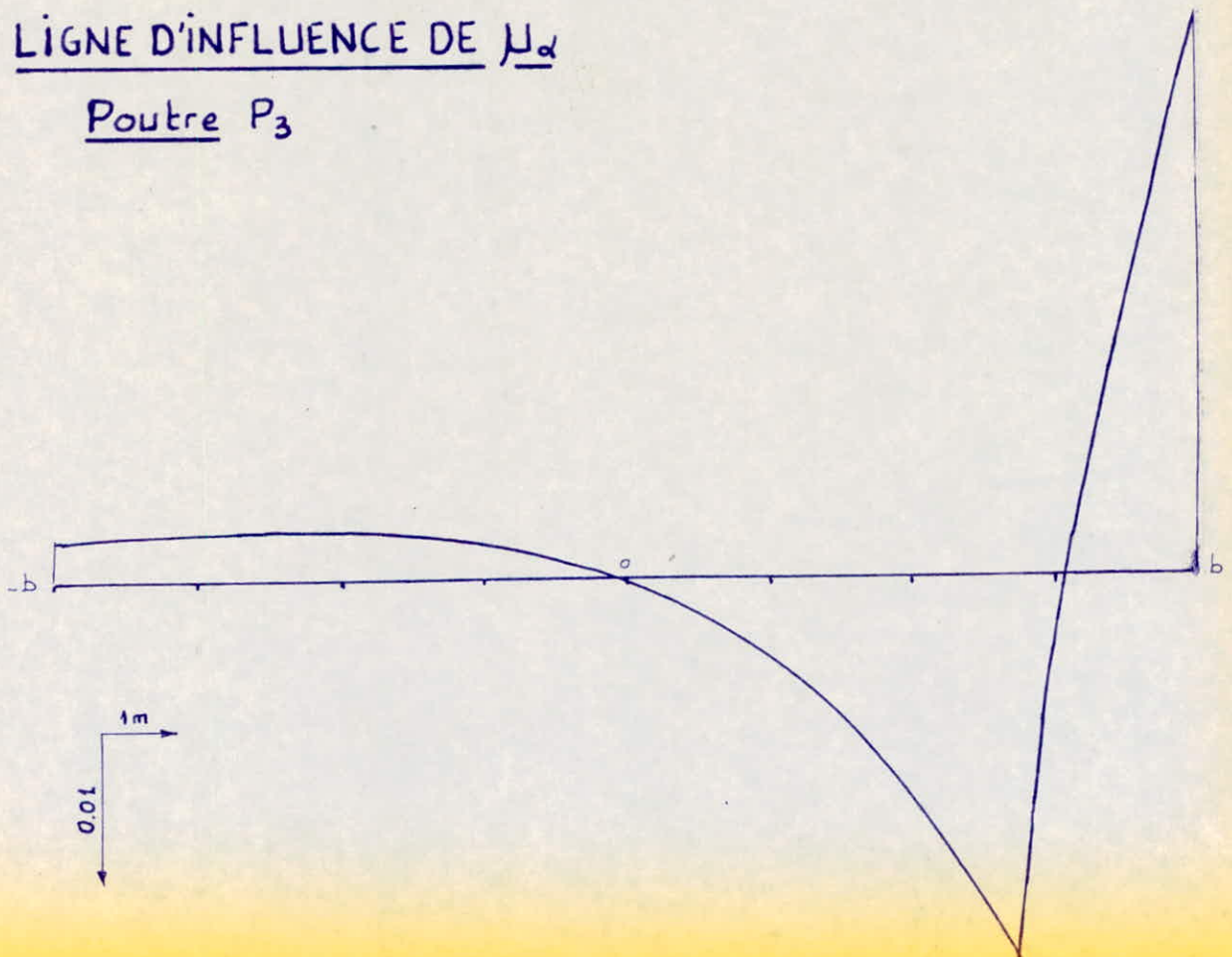
Poutre P_2

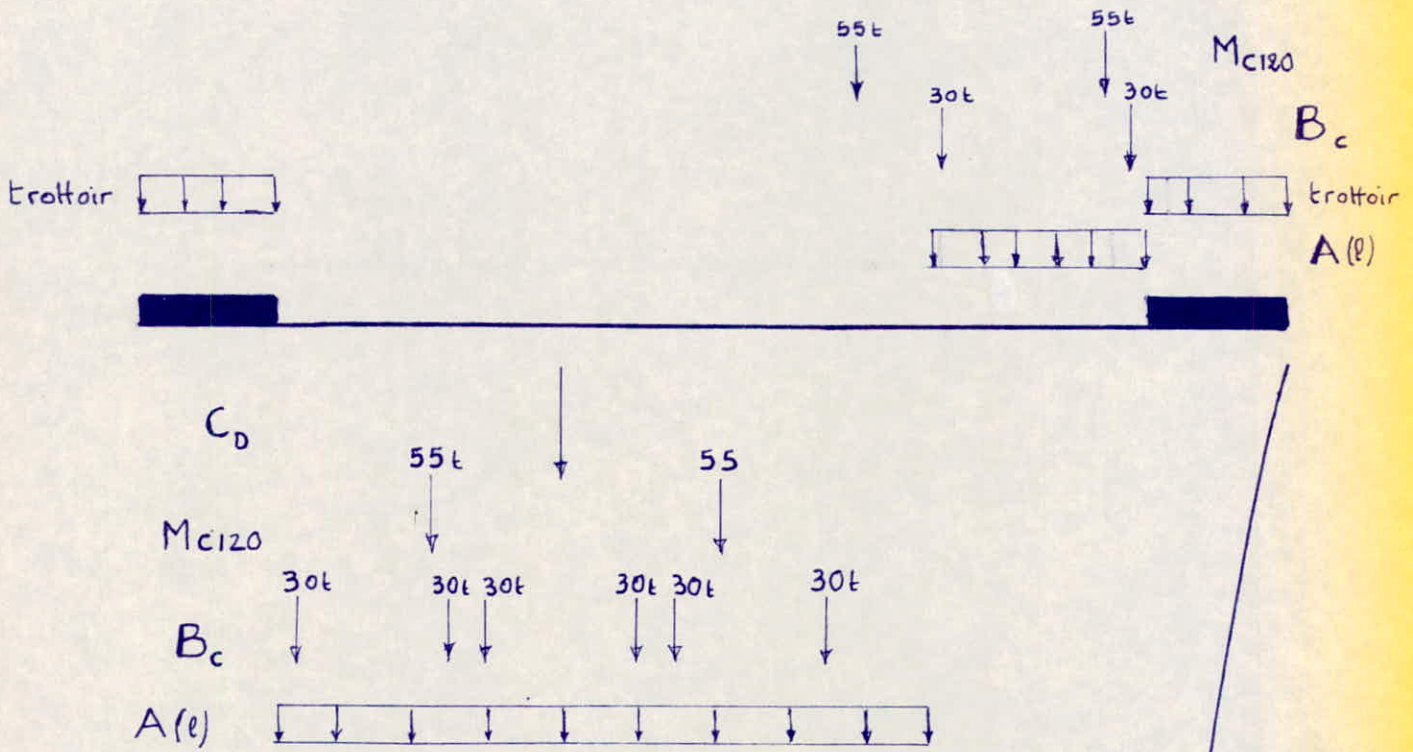
Echelle



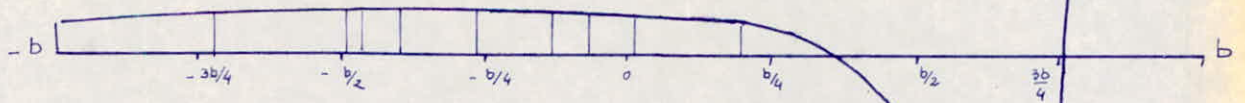


LIGNE D'INFLUENCE DE μ_α
Poutre P₃





LIGNE D'INFLUENCE DE μ_d
Poutre P4



Echelle
 5.44×10^{-3}
 $1m$

Tableau des coefficients μ_d les plus défavorables
 au droit de l'ordonnée $y = 0,95$ m

CHARGE ET SURCHARGE	MODE DE CHARGE	$\mu_{d, \max}^+$	$\mu_{d, \min}^-$
Charge permanente G	Toute la largeur	-	- 0,030
Surcharge de Trottoirs	un trottoir chargé	-	- 0,1405
	2 trottoirs de chargés	-	- 0,249
CAMIONS B_c	un convoi de Camion	$\mu_{d_1} = 0,011$ $\mu_{d_2} = 0,09$	$\mu_{d_1} = -0,063$ $\mu_{d_2} = -0,018$
	2 convois de Camions	$\mu_{d_3} = 0,11$ $\mu_{d_4} = 0,02$	-
	3 convois de Camions	-	-
M_{C120}	un véhicule à 2 chenilles	$\mu_{d_1} = 0,138$ $\mu_{d_2} = 0,001$	$\mu_{d_1} = -0,039$ $\mu_{d_2} = 0,016$
Surcharge Uniformément répartie A^(l)	1 voie chargée	0,0295	- 0,0745
	2 voies chargées	0,326	-
	3 voies chargées	0,251	-
Convoi exceptionnel C_D	1 véhicule unique	0,138	-

III/ ETUDE DU PLATELAGE

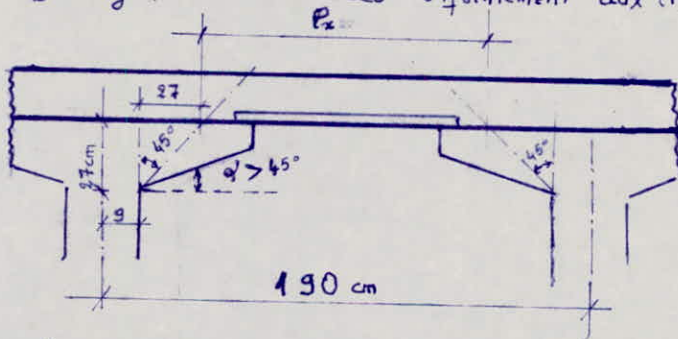
Le platelage doit être étudié de manière à reprendre les efforts provenant de la flexion du grillage généralisé (engendrant des effets dans l'entretoisement) auxquels s'ajoutent des efforts de flexion locale calculés pour un panneau de la dalle du tablier (considérée comme un assemblage de panneaux). Les efforts de flexion locale sont calculés avec la méthode des abaques de M^r PIGEALD ou bien avec les abaques de Heinrich PÜCHER. (Pigeaud a établi des abaques pour des panneaux de dalle de rapport de dimensions donné pour plusieurs modes d'appui aux extrémités, soumis à des charges uniformément réparties. H. PÜCHER en a fait de même mais pour des panneaux soumis à des charges concentrées.

III-1 EFFORTS DANS UN PANNEAU DE DALLE

La dalle constituant le platelage est en béton armé. Elle sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaire de dimensions $l_x \times l_y$ avec $l_x < l_y$. Les panneaux seront portés suivant la direction l_x par les entretoises d'about et suivant l_y par les poutres principales. Ils seront considérés comme partiellement encastres entre eux dans le sens l_y .

* dimensions du panneau

l_x et l_y seront déterminées conformément aux indications de l'IP1 (Ch. 2 Art. 1-15)



.) dans le sens transversal

$$l_x = 1,9 - 2(0,09 + 0,27) = 1,18 \text{ m}$$

.) dans le sens longitudinal

$$l_y = 25 \text{ m}$$

.) rapport des côtés

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,18}{25} = 0,047$$

Par le calcul des efforts, nous recourrons aux abaques de M^r PIGEALD.

Selon Pigeaud : $\rho = 0,047 < 0,4$, le panneau peut être considéré uniquement long et travaillant uniquement selon le petit côté (c-à-d l_x)

1-1 Calcul des efforts

1-1-1 Sous les charges permanentes

Nous considérons une bande de 1 m de large suivant l_y . L'étude est alors ramenée à un calcul d'une poutre de 1 m de largeur, de hauteur 25 cm et de portée $l_x = 1,18 \text{ m}$

* poids propre de la dalle : $25 \times 0,25 \times 1 = 0,625 \text{ t/ml}$

* poids propre du revêtement : $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

$$g = 0,801 \text{ t/ml}$$

* Moments flechissants

a) suivant la direction x

- Moment isostatique : $M_{0x} = \frac{g l_x^2}{8} = \frac{801 \times 1,18^2}{8} = 139,41 \text{ kg.m}$

Comme nous avons considérés les panneaux semi-encastrés alors :

*) en travée

$$M_{tx} = (0,75 \div 0,85) M_{0x}$$

mais prenons $M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 0,8 \times 139,41 = 111,53 \text{ kg.m}$

.) Sur appuis $M_{ax} \geq (0,4 \div 0,5) M_{0x}$

mais prenons $M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 139,41 = 69,70 \text{ kg.m}$

b) Suivant la direction y

les panneaux ne travaillant pas dans ce sens y, nous prendrons des armatures forfaitaires pour les moments positifs

.) en travée

$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = \frac{111,53}{4} = 28 \text{ kg.m}$$

.) Sur appuis

$$M_{ay} = M_{ax} = 69,70 \text{ kg.m}$$

***) Efforts tranchants

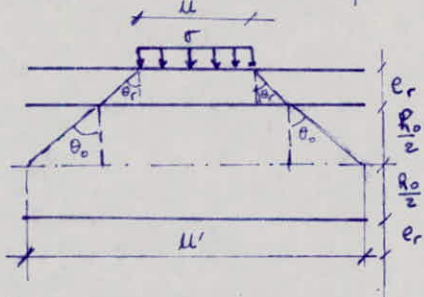
au milieu de l_y : $T_x = \frac{g \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{801 \times 1,18 \times 25}{50 + 1,18} = 461,8 \text{ kg.}$

au milieu de l_x : $T_y = \frac{1}{3} g l_x = \frac{1}{3} \times 801 \times 1,18 = 315 \text{ kg}$

1-1-2 Sous les surcharges

.) Diffusion

Soit une charge localisée P agissant sur une dalle. Les contraintes dues à cette surcharge se diffusent dans le plan moyen (π) situé à mi-hauteur de la dalle. Il en est de même pour la surface d'impact. C.C.B.A Art. 39-52



e_r = épaisseur du revêtement = 8 cm

h_0 = épaisseur de la dalle = 25 cm

θ_r = angle de diffusion dans le revêtement = $\text{Arctg} \frac{3}{4}$
pour un revêtement peu rigide

θ_0 = angle de diffusion dans la dalle = 45°

U = largeur (ou longueur) d'impact

U' = " " " " " " après diffusion

Les largeur et longueur d'impact diffusées sont

$$U' = U + h_0 + E \cdot e_r$$

$$V' = V + h_0 + E \cdot e_r$$

$E = 1,5$ pour un revêtement peu rigide

2-1 Roue isolée B_r

$$U' = 0,60 + 0,25 + 1,5 \times 0,08 = 0,97 \text{ m}$$

$$V' = 0,30 + 0,25 + 1,5 \times 0,08 = 0,67 \text{ m}$$

$$e = \frac{l_x}{l_y} = 0 \quad \begin{cases} \frac{U'}{l_x} = 0,82 \\ \frac{V'}{l_x} = 0,57 \end{cases}$$

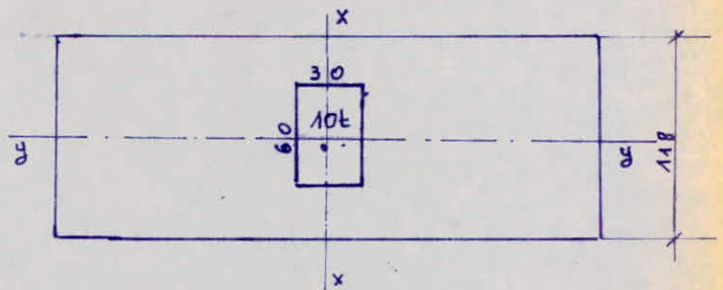
*) Moment flechissant

$$M_1 = 12,3 \times 10^{-2}$$

$$M_2 = 3,4 \times 10^{-2}$$

$$M_x = (M_1 + V M_2) \cdot P = (12,3 + 0,15 \times 3,4) \times 10^{-2} \times 10^4 = 1281 \text{ kg.m}$$

$$M_y = (M_2 + V M_1) \cdot P = (3,4 + 12,3 \times 0,15) \times 10^{-2} \times 10^4 = 524,5 \text{ kg.m}$$



*) Efforts tranchants

$$u' > v' \begin{cases} \text{au milieu de } u' : T_{u'} = \frac{P}{2u+v'} = \frac{10^4}{2 \times 97 + 62} = 3831,4 \text{ kg} \\ \text{au milieu de } v' : T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10^4}{3 \times 97} = 3436,4 \text{ kg} \end{cases}$$

Les efforts au milieu de l_x et B_y seront ceux trouvés au milieu de u' et v' majorés de 25%.

$$\text{au milieu de } l_y : T_x = 1,25 T_{u'} = 1,25 \times 3831,42 = 4789,27 \text{ kg}$$

$$\text{au milieu de } l_x : T_y = 1,25 T_{v'} = 1,25 \times 3436,4 = 4295,54 \text{ kg}$$

2-3 Surcharge B_t

Les moments maximaux sont obtenus en adoptant la disposition ci-contre.

$$u' = 60 + 25 + 1,5 \times 8 = 97 \text{ cm}$$

$$v' = 25 + 25 + 1,5 \times 8 = 62 \text{ cm}$$

A-t-on inférence des surfaces diffusées ?

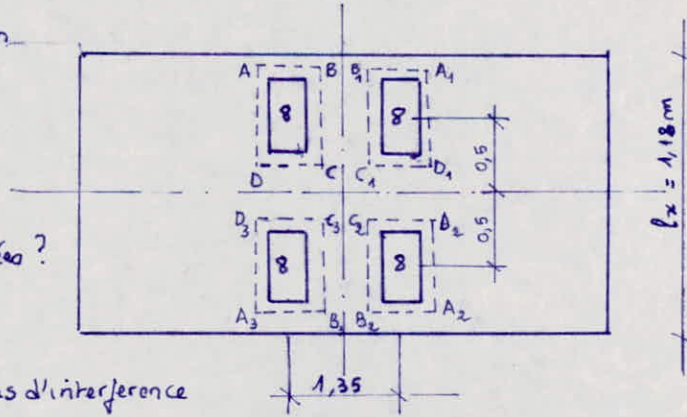
soit α = l'entre-axe des roues

-) dans le sens x

$$u' = 97 \text{ cm} \quad \alpha = 1 \text{ m} \quad \alpha > u' \text{ donc pas d'inférence}$$

-) dans le sens y

$$\alpha = 1,35 \text{ m} > v' = 0,62 \text{ m} \text{ donc pas d'inférence également}$$

*) Moments flechissants

Pour le calcul des moments, nous appliquerons l'artifice du RESAL

soient les surfaces $S_1 = AA_1A_2A_3$; $S_2 = BB_1B_2B_3$; $S_3 = DD_1D_2D_3$, $S_4 = CC_1C_2C_3$

Les moments flechissants seront déterminés pour ces surfaces d'impacts fictives

soient (M_{1x}, M_{1y}) ; (M_{2x}, M_{2y}) ; (M_{3x}, M_{3y}) ; (M_{4x}, M_{4y})

$$\text{Les moments réels seront} \quad M_x = M_{1x} - M_{2x} - M_{3x} + M_{4x}$$

$$M_y = M_{1y} - M_{2y} - M_{3y} + M_{4y}$$

$$\text{La contrainte de repartition sur le feuillet moyen est} \quad \sigma = \frac{P}{u' \times v'} = \frac{8 \times 10^3}{0,97 \times 0,62} = 13,3 \text{ t/cm}^2$$

-) Surface S_1

$$u_1 = 1 + 0,97 = 1,97 \text{ m} > l_x \Rightarrow l_x = u_1 = 1,18 \text{ m}$$

$$v_1 = 1,35 + 0,62 = 1,97 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{u_1}{l_x} = 1 \\ \frac{v_1}{l_x} = 1,67 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 6,5 \times 10^{-2} \\ M_2 = 0,55 \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$M_{1x} = (M_1 + \nu M_2) \times \sigma \times u_1 \times v_1 = 2,04 \text{ t/ml}$$

$$M_{1y} = (M_2 + \nu M_1) \times \sigma \times u_1 \times v_1 = 0,47 \text{ t/ml}$$

-) Surface S_2

$$u_2 = 1 + 0,97 = 1,97 \text{ m} > l_x \rightarrow u_2 = l_x = 1,18 \text{ m}$$

$$v_2 = 1,35 - 0,62 = 0,73$$

$$\begin{cases} \frac{u_2}{l_x} = 1 \\ \frac{v_2}{l_x} = 0,62 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 8,77 \times 10^{-2} \\ M_2 = 3,8 \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$M_{2x} = (M_1 + \nu M_2) \cdot \sigma \cdot u_2 \cdot v_2 = 1,06 \text{ t/ml}$$

$$M_{2y} = (M_2 + \nu M_1) \cdot \sigma \cdot u_2 \cdot v_2 = 0,58 \text{ t/ml}$$

-) Surface S_3

$$u_3 = 1 - 0,97 = 0,03$$

$$v_3 = 1,35 + 0,62 = 1,97$$

$$\begin{cases} \frac{u_3}{l_x} = 0,025 \\ \frac{v_3}{l_x} = 1,67 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 12,6 \times 10^{-2} \\ M_2 = 1,3 \times 10^{-2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{3x} = (M_1 + \nu M_2) \cdot \sigma \cdot u_3 \cdot v_3 = 0,1 \text{ t/ml} \\ M_{4x} = (M_2 + \nu M_1) \cdot \sigma \cdot u_3 \cdot v_3 = 0,025 \text{ t/ml} \end{cases}$$

-) Surface S_4

$$u_4 = 1 - 0,97 = 0,03$$

$$v_4 = 1,35 - 0,62 = 0,73$$

$$\frac{u_4}{l_x} = 0,025 \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} M_1 = 21,8 \times 10^{-2} \\ M_2 = 6,5 \times 10^{-2} \end{cases}$$

$$\frac{v_4}{l_y} = 0,62$$

$$M_{4x} = (M_1 + \gamma M_2) \sigma \cdot u_4 \cdot v_4 = 0,066 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{4y} = (M_2 + \gamma M_1) \sigma \cdot u_4 \cdot v_4 = 0,028 \text{ t.m/ml}$$

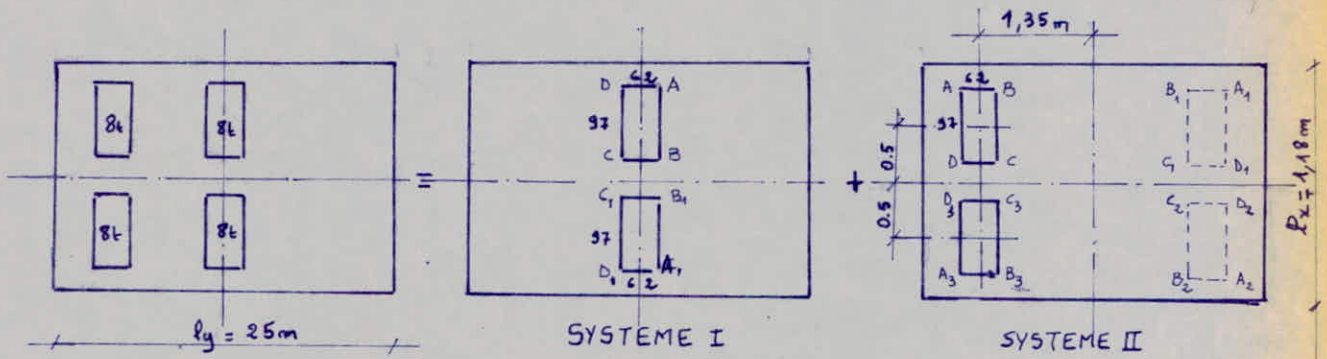
finalement les moments fléchissant dans les 2 poutres sont

$$M_x = 2,04 - 1,06 - 0,1 + 0,066 = 0,946 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = 0,47 - 0,025 + 0,58 + 0,028 = 0,107 \text{ t.m/ml}$$

*) Efforts tranchants

dispositif donnant l'effet maximum



Afin d'appliquer l'artifice du RESAL, la disposition sera décomposée en 2 systèmes

a) SYSTEME I

- Surface S_1 : AA₁DD₁

$$u_1 = 1 + 0,97 = 1,97 > l_x \Rightarrow u_1 = l_x = 1,18 \text{ m} ; \quad P_1 = \sigma \cdot u_1 \cdot v_1 = 13,3 \times 1,18 \times 0,62 = 9,73 \text{ t}$$

$$v_1 = 0,62 \text{ m}$$

$$u_1 > v_1 \text{ donc au milieu de } u_1 : T_{u_1} = \frac{P_1}{2u_1 + v_1} = 3,26 \text{ t/ml}$$

$$T_{v_1} = \frac{P_1}{3v_1} = 2,75 \text{ t/ml}$$

- Surface S_2 : BB₁CC₁

$$u_2 = 1 - 0,97 = 0,03 \text{ m}$$

$$v_2 = 0,62 \text{ m}$$

$$\text{d'où } P_2 = \sigma \cdot u_2 \cdot v_2 = 0,25 \text{ t}$$

$$u_2 < v_2 \text{ au milieu de } u_2 : T_{u_2} = \frac{P_2}{3v_2} = 0,13 \text{ t/ml}$$

$$\text{au milieu de } v_2 : T_{v_2} = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = 0,2 \text{ t/ml}$$

$$\text{Pour le système I : } T_{u_I} = T_{u_1} - T_{u_2} = 3,26 - 0,13 = 3,13 \text{ t/ml}$$

$$T_{v_I} = T_{v_1} - T_{v_2} = 2,75 - 0,2 = 2,55 \text{ t/ml}$$

b) SYSTEME II

$$\text{- surface } AA_1A_2A_3 \quad \begin{cases} u_1 = 1,18 \text{ m} \\ v_1 = 3,32 \text{ m} \end{cases} , \quad P = 13,3 \times 1,18 \times 3,32 = 52,10 \text{ t}$$

$$u_1 < v_1 \quad T_{u_1} = \frac{P_1}{3v_1} = 5,23 \text{ t/ml} \quad T_{v_1} = \frac{P_1}{2v_1 + u_1} = 6,66 \text{ t/ml}$$

- Surface BB₁B₂B₃

$$u_2 = 1,18 \text{ m} , \quad v_2 = 2,08 \text{ m} ; \quad P_2 = 13,3 \times 1,18 \times 2,08 = 32,64 \text{ t}$$

$$u_2 < v_2 \quad T_{u_2} = \frac{P_2}{3v_2} = 5,23 \text{ t/ml} \quad T_{v_2} = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = 6,11 \text{ t/ml}$$

- Surface DD₁DD₂

$$u_3 = 0,03 \text{ m} , \quad v_3 = 3,32 \text{ m} \quad P_3 = 13,3 \times 0,03 \times 3,32 = 1,32 \text{ t}$$

$$u_3 < v_3 \Rightarrow T_{u_3} = \frac{P_3}{3v_3} = 0,13 \text{ t/ml} \quad T_{v_3} = \frac{P_3}{2v_3 + u_3} = 0,2 \text{ t/ml}$$

- Surface B_4, C_2, C_3

$$u_4 = 0,03 \text{ m}$$

$$v_4 = 2,08 \text{ m}$$

$$P_4 = 13,3 \times 0,03 \times 2,08 = 0,83 \text{ t}$$

$$u_4 < v_4 \quad \text{d'où} \quad T_{u_4} = \frac{P_4}{3v_4} = 0,13 \text{ t/m} ; \quad T_{v_4} = \frac{P_4}{2v_4 + u_4} = 0,2 \text{ t/m}$$

Les efforts tranchants pour le système II sont

$$T_{u_{II}} = \frac{T_{u_1} - T_{u_2} - T_{u_3} + T_{u_4}}{2} = 0 \quad , \quad T_{v_{II}} = \frac{T_{v_1} - T_{v_2} - T_{v_3} + T_{v_4}}{2} = \frac{0,55}{2} = 0,275 \text{ t/m}$$

Les efforts tranchants aux B_t seraient donc

$$\text{au milieu de } l_y : T_x = 1,25 (T_{u_I} + T_{u_{II}}) = 3,91 \text{ t/m}$$

$$\text{au milieu de } l_x : T_y = 1,25 (T_{v_I} + T_{v_{II}}) = 1,25 (2,55 + 0,275) = 3,54 \text{ t/m}$$

2.4 Surcharge B_c

La surface d'impact d'une roue B_c est un carré de $0,25 \times 0,25$. Le poids d'une roue est de 6 t (ou 3t)
Les dimensions diffusées sont $u' = v' = u + b_0 + 1,5 e_r = 25 + 25 + 1,5 \times 8 = 62 \text{ cm}$

La contrainte de repartition est alors

$$\sigma = \frac{P}{u'v'} = \frac{6}{0,62 \times 2} = 15,60 \text{ t/m}^2$$

* Moments flechissants

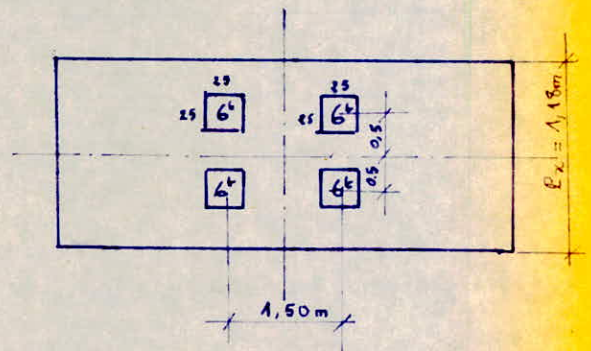
La disposition donnant les moments flechissants est celle dessinée ci-contre.

Le calcul analogue (avec l'artifice du RESAL) à celui exécuté pour le tandem a donné

Les résultats suivants :

$$M_x = 1,1 \text{ t.m/m}$$

$$M_y = -0,16 \text{ t.m/m}$$



* Efforts tranchants

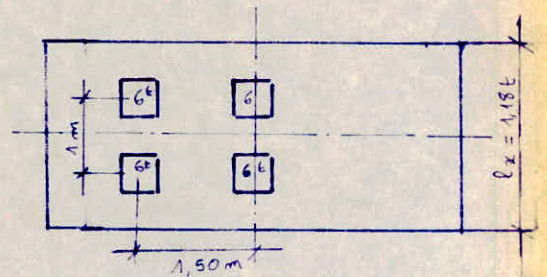
Tout comme pour B_t , l'effort tranchant maximal est obtenu par cette disposition.

Le calcul est conduit comme pour le tandem en décomposant en 2 systèmes I et II.

Les résultats obtenus sont

$$\text{au milieu de } l_y : T_x = 3,96 \text{ t/m}$$

$$\text{au milieu de } l_x : T_y = 3,27 \text{ t/m}$$



2-5 Surcharge uniformément répartie $A(l)$

Le règlement C.P.C. définit $A(l) = 230 + \frac{36.000}{L+12}$ (kg/cm^2) ; $L =$ portée de la travée
numériquement $A(l) = 1203 \text{ kg/cm}^2$ wostatique = 25 m

La charge uniformément répartie est alors : $A = K \cdot A(l) \cdot \frac{l_0}{l_v}$

où K est un coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées

$l_v =$ largeur d'une voie ; $l_0 =$ coefficient dépendant de la classe du pont.

.) Caractéristique du pont

- La largeur roulable $l_r = 11,5\text{m}$ est la même que la largeur chargeable l_b (présence de trottoirs)
- $l_r > 7\text{m}$ donc notre pont est de 1^{ère} classe
- Nombre de voies : $N = \frac{l_b}{3} = \frac{11,5}{3}$ soit $N = 3$ voies \Rightarrow largeur d'une voie $l_v = \frac{11,5}{3} = 3,83\text{m}$
- Le pont étant de première classe, en chargeant les 3 voies $K = 0,9$, $l_0 = 3,5\text{m}$

$$\text{d'où } A = K \cdot A(l) \cdot \frac{l_0}{l_v} = 0,9 \times 1203 \times \frac{3,5}{3,83} = 989,41 \text{ kg/m}^2$$

*) Moments flechissants

La dalle est assimilée à une poutre de largeur 1m , de portée P_x et de hauteur 25cm

$$M_x = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{989,41 \times 1,18^2}{8} = 172,2 \text{ kg.m/ml} \quad q = A \cdot 1\text{m} = 989,4 \text{ kg/ml}$$

$$M_y = \frac{M_x}{4} = 43 \text{ kg.m/ml}$$

*) Efforts tranchants

$$T_x = \frac{q l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{989,41 \times 1,18 \times 25}{2 \times 25 + 1,18} = 570,30 \text{ kg/ml}$$

$$T_y = \frac{q l_x}{3} = 389,17 \text{ kg/ml}$$

2-6 Surcharge militaire M_{c80}

Vue les dimensions de notre panneau de dalle nous disposerons une seule chenille de 36t dont la surface d'impact est de $0,85 \times 4,90$

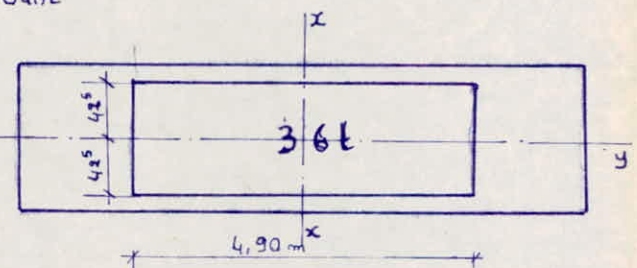
$$u' = 0,85 + 0,25 + 1,5 \times 0,08 = 1,22\text{m} (> l_x)$$

$$v' = 4,9 + 0,29 + 1,5 \times 0,08 = 5,27\text{m}$$

La contrainte de répartition s'ensuivent

$$\text{soit } \sigma = \frac{P'}{u' \cdot v'} = \frac{36}{1,22 \times 5,27} = 5,60 \text{ t/m}^2$$

$$e = 0 \quad \begin{cases} \frac{u'}{l_x} = 1 \\ \frac{v'}{l_x} = 4,47 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 4 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 0,09 \times 10^{-2} \end{cases}$$



d'où $P_{00} \text{ mts}$ flechissants

$$M_x = (M_1 + \gamma M_2) \sigma \cdot u' \cdot v' = 1,4 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = (M_2 + \gamma M_1) \sigma \cdot u' \cdot v' = 0,24 \text{ tm/ml}$$

*) Efforts tranchants

$$u' < v' \quad T_{u'} = \frac{\sigma \cdot u' \cdot v'}{3 v'} = 2,60 \text{ t/ml} \quad ; \quad T_{v'} = \frac{\sigma \cdot u' \cdot v'}{3 v' + u'} = 3,44 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } T_x = 1,25 T_{u'} = 3,25 \text{ t/ml} \quad T_y = 1,25 T_{v'} = 4,3 \text{ t/ml}$$

2-7 Surcharge militaire M_{c120}

Pour les mêmes raisons que pour le M_{c80}, nous ne pouvons disposer qu'une seule chenille de 55t dont la surface d'impact est de $1\text{m} \times 0,60\text{m}$
Le calcul est analogue à celui du M_{c80}

*) Moments flechissants

$$M_x = 1,90 \text{ t.m/ml} \quad ; \quad M_y = 0,33 \text{ t.m/ml}$$

*) Efforts tranchants

$$T_x = 3,05 \text{ t/ml} \quad T_y = 4,19 \text{ t/ml}$$

2-8 Surcharge exceptionnelle : convoi D

C'est une surcharge de 240t dont la surface d'impact est de $3,20\text{m} \times 18,6\text{m}$
Le calcul se fait comme pour les surcharges militaires

$$*) \text{ Moments flechissants : } M_x = 3,18 \text{ t.m/ml} \quad M_y = 0,56 \text{ t.m/ml}$$

$$*) \text{ Efforts tranchants : } T_x = 1,746 \text{ t/ml} \quad T_y = 2,54 \text{ t/ml}$$

•) Coefficient de majoration dynamique : S

Les surcharges B et militaires ont leurs effets majorés par un coefficient de majoration dynamique S ayant pour expression

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

où les paramètres L , P et S sont définies comme suit

-) $L = \min(l_r, l_p)$ avec $l_1 = \max(l_r, l_p)$ $l_r =$ largeur routable = 11,5m
 $l_p =$ entr-axe des poutres principales de rive
 •) $P =$ poids total du tablier (non compris celui des poutres principales et entretoises) correspondant à la surface L (obtenue après comparaison) par la largeur totale du pont. $l_p =$ portée des poutres principales = 25m

•) $S =$ Surcharge maximale que l'on peut disposer sur la distance L

nous avons $l_r = 11,50\text{m}$ $l_p = 7 \times 1,9 = 13,3\text{m}$, $\max(l_r, l_p) = 13,3\text{m} = l_1$

$$L = \min(25\text{m}, 13,3\text{m}) = 13,3\text{m}$$

Calculons P

hourdi	$2,5 \times 0,25 \times 13,3 \times 16 = 133\text{t}$
Revertement	$2,2 \times 0,08 \times 11,5 \times 16 = 32,38\text{t}$
travaux + caniche	$2,5 \left[\frac{0,056 \times 2,25}{2} + 0,2 \times 2,55 + \frac{1}{2} (0,314 + 0,24) \times 0,21 \right] \times 26,6 = 38,26\text{t}$
garde-corps	$0,1 \times 13,3 \times 2 = 2,66\text{t}$
glissière	$0,06 \times 13,3 \times 2 = 1,6\text{t}$

$$P = 207,90\text{t}$$

•) S pour les surcharges B et M_c

B_c : avec $L = 13,3\text{m}$, nous pourrions disposer les 2 derniers axes d'un camion B_c soit $(2 \times 12 = 24\text{t})$ derrière un 1^{er} camion B_c (soit 30t)

Sur les 3 voies nous pourrions avoir une surcharge de $3 \times (30 + 24) = 162\text{t}$ qui sera pondérée elle-même par $b_c = 0,95$ (pont de 1^{re} classe, $N = 3$)

B_t : 2 tandem peuvent être disposés de front sur la chaussée soit $2 \times 32 = 64\text{t}$. Cette surcharge est pondérée par $b_t = 1$ (pont de 1^{re} classe)

Nous récapitulons les résultats obtenus pour les systèmes B et M_c

Surcharges	B_c	B_t	B_r	M_{c80}	M_{c120}
S (t)	153,9	64	10	72	110
S	1,203	1,152	1,116	1,157	1,179

•) EFFORTS RESULTANTS PONDERÉS ET COMBINÉS

Les surcharges (B et M_c) pondérées, nous prendrons les résultats les plus défavorables des combinaisons suivantes :

•) Surcharges civiles $G + 1,1 S$

•) Surcharges militaires (ou exceptionnelle) : $G + S$

Le panneau de dalle étant considéré comme partiellement encasturé, nous prendrons un moment en travée $M_{tx} = 0,8 M_x$ sur appui

$$M_{ax} = \frac{M_x}{2}$$

suivant la poutre sur porteur :

en travée $M_{ty} = \frac{M_x}{4}$ sur appui $M_{ay} = M_x$

Tableau resumant les efforts ponderés et combinés

	charge permanente	Surcharges Civiles	Surcharges militaires	Surcharge exceptionnelle	Combinaisons
M_x t.m.k.m	0,139	1,572	2,240	3,180	3,319
T_x t/m	0,4617	5,879	3,760	1,740	6,341
M_y t.m.k.m	0,028	0,6439	0,389	0,55	0,672
T_y t/m	0,315	5,273	4,975	2,54	5,588

III/2 EFFORTS DANS L'ENTRETOISE DU GRILLAGE GENERALISÉ

2-1 Expression du moment pour chaque cas de charge et surcharge

2-1-1 charge permanente et surcharge de trottoir et A(l)

le moment flechissant a pour expression $M_y = \mu_d \cdot \frac{4 \cdot P \cdot b}{\pi} \sin \frac{\pi x}{l}$
avec $b = 7,6 \text{ m}$ $x = \frac{l}{8}, \frac{l}{4}, \frac{3l}{8}, \frac{l}{2}$

$P =$ charge répartie $P_{\text{trottoir}} = 0,15 \text{ t/m}^2$; $P_{\text{ch.perm.}} = 0,998 \text{ t/m}^2$

la surcharge $A(l) = 1203 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow P = A = K \cdot A(l) \cdot \frac{P_0}{10}$
avec $K = 1$ pour une voie chargée (ou 2) $\Rightarrow P_{1,2} = 1,2 \text{ t/m}^2$
 $K = 0,9$ pour 3 voies chargées $P_3 = 0,99 \text{ t/m}^2$

2-1-2 Surcharge militaire M_{C120} et convoi exceptionnel

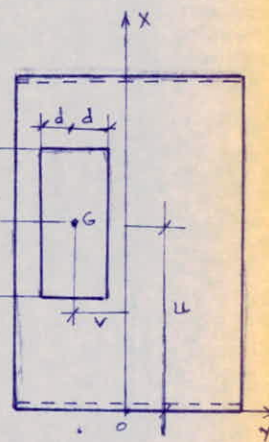
*) Convoi exceptionnel :

$$M_y(x) = b \cdot \mu_d \cdot P(x,y)$$

$$\text{avec } P(x,y) = \frac{16P}{\pi^2} \left[\sin \frac{\pi u}{l} \cdot \sin \frac{\pi v}{l} \cdot \sin \frac{\pi d}{2b} \sin \frac{\pi(b-y)}{2b} \cdot \sin \frac{\pi(b-y)}{2} \sin \frac{\pi x}{l} \right] c$$

$$\text{car } P = \frac{940}{18,6 \times 32} = 4,032 \text{ t/m}^2, \quad l = 25 \text{ m} \quad u = x, \quad c = 9,3 \text{ m}, \quad d = 1,6 \text{ m}$$

$v =$ position de favorable donnée par la ligne d'influence



*) Surcharge militaire

le calcul se fera comme pour le convoi exceptionnel en considérant chaque chenille. Les effets des 2 chenilles sont cumulés.

$$\text{pour chaque chenille } P = \frac{55}{6,1 \times 1} = 9,016 \text{ t/m}^2 \quad c = 3,05 \text{ m} \quad d = 0,5 \text{ m}$$

2-1-3 Surcharge B_c

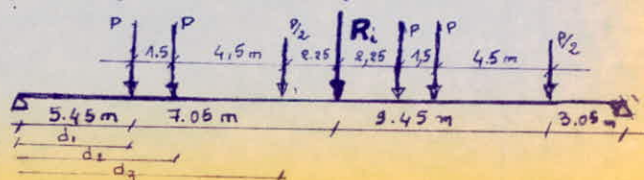
$$\text{l'expression du moment est } M_y(x) = \frac{2b \cdot R_i}{l} \sum \mu_d c_i \sin \frac{\pi x}{l}$$

Le moment prend sa valeur maximale quand la résultante des roues est au droit du milieu du pont (sens longitudinal).

Cette constatation nous permet d'écrire

$$R_i = \sum P_i \sin \frac{\pi d_i}{l}$$

$P_i =$ poids d'une roue pondérée



Le calcul des moments flechissants de tous les cas de charges et surcharges au niveau des différentes ordonnées y (dans le sens transversal) et les abscisses x (dans longitudinal) a montré que ces efforts étaient les plus défavorables au droit de $y = 0,95\text{ m}$ et à l'abscisse $x = \frac{l}{2}$ (milieu de portée dans le sens longitudinal)

Les moments flechissants maximaux les plus défavorables sont consignés dans le tableau suivant

charge et surcharge Moment	G	trottoir	A(l)	B _c	M _{C120}	C _D
$M_{y_{\max}}^+$ t.m/ml	-	-	3,121	4,25	0,565	1,945
$M_{y_{\max}}^-$ t.m/ml	-0,287	-0,362	-0,792	-1,64	-0,126	/

III-3 FERRAILLAGE DU HOURDIS

Comme énoncé précédemment, le hourdis doit résister aux efforts provenant de la flexion générale de la dalle orthotrope fictive auxquels s'ajoutent les efforts de flexion locale déterminés par un panneau de ce hourdis.

III-3-1 Efforts de flexion défavorables.

* flexion générale

Le chargement B_c , donne les moments transversaux nettement plus grands que les autres type de chargement.

- Les moments flechissants transversaux sous B_c sont

$$\text{sens porteur} \quad M_x^+ = 1,1 M_{y_{B_c}}^+ = 1,1 \times 4,25 = 4,675 \text{ t.m/ml}$$

$$M_x^- = M_{y_c}^- + 1,1 (M_{y_{B_c}}^- + M_{\text{trottoir}}^+) = -0,287 - 1,1 (1,64 + 0,362) = -2,5 \text{ t.m/ml}$$

* flexion locale

pour le même type de chargement (B_c), l'utilisation des abaques de PIGEAUD ont donné

$$\text{sens porteur} : \begin{cases} M'_{t_x} = 1,217 \text{ t.m/ml} & (\text{en travée}) \\ M'_{a_x} = -0,761 \text{ t.m/ml} & (\text{sur appuis}) \end{cases}$$

$$\text{sens non porteur} : \begin{cases} M'_{t_y} = 0,672 \text{ t.m/ml} \\ M'_{a_y} = -1,66 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

D'où les efforts de flexion finals

sens porteur

sens non porteur

$$M_{t_x} = M_x^+ + M'_{t_x} = 5,89 \text{ t.m/ml}, \quad M_{a_x} = M_x^- + M'_{a_x} = -3,26 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{t_y} = 0,672 \text{ t.m/ml} \quad M_{a_y} = -1,66 \text{ t.m/ml}$$

III-3-2 calcul des armatures

Nous avons un hourdis de 25 cm d'épaisseur ($h_f = 25 \text{ cm}$). Le diamètre ϕ des armatures à utiliser doit être tel que :

$$\phi \leq \frac{h_f}{10} = 25 \text{ mm}$$

nous choisissons des $\phi_x = 16 \text{ mm}$ et $\phi_y = 10 \text{ mm}$ avec un enrobage de 2 cm. Les hauteurs utiles à considérer seront donc

$$h_x = h - e - \frac{\phi_x}{2} = 25 - 2 - 0,8 = 22,2 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi_y = 22,2 - 1,0 = 21,2 \text{ cm}$$

l'écartement des armatures sera tel que : dans transversal : $t \leq (2h, 22 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 22 \text{ cm}$

dans longitudinal : $t \leq (3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 33 \text{ cm}$

Le calcul des armatures se fera à l'aide des abaques de M^r P. CHARON ayant M, on calcule le coef. $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$, la lecture des abaques nous donne E et k

la section d'armature sera alors $A = \frac{M}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a}$

si $\frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b$ alors les armatures comprimées sont non nécessaires ($A' = 0$)

si $\frac{\bar{\sigma}_a}{k} > \bar{\sigma}'_b$, on calculera les armatures comprimées

La vérification des contraintes s'exécute comme suit

soit A donné, on calcule $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h}$ auquel correspondent E et k sur l'abaque

la contrainte dans l'acier est alors $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h}$ doit être inférieure à $\bar{\sigma}_a$

et celle de compression du béton $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k}$ doit être inférieure à $\bar{\sigma}'_b$

a) Ferraillage dans le poutre

* en travée

$$M_{tx} = 5,89 \text{ t.m/m}$$

$$\mu = \frac{15M_x}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = 0,064 \Rightarrow E = 0,9956 \Rightarrow A = \frac{M}{E \cdot h_x \cdot \bar{\sigma}_a} = 10,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$k = 32,9$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

nous prenons 6 $\phi 16 \text{ HA}$ ($A = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

- vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h_x} = 0,543 \Rightarrow E = 0,9027$$

$$k = 36,4$$

$$\sigma_a = \frac{M_{tx}}{A \cdot E \cdot h} = 24,37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 66,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

- vérification à la fissuration du béton

les conditions de non fissuration du béton nous imposent que la contrainte admissible des aciers doit toujours être inférieure à la plus grande des valeurs suivantes

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$$

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

$$\text{ou } \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{\text{section d'acier}}{\text{enrobage en béton}}$$

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable

$$\eta = 1,6$$

$$\text{pour } A = 12,06 \text{ cm}^2, \bar{\omega}_f = \frac{A}{b \cdot d} = 0,0302$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2317 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2078 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

la condition de non fissuration nous impose une nouvelle contrainte admissible des aciers $\bar{\sigma}_a = 2317 \text{ kg/cm}^2$.

Recalculons notre section d'acier avec cette nouvelle contrainte admissible

$$\mu = 0,0773 \quad E = 0,8866 \Rightarrow A = 11,9 \text{ cm}^2 < A_{choisie}$$

on garde donc 6 $\phi 16 \text{ HA/ml}$

*) aux appuis

$$M_a = 3,261 \text{ tm/ml} \quad \mu = 0,035 \quad E = 0,9191 \quad k = 46,8 \Rightarrow A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h_x} = 5,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$$

Par souci d'uniformisation pour faciliter l'exécution, nous choisirons $6\phi 16 \text{ HA}$

- Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = 0,548 \Rightarrow \epsilon = 0,9027 \quad k = 36,4 \Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A E h_x} = 1355 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 37,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

- Vérification à la non fissuration

La non fissuration nous impose $\bar{\sigma}_a = 2317 \text{ kg/cm}^2$ mais la nouvelle section d'acier calculée reste bien au desà de celle choisie.
nous gardons donc la $6\phi 16 \text{ HA/ml}$

b/ Sens non porteur

$$M_{t_y} = 0,672 \text{ t.m/ml} \quad M_{t_x} = 1,659 \text{ t.m/ml}$$

des sections d'aciers trouvées sont faibles. Nous ferrailons avec $5\phi 10 \text{ HA/ml}$ ($A = 3,92 \text{ cm}^2$) de façon à satisfaire à toutes les vérifications (fissuration, espacement des aciers.....)

III-3-3 VERIFICATIONS

3-1 Condition de non fragilité du béton

La section d'armature minimale permettant d'équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé est

$$\text{Sens porteur} \quad A_{\min} = \frac{0,69 \cdot b \cdot h_x \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \rho}{\bar{\sigma}_{en}} = 2,7 \text{ cm}^2 \quad \left(\rho = \frac{P_x}{t_y} = 0,047 \right)$$

$$\text{Sens non porteur} \quad A_{\min} = \frac{0,69 \cdot b \cdot h_y \cdot \bar{\sigma}_b \cdot (1+\rho)}{4 \bar{\sigma}_{en}} = 0,70 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies sont bien supérieures à ces sections minimales. Nous ne risquons donc pas de rupture de type fragile.

3-2 Vérification au poinçonnement

Pour les forces localisées dont le rapport des dimensions des surfaces d'impact sur le plan moyen de la dalle est compris entre 0,4 et 2,5, une vérification au non poinçonnement est nécessaire.

La condition de non poinçonnement selon l'art. 39-54 du C.C.B.A 68 est

$$\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9 \text{ kg/cm}^2$$

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

Les résultats sont résumés ci-dessous

charge	surface d'impact	P_c (cm)	P (kg)	$\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t}$ kg/cm ²	
B_r	roue	$2(82+87)$	10.000	2,16	$< 9 \text{ kg/cm}^2$
B_c	roue arriere	$2(62+62)$	6.000	1,45	$< 9 \text{ kg/cm}^2$
B_t	roue	$2(87+62)$	8.000	1,51	$< 9 \text{ kg/cm}^2$

3-3 Verification au cisaillement

La condition de cisaillement admissible pour une dalle est $\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,625 \text{ kg/cm}^2$
 Les efforts tranchants maximaux sont

$$T_x = 6,341 \text{ t/ml} \quad T_y = 5,588 \text{ t/ml}$$

suivant l_x : $\bar{\sigma}_{bx} = \frac{T_x}{b \cdot \frac{7}{8} h_x} = 3,264 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

suivant l_y : $\bar{\sigma}_{by} = \frac{T_y}{b \cdot \frac{7}{8} h_y} = 3,012 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$

3-4

Condition d'appui

on doit avoir une section d'acier à l'appui vérifiant

$$A_{t_x} \cdot \bar{\sigma}_a \geq T_x + \frac{M_a}{z} \quad \text{avec } M_a \text{ pris avec son signe}$$

$$A_{t_x} \cdot \bar{\sigma}_a = 12,01 \times 2800 = 33628 \text{ kg}$$

$$T_x + \frac{M_a}{z \cdot h_x} = 6341 - \frac{3,261 \times 10^5 \times 8}{+ \times 22,2} < 0$$

} condition vérifiée donc

3-5 Verification à l'adhérence

vis à vis de l'entraînement des barres, la contrainte admissible à l'adhérence béton-acier est

$$\bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b \quad \psi_d = 1,5 \quad \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2,5 \times 1,5 \times 7,5 = 28,12 \text{ kg/cm}^2$$

.) suivant l_x : $\bar{\sigma}_d = \frac{T_x}{m \cdot p_x \cdot z_x}$ $p = \text{perimètre utile} = \pi \phi_x$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{6341 \times 8}{5 \times \pi \times 1,6 \times 7 \times 22,2} = 10,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

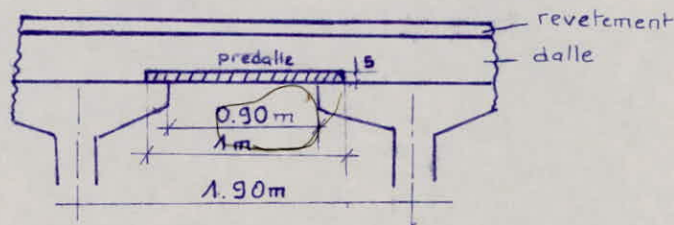
.) suivant l_y

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_y}{m \cdot p_y \cdot z_y} = \frac{5588 \times 8}{5 \times \pi \times 1 \times 7 \times 21,2} = 13,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

III-3 ETUDE DE LA PREDALLE

3-1 Utilité et chargement de la predalle

La predalle sert de coffrage à la dalle et permettent la circulation des ouvriers lors de l'exécution du ferrailage et le curage de la dalle. La predalle est posée sur les aîles de poutres comme le montre le schéma ci-dessous



* Charges et surcharges revenant à la predalle

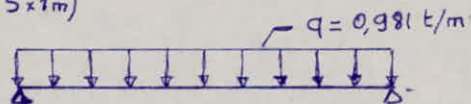
.) charges

- poids du revêtement $2,2 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/m}^2$
 - poids du hourdis $2,5 \times 0,20 = 0,5 \text{ "}$
 - poids propre de la predalle $2,5 \times 0,05 = 0,125 \text{ "}$
-
- $G = 0,801 \text{ t/m}^2$

.) Surcharges des ouvriers $p = 0,16 \text{ t/m}^2$

Combinaison de calcul : $S = G + 1,2 P = 0,981 \text{ t/m}^2$

La predalle étant continue sur toute la longueur de la travée et de largeur 0,95 m travaillera comme une poutre sur 2 appuis simples, soumise à une charge uniforme de $0,981 \text{ t/m}$ ($S \times 1 \text{ m}$)



Le moment flechissant isostatique est $M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{0,981 \times 0,95^2}{8} = 0,1106 \text{ t.m}$

3-2 Calcul du ferrailage et vérification des contraintes

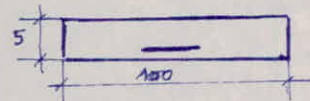
nous utiliserons pour cela, les abaques de M^r P. CHARON

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,037 \Rightarrow \epsilon = 0,9178 \Rightarrow A = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$k = 45,8$$

$$A' = 0$$

nous choisissons $6 \phi 5 \text{ HA/ml}$ ($A_r = 1,17 \text{ cm}^2$)

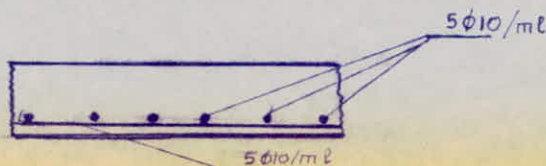


.) Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,292 \Rightarrow \epsilon = 0,915 \Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 2583 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$k = 43,8$$

$$\sigma'_b = 58,97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



IV/

CALCULS DES EFFORTS DANS LES POUTRES

IV.1 Sous Les charges Permanentes.

IV.1.1. Evaluation des charges.

- Poutres:

$$8 \times 0,48 \times 2,5$$

$$= 9,6 \text{ t/ml} = q_1$$

- Hourdis:

$$2,5 \times 15,58 \times 0,25$$

$$= 9,74 \text{ t/ml} = q_2$$

- charges complémentaires (CCP)

q_3

- Revêtement: $2,2 \times 0,08 \times 11,5$

$$= 2,024 \text{ t/ml}$$

- garde-corps: $0,1 \times 2$

$$= 0,2 \text{ t/ml}$$

- glissière: $0,06 \times 2$

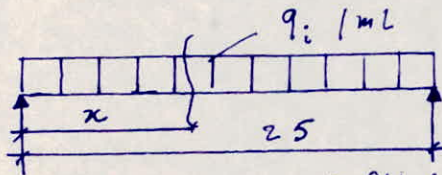
$$= 0,12 \text{ t/ml}$$

- corniche + trottoir: $2,5 \times 2 \left[\frac{0,056 \times 2,25}{2} + 0,2 \times 2,25 + \frac{1}{2} (0,314 + 0,28) \times 0,21 \right]$

$$= 2,876 \text{ t/ml}$$

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 24,56 \text{ t/ml}$$

* Moments fléchissants



L'expression du moment fléchissant d'une charge uniformément répartie dans une section x est:

$$M(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2}$$

Les moments, en des différentes sections pour des charges q_i sont regroupés dans le tableau suivant.

Moments pour tout le Pont en tm.

Sections	Poutres $q_1 = 9,6 \text{ t/ml}$	Dalle $q_2 = 9,74 \text{ t/ml}$	C.C.P. $q_3 = 5,22 \text{ t/ml}$	Moment sous G
0	0	0	0	0
$l/8$	328,125	332,91	178,42	839,455
$l/4$	562,5	570,70	305,86	1439,06
$3l/8$	703,125	713,38	382,32	1798,825
$x = 10,78$	735,80	746,53	400	1882,42
$l/2$	750	760,94	407,81	1918,75

* Efforts tranchants.

L'effort tranchant a pour équation dans une section d'abscisse x :

$$T(x) = \frac{q l}{2} - q x \quad q = 24,56 \text{ t/ml}$$

Sections	0	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$l/2$
$T(x) \text{ (t)}$	307	230,25	153,5	76,75	0

$$\bar{x} = 10,78 \Rightarrow T(x) = 42,24 \text{ t}$$

IV.1.2. Sous A(l)

La surcharge A est une surcharge uniformément répartie et a pour expression :

$$A = K \cdot A_L \cdot \frac{l_0}{l_v} \quad (\text{kg/m}^2)$$

K = est un coef. fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

l_0 = coef fonction de la classe du Pont. ($l_0 = 3,5$: Pont 1^{re} classe)

$$l_v = \text{largeur d'une voie} = \frac{l_3}{N} = \frac{11,5}{3} = 3,83 \text{ m}$$

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

L = longueur chargée, déterminée par les lignes d'influences (L.I.)

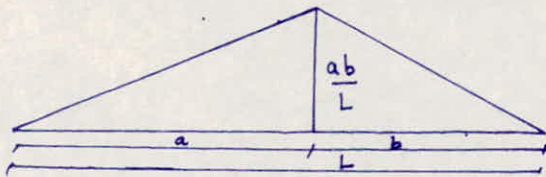
$$L = 25 \text{ m} \Rightarrow A_L = 230 + \frac{36000}{25+12} = 1203 \text{ kg/m}^2$$

$$\Rightarrow A = K \times 1203 \times \frac{3,5}{3,83} = 1099,35 K \text{ kg/m}^2$$

$$A = 1099 K \text{ t/m}^2$$

D'où la charge/ml est: $q_s = A \times l_s = 1099 K l_s$ l_s = Largeur chargée

Le moment défavorable dans une section S sera déterminé par les L.I.



La surface délimitée par les L.I. est

$$\Omega = \frac{1}{2} \times L \times \frac{ab}{L} = \frac{ab}{2}$$

Le moment max dans une section

$$\text{d'abscisse } a \text{ est } M_S^{\max} = q_s \times \Omega$$

$$M_S^{\max} = q_s \times \frac{ab}{2}$$

* Valeurs de q_s

Nbre de voies chargées	l_s	K (Pont 1 ^{re} classe)	q_s (t/ml)
1 voie chargée	3,83	1	4,21
2 voies chargées	7,66	1	8,42
3 voies chargées	11,5	0,9	11,37

* Surface des L.I. en des différentes sections.

Sections	0	l/8	l/4	3l/8	l/2
Surface des L.I.	0	34,18	58,59	73,24	78,125

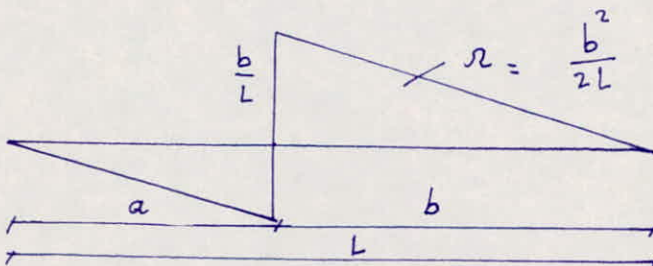
Les moments pour tout le Pont en des différentes sections sont regroupés dans le tableau suivant.

Moments en tm

	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$l/2$
1 Voie chargée	143,89	246,66	308,34	328,91
2 Voies chargées	287,79	493,32	616,68	657,81
3 Voies chargées	388,63	666,17	832,74	888,28

* Efforts tranchants

Comme pour les moments fléchissants, les efforts tranchants max seront obtenus par la L.I.



T_{max} sera obtenu en surchargeant la plus grande valeur de a et b

$$T_{max} = q_s \times \Omega = 1,099 K l_s \cdot \Omega$$

* valeur de K et l_s

nbre de voies chargées	1 voie chargée	2 Voies chargées	3 Voies chargées
K	1	1	0,9
l_s	3,83	7,66	11,5

Le Tableau suivant regroupe les valeurs de T_{max} en des différentes sections

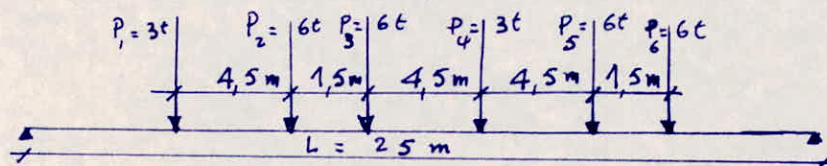
T_{max} en t

nbre de voies chargées	0	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$x=10,78$	$l/2$
1 Voie chargée	52,61	40,28	29,60	20,55	17,022	13,15
2 Voies chargées	105,23	80,56	59,18	41,08	34	26,30
3 Voies chargées	142,18	108,85	79,96	55,50	45,95	35,54

IV. 1.3. Sous Bc

Dans le sens longitudinal, nous ne pouvons disposer au max que de 2 camions transversalement, nous pouvons disposer autant de convois que de voies. Nous ferons l'étude sur une file de roues et les résultats seront multipliés par 6 car nous avons 6 fils de roues.

* Moments fléchissants.



* Recherche de la section dangereuse

La charge sous la section dangereuse doit vérifier la double inégalité suite:

$$\sum_{d=1}^{k-1} P_d \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{d=1}^k P_d$$

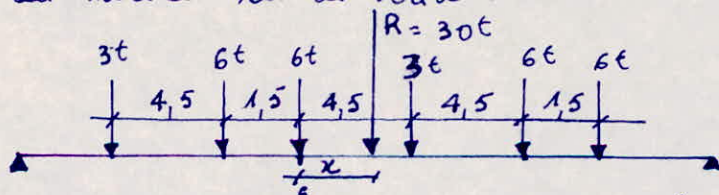
avec R résultante de toutes les forces: $R = \sum_{d=1}^6 P_d = 30\text{ t}$; $R/2 = 15\text{ t}$
Vérifions la double inégalité charge par charge.

charges	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
valeur (t)	3	6	6	3	6	6
inégalité	$0 \leq 15 \leq 3$	$3 \leq 15 \leq 9$	$9 \leq 15 \leq 15$	$15 \leq 15 \leq 18$	$18 \leq 15 \leq 24$	$24 \leq 15 \leq 30$
Vérification	Non	Non	Oui	Oui	Non	Non

D'après ce tableau, la section dangereuse peut être soit sous $P_3 = 6\text{ t}$ soit sous $P_4 = 3\text{ t}$.
Calculons alors les moments sous P_3 et sous P_4 .

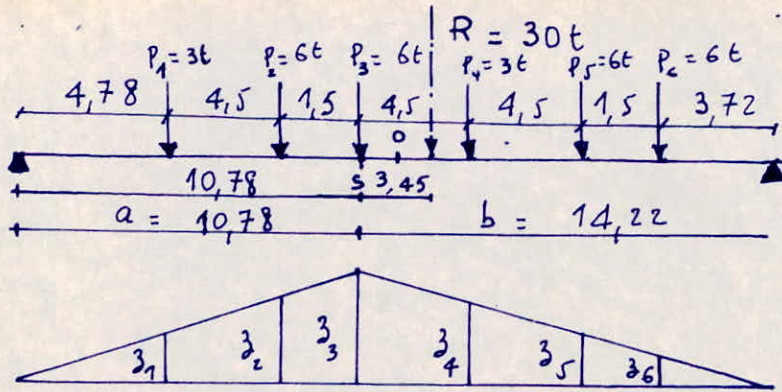
* Moment sous $P_3 = 6\text{ t}$

- Théorème de Barré: le moment fléchissant dû à un ensemble de charges mobiles sur une poutre est max au droit d'une charge P_i si cette charge P_i et la résultante de toutes les charges sont symétriques par rapport au milieu de la poutre.



$$\sum M/s = 0 \Leftrightarrow R \cdot x = 3 \times 4,5 + 6 \times 9 + 6 \times 10,5 - (3 \times 6 + 6 \times 1,5) \Rightarrow$$

$$x = \frac{103,5}{30} = 3,45\text{ m}$$



$$z_3 = \frac{ab}{L} = \frac{10,78 \times 14,22}{25} = 6,13$$

$$z_1 = \frac{4,78 \times 6,13}{10,78} = 2,72 ; \text{ de la même manière nous trouvons : } z_2 = 5,28 ; z_4 = 4,19 ; z_5 = 2,25 ; z_6 = 1,60$$

$$M_s^{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i z_i = 3(2,72 + 4,19) + 6(5,28 + 6,13 + 2,25 + 1,6) = 112,29 \text{ tm}$$

$$M_s^{\max} = 112,29 \text{ tm (Pour une file de roues)}$$

$$\text{Pour les 6 fils de roues} \Rightarrow M_s^{\max} = 6 \times 112,29 = 673,74 \text{ tm.}$$

$$M_s^{\max} = 673,74 \text{ tm.}$$

• Moment sous $P_4 = 3t$

Le Principe de calcul est analogue à celui sous $P_3 = 6t$.

Nous trouvons $x = 1,05 \text{ m}$ et $M_s^{\max} = 653,94 \text{ tm.} < 673,94 \text{ tm}$

En conclusion: la section dangereuse se trouve à $x = 10,78 \text{ m}$

Nous avons calculé les efforts sous les autres surcharges en cette section $x = 10,78 \text{ m}$

• Calcul des moments en des différentes sections

si une charge P_d produit M^{\max} en une section S connue \Rightarrow la charge P_d doit vérifier les inégalités suivantes.

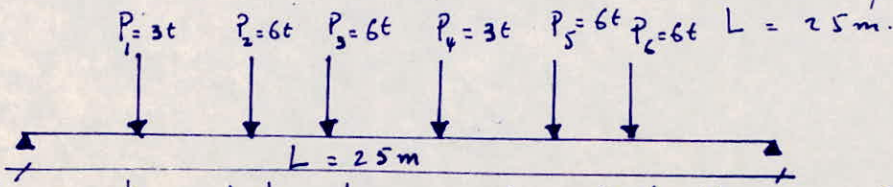
$$1.) \frac{\sum_{d=1}^i P_d}{a} > \frac{\sum_{d=i+1}^n P_d}{b}$$

$$2.) \frac{\sum_{d=1}^{i-1} P_d}{a} < \frac{\sum_{d=i}^n P_d}{b}$$

Ainsi, au niveau de chaque section, nous devons chercher la charge P_d qui produit M^{\max}

Now ferons les calculs pour la section $l/8$. Les résultats pour les autres sections seront regroupés dans un tableau.

* section $l/8$: $\Rightarrow a = 3,125\text{ m}$; $b = 21,875\text{ m}$.
 $= l/8$; $= L - l/8$

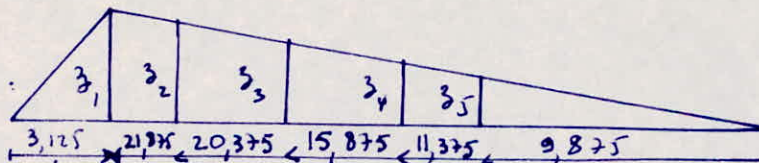
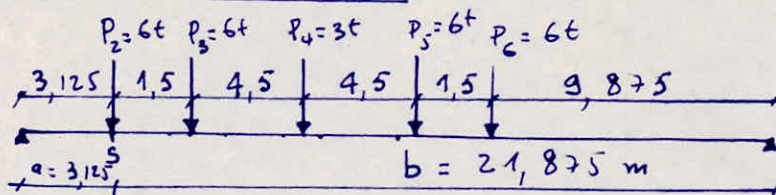


• Détermination de la charge qui produit M_{max} en S

P_1 :	$\frac{3}{3,125} < \frac{27}{21,875}$	non	P_4 :	$\frac{18}{3,125} > \frac{12}{21,875}$	non
	$\frac{0}{3,125} < \frac{30}{21,875}$			$\frac{15}{3,125} > \frac{15}{21,875}$	
P_2 :	$\frac{9}{3,125} > \frac{21}{21,875}$	oui	P_5 :	$\frac{24}{3,125} > \frac{6}{21,875}$	non
	$\frac{3}{3,125} < \frac{27}{21,875}$			$\frac{18}{3,125} > \frac{12}{21,875}$	
P_3 :	$\frac{15}{3,125} > \frac{15}{21,875}$	non	P_6 :	$\frac{30}{3,125} > \frac{0}{21,875}$	non
	$\frac{9}{3,125} > \frac{21}{21,875}$			$\frac{24}{3,125} > \frac{6}{21,875}$	

• Conclusion: à $l/8$, c'est la charge $P_2 = 6t$ qui produit M_{max}

• calcul de M_{max} à $l/8$



$$z_1 = \frac{ab}{L} = \frac{3,125 \times 21,875}{25} = 2,73$$

$$z_2 = \frac{2,73 \times 20,375}{21,875} = 2,54$$

$$z_3 = \frac{2,73 \times 15,875}{21,875} = 1,98$$

$$z_4 = \frac{2,73 \times 11,375}{21,875} = 1,42$$

$$z_5 = \frac{2,73 \times 9,875}{21,875} = 1,23$$

$$M_B^{\max} = \sum_1^6 P_i z_i = 6(2,73 + 2,54 + 1,42 + 1,23) + 3 \times 1,98$$

$$M_S^{\max} = 53,46 \text{ tm. (Pour une file de roue), Pour les 6 fils de roue } M^{\max} = 320,76$$

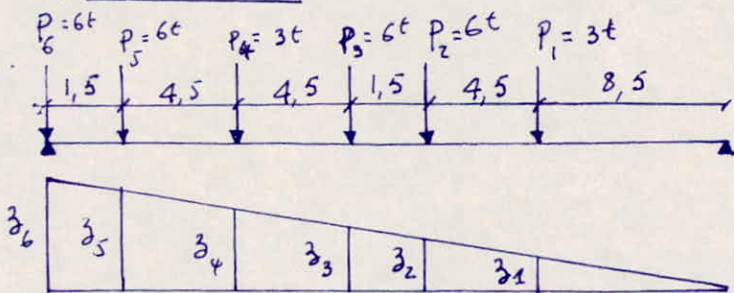
Remarque: La charge $P = 3t$ sort de la Poutre par conséquent elle n'a pas été prise en compte dans les calculs.

Les résultats pour les autres sections sont regroupés dans le tableau suivant.

Sections	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$x = 10,78m$	$l/2$
charge produisant M_{\max}	$P_2 = 6t$	$P_2 = 6t$	$P_3 = 6t$	$P_3 = 6t$	$P_3 = 6t$
M_{\max} (tm)	320,76	540	659,52	673,74	652,5

* Efforts tranchants

• section 0



$$z_1 = 0,34$$

$$z_2 = 0,52$$

$$z_3 = 0,58$$

$$z_4 = 0,76$$

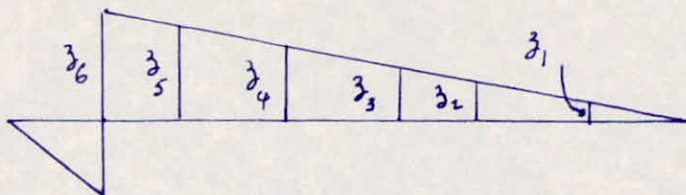
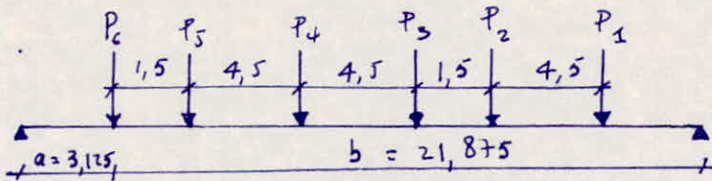
$$z_5 = 0,94$$

$$z_6 = 1$$

$$T = \sum P_i z_i = 21,54t$$

$$T = 21,54t$$

• section $l/8$



$$z_1 = 0,215$$

$$z_2 = 0,395$$

$$z_3 = 0,455$$

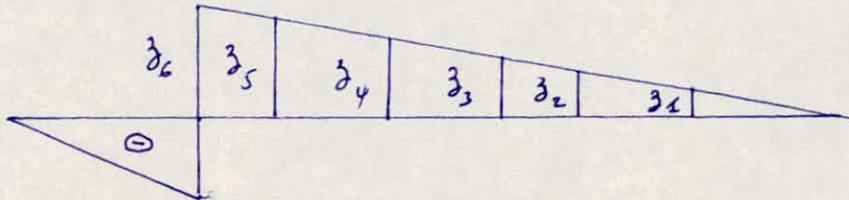
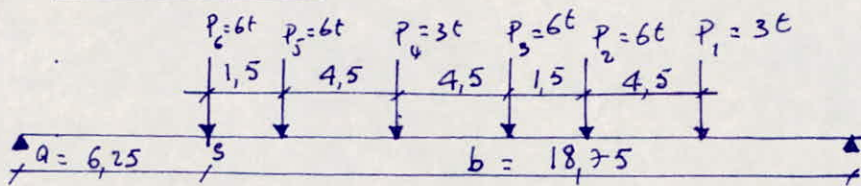
$$z_4 = 0,635$$

$$z_5 = 0,815$$

$$z_6 = 0,875$$

$$T = \sum P_i z_i = 17,79t$$

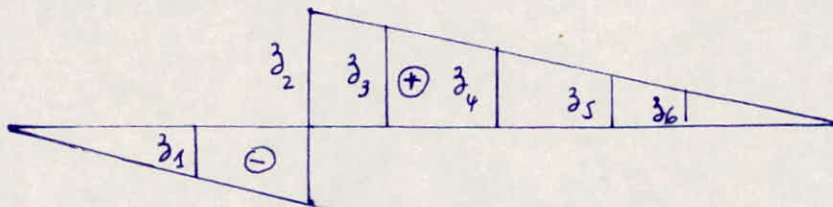
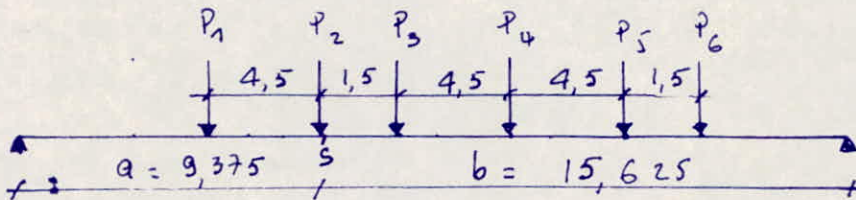
• Section \bar{a} $l/4$



$$z_1 = 0,09; z_2 = 0,27; z_3 = 0,33; z_4 = 0,51; z_5 = 0,69; z_6 = 0,75$$

$$T = \sum P_i z_i = 14,04 t$$

• section \bar{a} $3l/8$

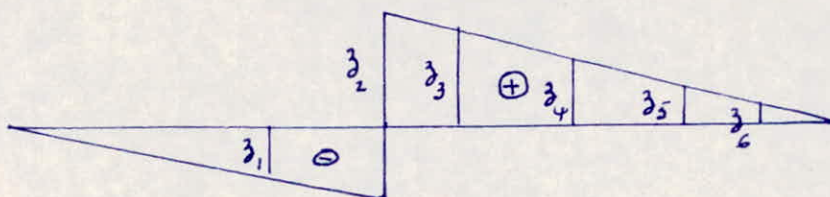
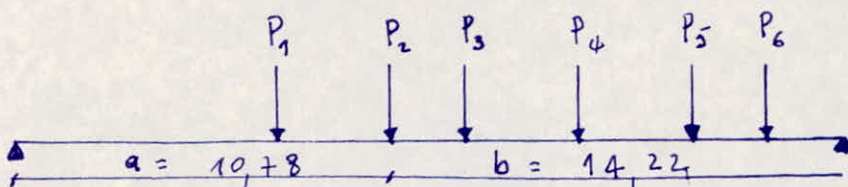


$$z_1 = -0,195; z_2 = 0,625; z_3 = 0,565; z_4 = 0,385; z_5 = 0,205; z_6 = 0,145$$

$$T = 6(0,625 + 0,565 + 0,205 + 0,145) + 3 \times 0,385 - 3 \times 0,195$$

$$T = 9,81 t$$

• Section \bar{a} $x = 10,78 m$



$$z_1 = -0,25$$

$$z_2 = 0,57$$

$$z_3 = 0,51$$

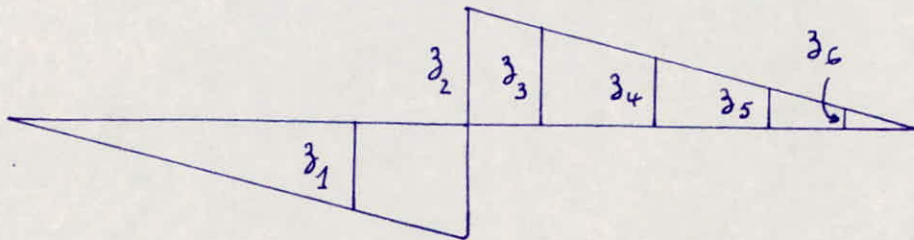
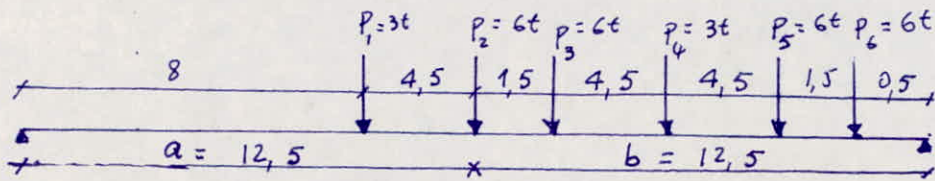
$$z_4 = 0,33$$

$$z_5 = 0,15$$

$$z_6 = 0,09$$

$$T = \sum P_i z_i = 8,16$$

• Section à l/2



$$z_1 = -0,32$$

$$z_2 = 0,5$$

$$z_3 = 0,44$$

$$z_4 = 0,26$$

$$z_5 = 0,08$$

$$z_6 = 0,02$$

$$T = \sum P_i z_i = 6,06 t$$

Le tableau suivant résume les efforts tranchants en diverses sections.

(Dans ce tableau les différentes valeurs de T ont été multipliées par 6 car 6 files de roues)

sections	0	l/8	l/4	3l/8	x=10,78	l/2
T (t)	129,24	106,74	84,24	58,86	48,96	36,36

* Calcul du coef de majoration dynamique (S) pour les Ponts

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

L = Portée de la travée

P = Poids total du tablier correspondant à cette travée

$$P = 593,875 t$$

S = surcharge max qu'on peut appliquer sur le tablier correspondant à cette travée

- S sous Bc : Longitudinalement, nous disposerons 2 camions. Comme une 3 voies $\Rightarrow S = (30 \times 2) \times 3 = 180 t$
 S sera pondérée par $b_c = 0,95$ (Pont de 1^{re} classe)
 D'où $S = 180 \times 0,95 = 171 t$

.. S sous Mc120 : La distance entre axe de surface d'impact de 2 véhicules types Mc120 étant égale à 36,60m
 \Rightarrow Nous ne pouvons disposer qu'un seul véhicule Mc120 sur une longueur de $L = 25\text{ m}$. $\Rightarrow S = 110\text{ t}$

Le tableau suivant donne les valeurs de S pour B_c et $Mc120$

Surcharges	B_c	$Mc120$
S (t)	171	110
S	1,107	1,093

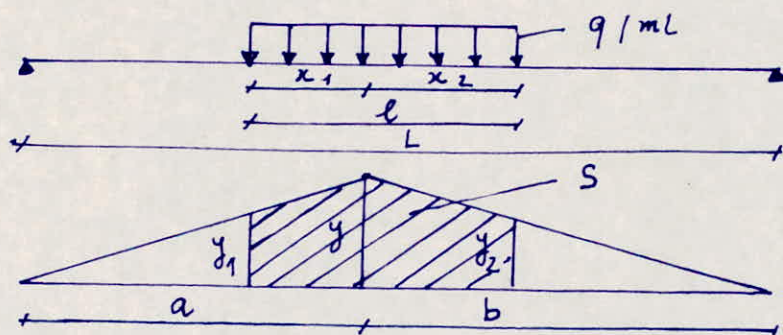
IV.1.4. Surcharges Mc120

Les chenilles du véhicule type Mc120 seront disposées, dans le sens longitudinal, parallèlement à l'axe longitudinal de la chaussée et dans le sens transversal, un seul véhicule sera disposé quelque soit la largeur de la chaussée.

La charge par mètre linéaire est $q = \frac{110}{6,10} = 18,03\text{ t/ml}$.

* Moments fléchissants.

• L.I. pour les moments fléchissants.



$$y = \frac{ab}{L}$$

$$y_1 = y \frac{a - x_1}{b}$$

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

$$l = x_1 + x_2$$

$$S = \frac{1}{2} [(y_1 + y)x_1 + (y_2 + y)x_2]$$

La moment fléchissant est : $M = q \cdot S \Rightarrow M_{\max} = q S_{\max}$
 S est max pour $y_1 = y_2 \Leftrightarrow \frac{a - x_1}{b} = \frac{b - x_2}{b}$

$$\Rightarrow y_1 = y_2 = \frac{ab}{L} \left(1 - \frac{l}{L}\right)$$

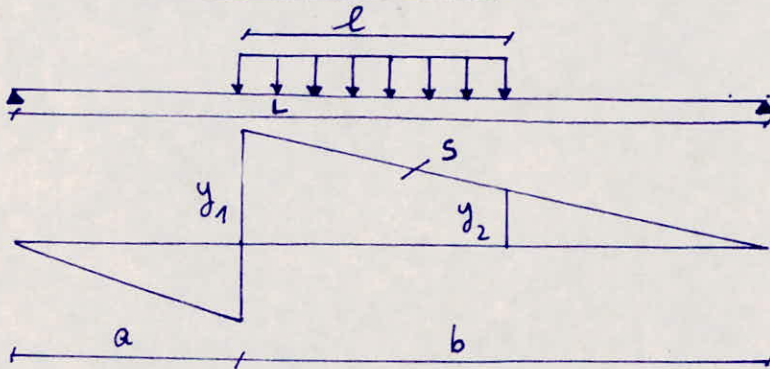
$$\text{D'où } S_{\max} = ab \left(1 - \frac{l}{2L}\right) \frac{l}{L}$$

$$S_{max} = ab \left(1 - \frac{6,10}{50} \right) \times \frac{6,10}{25} = 0,214 ab$$

$M = q S_{max} = 18,03 \times 0,214 ab = 3,86 ab$
 Le tableau suivant regroupe la valeur des moments en des diverses sections

Sections	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$x=10,78m$	$l/2$
Moments (tm)	264,1	452,72	565,90	592,20	603,62

* Efforts tranchants



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

$$S_{max} = (y_1 + y_2) \frac{l}{2} = b \left(1 - \frac{l}{2b} \right) \frac{l}{L} = 0,244b - 0,7442$$

$$T_{max} = q \times S_{max} = 18,03 (0,244b - 0,7442)$$

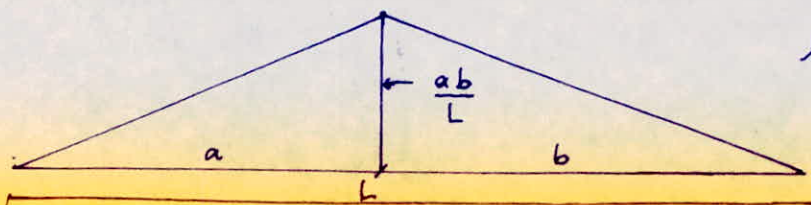
$$T_{max} = 4,40b - 13,42$$

Sections	0	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$x=10,78m$	$l/2$
T (t)	96,58	82,8	69,08	55,36	49,12	41,6

IV 1.5. Sous les surcharges de trottoirs. (C.P.C. Art 11)

Pour la justification des Poutres Principales, la surcharge à Prendre en compte est 150 kg/m^2 . Elle sera disposée de manière à Produire l'effet le plus défavorable. Dans le sens de la Largeur le trottoir (ou Les trottoirs si cela peut produire l'effet le plus défavorable) sera surchargé sur toute sa Largeur. Dans le sens de la Longueur, pour simplifier, on prendra la même Longueur que celle de $A(l)$ donnée par les L.I.

* Moments fléchissants



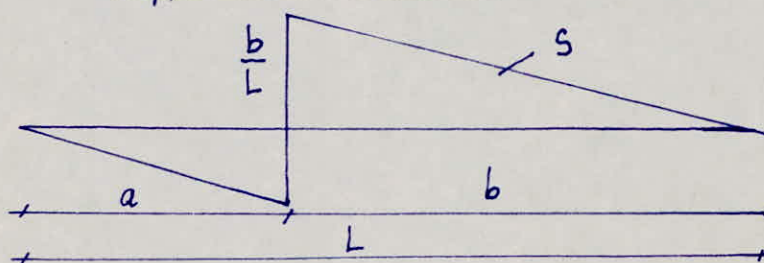
$$M = q \times l_t \times \frac{ab}{2}$$

$$l_t = 2,04 \text{ m si 1 trottoir chargé}$$

$$l_t = 4,08 \text{ m si 2 trottoirs chargés}$$

sections		$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$x = 10,78m$	$l/2$
M (tm)	1 trot. chargé	10,44	17,56	22,41	23,45	23,91
	2 trot. chargés	20,92	35,11	44,82	46,91	47,81

* Efforts tranchants



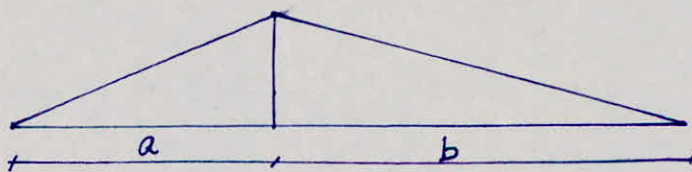
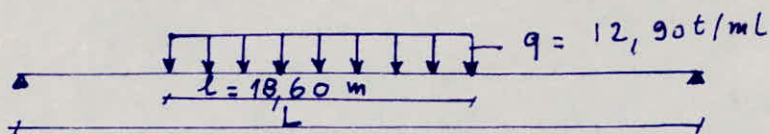
$$T = q \ell \cdot s \quad ; \quad s = \frac{1}{2} \frac{b^2}{L} \quad \ell \ell = \begin{cases} 2,04m : 1 \text{ trottoir chargé} \\ 4,08m : 2 \text{ " "} \end{cases}$$

sections		0	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$x = 10,78m$	$l/2$
T (t)	1 trot. chargé	3,82	2,93	2,15	1,49	1,24	0,96
	2 trot. chargés	7,64	5,86	4,30	2,98	2,48	1,92

IV. 1. 6. Sous le convoi exceptionnel type D

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à 2 essieux de poids total 240t uniformément répartie sur une surface d'impact de 3,20m x 18,60

* Moments fléchissants.

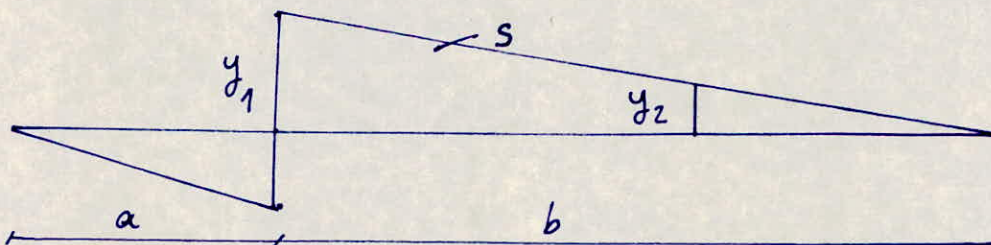
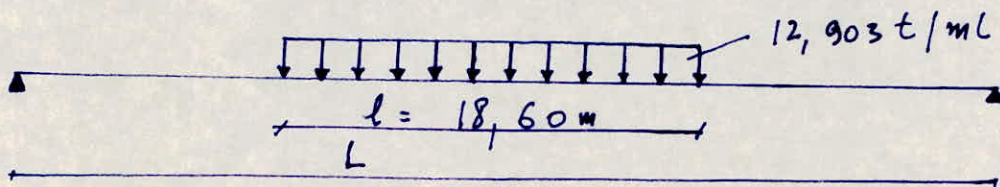


$$M = q S_{max} \quad ; \quad S_{max} = ab \frac{l}{L} \left(1 - \frac{l}{2L} \right) \quad ; \quad l = 18,60 \quad ; \quad L = 25m$$

$$\Rightarrow S_{max} = 0,4672 ab \Rightarrow M = 6,0284 ab$$

Sections	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$x=10,78$	$l/2$
Moments (tm)	412,12	706,49	883,12	924	942

* Efforts tranchants



$$S = b \left(1 - \frac{l}{2b}\right) \frac{l}{L} \quad l = 18,60 ; L = 25 \text{ m} \Rightarrow S = 0,744b - 6,92$$

$$T = qS = 9,60b - 89,29$$

Sections	0	$l/8$	$l/4$	$3l/8$	$x=10,78$	$l/2$
T (t)	150,71	120,72	90,72	60,72	47,2	30,72

IV. 2. Répartition des efforts sur les différentes Poutres

IV 2.1. Moments fléchissants

Le moment max revenant à chaque poutre, sera déterminé suivant la théorie de M^r GUYON-Massonnet.

$$M_{\max} = \frac{M_0}{n} K_{\max}(y) \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} M_{\max} = \text{moment max revenant à chaque} \\ \text{Poutre} \end{array}$$

n = nombre de Poutres

$K_{\max}(y)$ = Coef de répartition transversale

M_0 = moment pour tout le Pont

- Pour chaque poutre, nous ferons la combinaison de 1^{er} et de 2^e genre
- combinaison du 1^{er} genre: $\begin{cases} S_1 = G + 1,1(P + Tr) \\ S_2 = G + M_C \end{cases}$
 - G = charge permanente
 - P = surcharge civile
 - Tr = $\max(A, B_c)$
 - M_C = surcharge militaire
 - combinaison du 2^e genre: $S'_1 = G + C_D$
 - Tr = surcharge trottoir

Les tableaux suivants regroupent les M_{\max} pour chaque Poutre en diverses sections

Moments max Revenants à la Poutre P₁

Sections	Abscisses	K _x	G	A	B _C	M _{C120}	Trottoir	C _D	1 ^{er} genre		M _{max} Sans 1 ^{er} genre	2 ^e genre G+C _D
									G + 1,1(P+Tr)	G+M _{C120}		
			1,006	1,202	1,46	1,555	1,663	1,663				
0	0											
l/8	3,125		105,55	58,40	64,80	56,1	2,17	85,66	179,22	161,65	179,22	191,27
l/4	6,25		180,96	100,1	109,1	96,05	3,65	146,86	304,98	277,01	304,98	327,82
3l/8	9,375		226,20	125,12	133,24	120,22	4,66	183,58	377,89	346,42	377,89	409,78
5	10,78		236,71	130,95	136,11	125,81	4,87	192,07	391,79	362,52	391,79	428,78
l/2	12,5		241,28	133,46	131,82	128,24	4,97	195,82	393,55	369,52	393,55	437,1

Moments max revenants à la Poutre P₂

Sections	Abscisses	K _x	G	A	B _C	M _{C120}	Trottoir	C _D	1 ^{er} genre		M _{max} Sans 1 ^{er} genre	2 ^e genre G+C _D
									G + 1,1(P+Tr)	G+M _{C120}		
			1,049	1,199	1,49	1,665	1,327	1,693				
0	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
l/8	3,125		110,07	58,24	66,14	60,06	1,73	87,21	184,73	170,13	184,73	197,28
l/4	6,25		188,69	99,84	111,34	102,84	2,91	149,51	314,36	291,53	314,36	338,20
3l/8	9,375		235,87	124,80	135,98	128,73	3,72	186,89	389,54	364,5	389,54	422,76
5	10,78		246,83	130,62	138,91	134,71	3,89	195,54	403,91	381,54	403,91	442,37
l/2	12,5		251,60	133,13	134,53	137,31	3,96	199,35	403,94	388,91	403,94	450,95

Moments max revenants à la Poutre P₃

Sections	K α	G	A	B _c	M _{C120}	Trottoir	C _D	1 ^{er} genre		Max Sous 1 ^{er} genre	2 ^e genre G + C _D
								G + 1,1(P+Tr)	G + M _{C120}		
0		0,975	1,32	1,373	1,81	2,51	1,452				
l/8		102,30	47,49	60,94	65,30	3,28	74,80	172,94	167,6	172,94	177,1
l/4		175,38	81,38	102,6	111,80	5,51	128,23	294,3	287,18	294,3	303,61
3l/8		219,23	101,75	125,30	139,94	7,03	160,29	264,79	359,17	364,79	379,52
S		229,42	106,49	128	146,44	7,36	167,71	378,32	375,86	378,32	397,13
l/2		233,84	108,54	123,97	149,27	7,50	170,97	378,46	383,11	383,11	404,81

Moments max Revenants à la Poutre P₄

Sections	K α	G	A	B _c	M _{C120}	Trottoir	C _D	1 ^{er} genre		M _{max} Sous 1 ^{er} genre	2 ^e genre G + C _D
								G + 1,1(P+Tr)	G + M _{C120}		
0		0,97	1,167	1,183	1,883	3,994	0,916				
l/8		101,78	41,98	52,51	67,93	5,21	47,19	165,27	169,71	169,71	148,97
l/4		174,48	71,95	88,40	116,31	8,76	80,89	281,36	290,79	290,79	255,37
3l/8		218,10	89,96	107,96	145,58	11,19	101,12	349,16	363,68	363,68	319,22
S		228,24	94,15	110,29	152,35	11,71	105,80	362,44	380,59	380,59	334,04
l/2		232,64	95,96	106,81	155,29	11,93	107,86	363,25	387,93	387,93	340,5

IV. 2.2. Efforts tranchants.

Comme pour les moments fléchissants, les efforts tranchants revenant à chaque poutre seront déterminés par la méthode de M^r GUYON-Massonnet.

Les coef. de répartition transversale pour les efforts tranchants sont faibles devant ceux des moments fléchissants. En conséquence, nous utiliserons les coef. de répartition transversale des moments fléchissants pour les efforts tranchants. Ce qui est d'ailleurs sécuritaire.

L'effort tranchant revenant à une poutre est alors :

$$T_{max} = \frac{T_0}{n} K_{max}(y)$$

avec :

T_{max} = effort tranchant revenant à une poutre.

T_0 = effort tranchant pour tout le pont.

n = nombre de poutre.

$K_{max}(y)$ = coef. de répartition transversale.

Comme précédemment, pour chaque poutre nous ferons les combinaisons du 1^{er} et du 2^e genre.

Les tableaux suivants donnent les efforts tranchants revenant à chaque poutre.

Efforts tranchants max Revenants à la Poutre P₁

Sections	K _d	G	A	B _c	M _{c120}	Trottoir	C D	1 ^{er} genre		M _{max} Sous 1 ^{er} genre	2 ^e genre G+C ₀
								G + 1,1(P+Tr)	G+M _{c120}		
		1,006	1,202	1,46	1,555	1,663	1,663				
0		38,6	20,64	26,11	20,52	1,60	47,30	69,08	59,12	69,08	85,9
l/8		28,95	16,34	21,56	17,60	1,21	25,09	54	46,55	54	54,04
l/4		19,30	12	17,02	14,68	0,90	18,86	39	33,98	39	38,16
3l/8		9,65	8,34	11,89	11,75	0,62	12,62	22,16	21,4	22,16	22,27
5		5,31	6,91	9,89	10,43	0,52	9,82	16,76	15,76	16,76	15,13
l/2		0	5,34	7,34	8,83	0,40	6,38	8,51	8,83	8,83	6,38

Efforts tranchants max revenants à la Poutre P₂

Sections	K _d	G	A	B _c	M _{C120}	Trottoir	C _D	1 ^{er} genre		Max Sous 1 ^{er} genre	2 ^e genre G+C _D
								G + 1/1(P+Tr)	G+M _{C120}		
		1,049	1,199	1,49	1,665	1,327	1,693				
0		40,25	21	26,65	21,97	1,27	48,15	70,96	62,22	70,96	88,4
l/8		30,19	16,31	22	18,83	0,97	25,55	55,46	49,02	55,46	55,74
l/4		20,13	11,98	17,37	15,71	0,72	19,19	40,03	35,84	40,03	39,32
3l/8		10,06	8,32	12,14	13,40	0,49	12,85	23,95	23,46	23,95	22,91
S		5,54	6,89	10,1	11,18	0,41	9,99	17,10	16,72	17,10	15,53
l/2		0	5,32	7,49	9,46	0,32	6,50	8,60	9,46	9,46	6,5

Efforts tranchants max revenants à la Poutre P₃

Sections	K _d	G	A	B _c	M _{C120}	Trottoir	C _D	1 ^{er} genre		M _{max} Sous 1 ^{er} genre	2 ^e genre G+C _D
								G + 1/1(P+Tr)	G+M _{C120}		
		0,975	1,32	1,373	1,81	2,51	1,452				
0		37,42	23,46	24,55	23,89	2,4	41,29	67,07	61,3	67,07	78,71
l/8		28,06	17,95	20,27	20,47	1,83	21,91	52,37	48,53	52,37	49,97
l/4		18,70	13,19	16	17,08	1,35	16,46	37,78	35,78	37,78	35,16
3l/8		9,35	9,16	11,19	13,69	0,93	11,02	22,68	23,04	23,04	20,37
S		5,15	7,59	9,30	12,15	0,78	8,57	16,24	17,3	17,3	13,72
l/2		0	5,86	6,90	10,28	0,60	5,57	8,25	10,28	10,28	5,57

Efforts tranchants max Devenants à la Poutre P₄

Sections	K _d	G	A	B _c	M _{c120}	Trottoir	C _D	1 ^{er} genre		Max sous 1 ^{er} genre	2 ^{es} genre G+C _D
								G + 1,1(P+Tr)	G + M _{c120}		
		0,97	1,167	1,183	1,883	3,994	0,916				
0		37,22	20,74	21,16	24,84	3,83	26,05	64,71	62,06	64,71	63,27
l/8		27,92	15,27	17,47	21,30	2,92	13,82	50,35	49,22	50,35	41,74
l/4		18,61	11,66	13,79	17,77	2,17	10,38	36,17	36,38	36,38	28,99
3l/8		9,31	8,10	9,64	14,23	1,48	6,95	21,54	23,54	23,54	16,26
9		5,12	6,71	8,014	12,64	1,24	5,40	15,30	17,76	17,76	10,52
l/2		0	5,18	5,95	10,7	0,96	3,51	7,60	10,7	10,7	3,51

* Les efforts ainsi déterminés, nous serviront à l'étude des Poutres, de la précontrainte, aux dimensionnements et vérifications de certains éléments de l'ouvrage.

* Nous remarquerons que la Poutre la plus chargée est la Poutre P₂

V/

ETUDE DE LA PRECONTRAÎNTE DES POUTRES

V.1. Qu'est-ce-que La Précontrainte?

Le béton armé est un matériau hétérogène formé de 2 constituants: Le béton et l'acier. Ce dernier étant convenablement choisi et disposé dans le béton. Dans ce matériau hétérogène, on assigne aux deux constituants un rôle distinct. Le béton étant chargé de résister aux contraintes de compression et l'acier aux contraintes de tractions. On accepte alors la défaillance du béton dans des zones tendues, et on pare à cette défaillance par des armatures convenablement disposées.

Le béton précontraint, entendez là, Précontrainte totale n'est pas un matériau mixte. C'est un matériau que l'on a rendu homogène sur le plan fonctionnement grâce à un traitement mécanique préalable, apte à résister aux deux sens de sollicitations (Compression et traction). Ce traitement mécanique consiste à soumettre à l'avance le béton, à des efforts destinés à créer des contraintes de compression dans des zones qui seront ultérieurement tendues.

En conséquence, en service, toutes les sections le long de la Poutre sont comprimées. Il existe deux manières différentes pour contraindre une Poutre: La Pré-tension et La Post-tension.

V.1.1. Précontrainte par Pré-tension.

Définition: La Précontrainte par Pré-tension ou à armatures adhérentes consiste à tendre à l'avance les aciers en les fixant sur les culées solidement ancrées.

Domaine d'application: La Précontrainte par Pré-tension est essentiellement un procédé industriel. Elle demande un investissement onéreux.

V.1.2. Précontrainte par Post-tension

Définition: La Précontrainte par Post-tension consiste à tendre les armatures en prenant appuis sur la pièce à Précontraindre.

V.1.3. Différents Procédés de Post-tension.

- Les Procédés FREYSSINET (S.T.U.P) Société technique pour l'utilisation de la Précontr.
 - Les Procédés S.E.E.E (Société d'étude et d'équipement d'entreprises)
 - Le système COIGNET.
 - Les Procédés BAUDIN-CHATEAUNEUF
 - Les Procédés B.B.R BOUSSIRON (C.I.P.E.C): Compagnie industrielle de Précontrainte et d'équipement des constructions.
 - Les Procédés DYWIDAG
- C'est ce dernier procédé qui sera utilisé dans notre projet.

V.1.4. Les armatures

Les armatures de Précontrainte sont constituées de fils, de barres, de torons ou câbles toronnés ou torsadés en acier à haute adhérence qui doivent satisfaire aux prescriptions du fascicule N° 4 TITRE II du C.C.T.G

intitulé « armature en acier à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré- ou post-tension. » rendu obligatoire par le décret N° 73-439 du 26 Mars 1973

Par ailleurs, les armatures de précontrainte sont soumises à agrément du Ministère de l'équipement. Ce qui conduit pour chaque type d'armature à des dénominations codifiées qui sont les suivantes pour le type d'armature que nous allons utiliser dans notre projet. (TORONS):
 Une suite de 5 symboles indiquant dans l'ordre:
 Type d'armature, diamètre nominal, classe de résistance, sous classe de relaxation, le fabriquant. ex: T.15 III.T.B.R Dywidag

V. 1.5 Ancrages

Les ancrages sont destinés à transmettre au béton, les forces exercées dans les armatures. Ils ont une surface de répartition telle que le béton localement puisse résister à la contrainte de compression correspondante. Nous utiliserons dans notre projet, l'ancrage Dywidag à cloche qui comprend un anneau de frettage avec une tôle emboulée soudée servant d'assise au disque d'ancrage.

V. 2. Hypothèses de calcul

Au cours de la déformation d'une poutre sous l'action d'un système quelconque de forces extérieures, toute section normale à la ligne moyenne reste plane et conserve ses dimensions tant que les limites d'élasticité du matériau ne sont pas dépassées. Il s'en suit une répartition linéaire des contraintes dans une section quelconque. En conséquence, les règles habituelles de la R.D.M, en particulier celles de la flexion composée sont applicables. Contrairement au B.A. matériau hétérogène, le béton précontraint sera considéré comme un matériau homogène non fissuré.

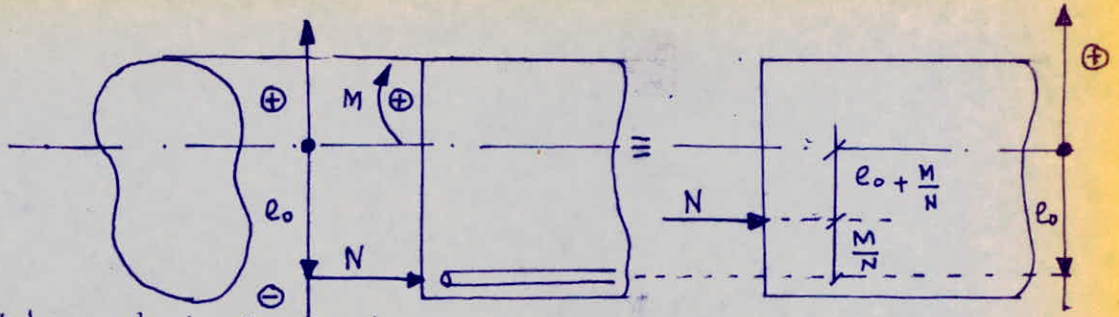
V. 3. Notations

B = aire de la section droite; I = inertie de cette section; $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ = rayon de giration
 V_s et V_i désignent la distance du c.d.g. respectivement à la fibre supérieure (F.S.) et à la fibre inférieure (F.I.) de la section.
 $\rho = \frac{i^2}{V_s V_i}$ = rendement géométrique de la section. d' = distance du point de passage de la résultante des précontraintes à la face la plus voisine de la poutre
 h_t = hauteur totale de la section; $h = h_t - d'$ = hauteur utile; e_0 = excentricité de la précontrainte

M_M et M_m sont respectivement des moments max et min engendrés dans la section par des charges extérieures. $\Delta M = M_M - M_m$
 $\bar{\sigma}'_s, \bar{\sigma}'_i$ = contr. admissibles de compression respectivement sur la F.S et F.I.
 $\bar{\sigma}_s, \bar{\sigma}_i$ = contr. admissibles de traction respectivement sur la F.S. et F.I.

V. 4. centre de Pression

Soit une section quelconque, sollicitée par un moment fléchissant M et un effort normal N , excentré de e_0 par rapport à la ligne moyenne de la section



Le moment fléchissant résultant est :

$$M = M + N e_0 = N \left(\frac{M}{N} + e_0 \right) \quad e_0 \text{ est négatif sur ce schéma}$$

L'ensemble des sollicitations peut être représenté par un effort normal N excentré de $\frac{M}{N} + e_0$ par rapport au c.d.g. de la section.

Le point d'ordonnée $e = e_0 + \frac{M}{N}$ est le centre de pression.

Le lieu des centres de pression des sections est la ligne de pression.

Généralement une même section est sollicitée par un moment fléchissant variable en fonction des actions subies par la poutre. Nous devons alors vérifier que sous l'action conjuguée de la précontrainte et du moment fléchissant min (M_m) ou bien de la précontrainte et du moment fléchissant max (M_M), les contraintes limites sur les fibres extrêmes restent inférieures aux contraintes admissibles.

Ce qui se traduit mathématiquement par les 4 équations suivantes :

• N + effet de M_m

$$F.I : \frac{N}{B} - \frac{N e_0 \sigma_i}{I} - \frac{M_m \sigma_i}{I} \leq \bar{\sigma}_i \quad (1)$$

$$F.S : \frac{N}{B} + \frac{N e_0 \sigma_s}{I} + \frac{M_m \sigma_s}{I} \geq \bar{\sigma}_s \quad (2)$$

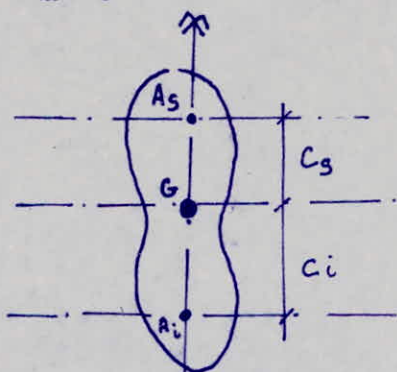
• N + effet M_M

$$F.I : \frac{N}{B} - \frac{N e_0 \sigma_i}{I} - \frac{M_M \sigma_i}{I} \geq \bar{\sigma}_i \quad (3)$$

$$F.S : \frac{N}{B} + \frac{N e_0 \sigma_s}{I} + \frac{M_M \sigma_s}{I} \leq \bar{\sigma}_s \quad (4)$$

Comme nous avons pénalisé la traction $\Rightarrow \bar{\sigma}_i = \bar{\sigma}_s = 0$

Les excentricités c_s et c_i dans ce cas seront données par les limites supérieure et inférieure du noyau central A_s et A_i de la section comme le montre le schéma suivant.



c_s et c_i sont données par les équations suivantes :

$$N \left(\frac{1}{B} - \frac{c_i \sigma_s}{I} \right) = 0 \quad \text{et} \quad N \left(\frac{1}{B} - \frac{c_s \sigma_i}{I} \right) = 0$$

$$\text{D'où} \quad c_s = \frac{I}{B \sigma_i} \quad (5) ; \quad c_i = \frac{I}{B \sigma_s} \quad (6)$$

La relation (2) devient en tenant compte de (6) $e_0 \geq -c_i - \frac{M_m}{N}$

La (3) devient en tenant compte de (5)

$$e_0 \leq c_s - \frac{M_M}{N}$$

soit $-c_i - \frac{M_m}{N} \leq e_0 \leq c_s - \frac{M_M}{N}$ (7). La double inégalité (7) définit le segment de passage à l'intérieur duquel doit être situé l'axe de l'armature pour que les conditions relatives aux contraintes de traction soient vérifiées.

V.5 Détermination de la Précontrainte.

Elle sera déterminée en tenant compte d'une part, de l'état de la section (celle-ci peut être soit sous-critique soit surcritique) et d'autre part en tenant compte du fait que nous avons pénalisé les tractions, ce qui a pour conséquence sur la précontrainte d'être en intensité au moins égale aux tractions engendrées par les charges et surcharges sur la poutre.

V.5.1. Section sous-critique

Une section est dite sous-critique lorsque la relation suivante est vérifiée:

$$-c_i - \frac{M_m}{N} \leq c_s - \frac{M_m}{N} \Rightarrow \frac{M - M_m}{N} \leq c_s + c_i \Rightarrow \frac{\Delta M}{N} \leq c_s + c_i$$

$$\text{soit } N \geq \frac{\Delta M}{c_s + c_i}$$

$$\text{si l'on prend } N = N_0 = \frac{\Delta M}{c_s + c_i} \Rightarrow e_0 = -c_i - \frac{M_m}{N} = c_s - \frac{M_m}{N}$$

De plus e_0 doit vérifier la relation suivante: $-(v_i - d') \leq e_0 \leq v_s - d'$

V.5.2 section surcritique

Une section est dite surcritique lorsque la relation suivante est vérifiée

$$N \geq \frac{M_m}{c_s + v_i - d'}$$

V.6 Application au Projet.

V.6.1. Détermination de la Précontrainte.

$$c_s = \frac{I}{B v_i} = \frac{i^2}{v_i} \quad \Rightarrow \quad c_s = \rho v_s \quad ; \quad \text{de la même manière } c_i = \rho v_i$$

$$\rho = \frac{i^2}{v_s v_i}$$

$$M_m = M_G + M_Q = 251,60 + 199,35 = 450,95 \text{ tm}$$

$$M_m = M_G = 251,60 \text{ tm} \quad ; \quad \Delta M = M - M_m = 199,35 \text{ tm} = M_Q$$

$$\rho = 0,433 \quad ; \quad v_s = 44,13 \quad ; \quad v_i = 110,87 \quad ; \quad d' = 11,65 \text{ cm}$$

$$c_s = \rho v_s = 19,11 \quad ; \quad c_i = \rho v_i = 48 \quad \Rightarrow \quad c_s + c_i = 67,11 \text{ cm}$$

• section sous-critique

$$N \geq \frac{\Delta M}{c_s + c_i} = \frac{199,35 \cdot 10^5}{67,11} = 297,05 \text{ t} = N_0$$

• Section Sur-critique

$$N \gg \frac{M_m}{c_s + v_i - d'} = \frac{450,95 \cdot 10^5}{19,11 + 110,87 - 11,65} = 384,30t = N_1$$

$$N = \max(N_0, N_1) = 384,30t$$

Vérifions si $N = 384,30t$ peut reprendre la traction N_2 engendrée par les charges et surcharges. ce qui revient à vérifier que $N \gg N_2$

• Détermination de N_2

La poutre est isostatique, sollicitée en flex. simple. La section dangereuse est à mi-travée. Les caractéristiques mécaniques de la section à mi-travée sont.

• Poutre seule

$$\begin{aligned} I &= 8305210,7 \text{ cm}^4 \\ v_s &= 54,68 \text{ cm} \quad v_i = 75,32 \text{ cm} \\ e &= -63,67 \text{ cm} = 11,65 - 75,32 \\ i^2 &= 1997,79 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

• Poutre + Dalle

$$\begin{aligned} I &= 18371340 \text{ cm}^4 \\ v_s &= 44,13 \text{ cm} \\ v_i &= 110,87 \text{ cm} \end{aligned}$$

• Contraintes engendrées par les charges et surcharges.

- charges permanentes $M_G = 251,60 \text{ tm}$

$$\text{F. S. (Compression): } \sigma'_G = \frac{M_G v_s}{I} = \frac{251,60 \times 54,68 \times 10^5}{8305210,7} = 165,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F. I. (Traction): } \sigma_G = -\frac{M_G \times v_i}{I} = -\frac{251,60 \times 75,32}{8305210,7} = -228,18 \text{ kg/cm}^2$$

- surcharges : $M_Q = -199,35 \text{ tm}$

$$\text{F. S. (Compression): } \sigma'_Q = \frac{M_Q v_s}{I} = \frac{199,35 \times 10^5 \times 44,13}{18371340} = 47,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F. I. (Traction): } \sigma_Q = -\frac{M_Q v_i}{I} = -\frac{199,35 \times 10^5 \times 110,87}{18371340} = -120,31 \text{ kg/cm}^2$$

La traction totale sur la fibre inférieure est :

$$-(228,18 + 120,31) = -348,50 \text{ kg/cm}^2$$

La précontrainte sollicite la poutre en flexion composée. Les contraintes engendrées par N_2 sur la poutre sont :

$$\text{F. S. (Compression): } \sigma'_p = \frac{N_2}{B} \left(1 + \frac{e v_s}{i^2}\right)$$

$$\text{F. I. (Traction): } \sigma_p = \frac{N_2}{B} \left(1 - \frac{e v_i}{i^2}\right)$$

Les tractions étant pénalisées, la précontrainte N_2 doit pouvoir reprendre les tractions dues aux charges et aux surcharges.

$$\text{D'où } \sigma_p = \frac{N_2}{B} \left(1 - \frac{e v_i}{i^2} \right) \gg 348,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Soit } N_2 \gg \frac{348,5 \times B}{1 - \frac{e v_i}{i^2}} = \frac{348,5 \times 4157,2}{1 + \frac{63,67 \times 75,32}{1997,79}} = 426 \text{ t}$$

Preons $N_2 = 426 \text{ t}$.

$N = 384,30 \text{ t} < N_2 \Rightarrow$ Nous Prendrons $N = N_2 = 426 \text{ t}$

V. 6.2. Détermination du nombre de câbles

Nous estimons les pertes de tensions à 25% \Rightarrow La précontrainte équivalente $\bar{\alpha}$: $F = 1,25 N = 1,25 \times 426 = 532,5 \text{ t}$
 L'additif à l'I.P.1. limite la contrainte du câble $\bar{\alpha}$ la mise en tension à l'origine (ancrage) en alignement avec l'I.P.2 et les recommandations F.I.B. CEB $\bar{\alpha}$:

$$\min(0,85 R_g, 0,90 T_g) = \min(149,94; 141,12) = 141,12 \text{ t}$$

$$\text{D'où le nombre de câbles } n \text{ est : } \frac{532,5}{141,12} = 3,77 \approx 4 \text{ câbles}$$

$n = 4$ câbles. 7 T 15 III TBR DywidaG

V. 7. Relevage des câbles

Les 4 câbles que nous venons de déterminer, travaillent à leur valeur max au niveau de la section dangereuse (mi-portée dans notre cas) et se trouvent à leur excentricité max. La précontrainte étant la même si nous la conservons dans toutes les sections et si nous conservons la même hauteur de la poutre, la résistance devient surabondante dans les sections les moins sollicitées.

D'où nous devons faire le relevage des câbles, pour diminuer progressivement l'excentricité de façon que cette dernière s'annule à l'about (cas idéal). Ainsi le relevage des câbles doit se faire de telle sorte que le c.d.g. des câbles à l'about coïncide avec celui de la poutre.

La symétrie de la poutre et le type d'ancrage utilisé (actif-actif) nous permet de faire la description sur une $\frac{1}{2}$ portée.

V. 7. 1. Dispositions

- La zone de relevage des câbles est définie par la longueur l_0
 $l/4 \leq l_0 \leq l/3$ $l =$ portée de la poutre
- L'angle de relevage des câbles émergents est standardisé et vaut: $24,23^\circ$
- Le rayon de courbure des câbles est tel que $R \gg 900 \phi$
 $\phi =$ Diamètre d'un fil constituant le câble.

chaque câble aura une partie rectiligne et une parabolique. si nous prenons comme origine des axes le point où commence le relevage des câbles, ceux-ci décrivent une équation parabolique nous aurons:

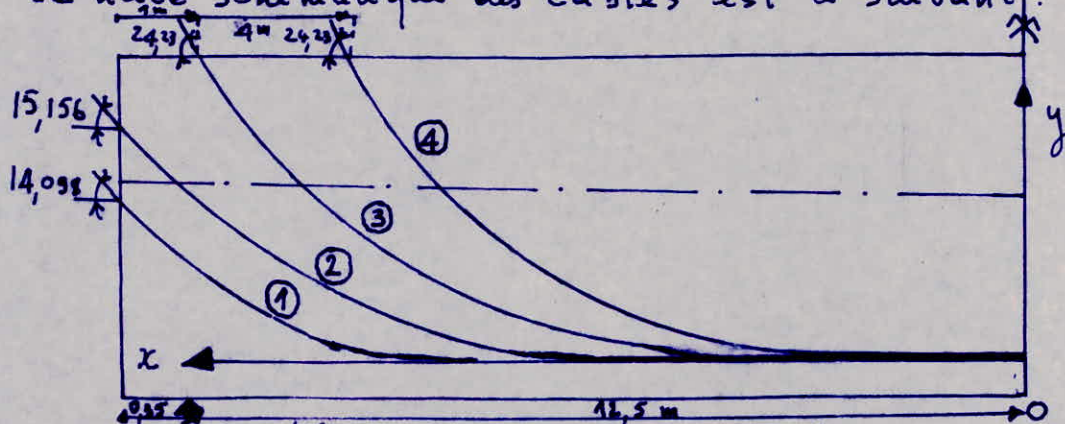
$$y = ax^2 \text{ avec } \begin{cases} x = \text{abscisse de la partie parabolique} \\ y = \text{ordonnée correspondant à } x \end{cases}$$

$$\frac{dy}{dx} = 2ax = \text{tg } \alpha$$

$$\text{Pour } x = p \Rightarrow \begin{cases} y = ap^2 \text{ (1)} \\ \text{tg } \alpha = 2ap \Rightarrow \text{tg}^2 \alpha = 4a^2 p^2 \text{ (2)} \end{cases}$$

$$\frac{\text{(2)}}{\text{(1)}} \Leftrightarrow \frac{\text{tg}^2 \alpha}{y} = 4a \Rightarrow \begin{cases} a = \text{tg}^2 \alpha / 4y \\ p = \text{tg } \alpha / 2a \end{cases}$$

Le tracé schématique des câbles est le suivant.



Nous avons calculé la partie parabolique et la partie rectiligne de chaque câble que nous résumons dans le tableau suivant.

y_i = position du câble i (ordonnée)

x_i = partie parabolique du câble i ; d_i = angle de relevage.

d_i = partie rectiligne; a_i = pente de la parabole

N° câble	y_i (cm)	$a_i \cdot 10^4 \text{ cm}^{-1}$	d_i (degré)	x_i (m)	d_i (m)
1	72,05	2,093	14,098	6	6,85
2	105,05	1,693	15,156	8	4,85
3	106,88	4,737	24,23	4,75	7,1
4	106,88	4,737	24,23	4,75	5,1

• La 1^{ère} série des câbles sont les câbles N° 1 et 2. ils sont appelés câbles d'about

• La 2^{ème} série des câbles sont les câbles N° 3 et 4. ceux sont des câbles émergents.

V.7.2 Calcul des coordonnées des câbles et leurs excentricités à l'about à l14, et aux sections d'émergence des câbles N° 3 et N° 4

• Calcul de l'excentricité du câble équivalent dans une section

L'excentricité du câble équivalent sera calculée en tenant compte du fait qu'au droit d'une section quelconque, la précontrainte F se décompose en $F = \sum_{i=1}^n F_i \cos d_i \vec{x} + \sum_{i=1}^n F_i \sin d_i \vec{y}$



Ecrivons que le moment du câble équivalent par rapport au c.d.g. de la section est égal à la somme des moments des différents câbles i par rapport au même c.d.g.

$$e \times \sum_{i=1}^n F_i \cos d_i = \sum_{i=1}^n F_i \cos d_i e_i \Rightarrow e = \frac{\sum_{i=1}^n F_i \cos d_i e_i}{\sum_{i=1}^n F_i \cos d_i}$$

Comme nous avons la même Précontrainte \Rightarrow :

$$e = \frac{\sum_{i=1}^n \cos d_i e_i}{\sum \cos d_i} \quad \text{avec } e_i = V'_i - V'$$

V'_i = c.d.g. du câble i par rapport (%) à la F.I.
 V' = c.d.g. de la section z_0 à la F.I.

* section d'about

N° câble	y_i (cm)	$a_i \cdot 10^4 \text{ cm}^4$	V'_i (cm)	d_i (degré)	$\cos d_i$	e_i (cm)	$e_i \cos d_i$
1	72,05	2,093	83,7	14,098	0,969	-23,3	-22,57
2	105,05	1,693	116,7	15,156	0,965	9,7	9,36

$$E = 1,934$$

$$E = -13,20$$

$$e = \frac{\sum e_i \cos d_i}{\sum \cos d_i} = - \frac{13,20}{1,934} = -6,83$$

* section où le câble N° 4 émerge : $x_i = 9,85 - d_i$

N° câble	x_i (m)	y_i (cm)	$a_i \cdot 10^4 \text{ cm}^4$	V'_i	d_i	$\cos d_i$	e_i	$e_i \cos d_i$
1	3	18,84	2,093	30,49	7,16	0,992	-76,51	-75,91
2	5	42,33	1,693	53,98	9,60	0,986	-53	-52,25
3	2,75	35,82	4,737	47,47	14,60	0,967	-59,53	-57,6
4	4,75	106,87	4,737	118,53	24,23	0,912	11,53	10,57

$$\text{avant l'émergence } E = 2,863 \quad \dots \quad E = -43,65$$

$$\text{après l'émergence } E = 1,951 \quad \dots \quad E = -54,17$$

$$\text{avant : } e = \frac{-43,65}{2,863} = -15,25 \text{ cm}$$

$$\text{après : } e = \frac{-54,17}{1,951} = -27,76 \text{ cm}$$

* Section à l/4 : $x_i = (6,25 + 0,35) - d_i$

N° câble	x_i (m)	$a_i 10^4 \text{ cm}^2$	V'_i	d_i	$\cos d_i$	e_i	y_i (cm)	$e_i \cos d_i$
1	-	2,093	11,65	0	1	-95,35	-	-95,35
2	1,75	1,693	16,83	3,39	0,998	-90,16	5,18	-90
3	-	4,737	11,65	0	1	-95,35	-	-95,35
4	1,50	4,737	22,30	8,09	0,990	-84,69	10,66	-83,84
						$\Sigma = 3,988$		$\Sigma = -364,54$

$$e = \frac{\Sigma e_i \cos d_i}{\Sigma \cos d_i} = \frac{-364,54}{3,988} = -91,40$$

V.7.3. Caractéristiques géométriques nettes des sections

C'est la section Poutre + Dalle qui sera prise en compte.

* Notations

B_{br} = aire de la section brute

B_{net} = ' ' ' nette

$B(\phi)$ = section des câbles

S_{br} = moment statique de la section brute Z_0 à la F.I.

S_{net} = ' ' ' nette

$S(\phi)$ = moment statique des trous Z_0 F.I.

$I_{G_{br}}$ = moment d'inertie de la section brute Z_0 F.I.

$I_{G_{net}}$ = ' ' ' nette

V'_{br} = centre de gravité de la section brute Z_0 F.I.

V' = ' ' ' nette

V = ' ' ' FS

$$V' = \frac{S_{net}}{B_{net}} ; i^2 = \frac{I_{G_{net}}}{B_{net}} ; e = \frac{i^2}{V'V}$$

$$B_{net} = B_{br} - B(\phi)$$

$$S_{net} = S_{br} - S(\phi)$$

$$I_{G_{net}} = I_{G_{br}} - (V' - V'_{br})^2 B_{br} - I_G(\phi)$$

$I_G(\phi)$ dans une section contenant n câbles est:

$$I_G(\phi) = \frac{n \pi D^4}{64} + \frac{a^2 n \times \pi D^4}{64} \quad a = \text{excentricité du câble équivalent } Z_0 \text{ au c.d.g. section}$$

Les tableaux suivants résument les caract. géométriques nettes des sections

* Section à l'about ; $l/4$; $l/2$

Sections	About	$l/4$	$l/2$
V (cm)	49,53	44,12	44,08
V' (cm)	105,47	110,88	110,92
B_{net} (cm ²)	10165,61	8989,22	8989,22
I_{net} (cm ⁴)	22116418,92	18902195,56	20047462,4
i^2 (cm ²)	2175,61	2102,76	2230,17
ρ	0,416	0,429	0,456
e (cm)	-6,83	-91,40	-95,35

* Sections où les câbles N° 3 et N° 4 émergent.

Sections	Sections où le câble N° 3 émerge		Section où le câble N° 4 émerge	
	Avant	après	Avant	après
V (cm)	49,43	49,40	55,01	48,95
V' (cm)	105,67	105,60	99,99	105,05
B_{net} (cm ²)	10131,41	10165,61	8989,22	10131,42
I_{net} (cm ⁴)	22096613,96	22068729,64	21355695,39	21724051,51
i^2 (cm ²)	2181,00	2170,92	2375,7	2144,22
ρ	0,418	0,416	0,432	0,417
e (cm)	-15,25	-27,76	-45,44	-63,075

. V. 7. 4 Tracé du câble équivalent : fuseaux limites.. V. 7. 4. 1. Définition

Le fuseau limite est une zone délimitée par 2 courbes Paraboliques dans laquelle doit se trouver le câble équivalent Pour que les sections le long de la Poutre soient comprimées. et les contraintes soient inf. aux σ caract.

. V. 7. 4. 2. 1^{er} fuseau limite

c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent Pour qu'il n'y ait pas de tractions. Il est limité par les 2 équations sutes:

$$e_1 = c' - \frac{M_m}{N}$$

$$\text{avec } M_m = MG + MA$$

$$M_m = MG$$

$$e_2 = c - \frac{M_m}{N}$$

$$c' = -i^2/V$$

$$c = i^2/V'$$

V. 7. 4. 2. Deuxième fuseau limite

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que les contr. de compression restent inférieurs aux contr. admissibles. Il est limité par les 2 équations suivantes :

$$S = \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V} - \frac{M_m}{N} \quad (\text{en charge})$$

$$S' = \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1 \right) \frac{i'^2}{V'} - \frac{M_m}{N} \quad (\text{à vide})$$

V. 8. Application au projet

V. 8. 1. 1^{er} fuseau limite

Sections	Médiane	quant	about
$M_m = M_G \text{ (tm)}$	251,60	188,69	0
$\Delta M = M_a \text{ (tm)}$	199,35	149,51	0
$N = \Sigma \text{Nicodi}$	423,36	422,51	204,70
M_G / N	59,43	44,50	0
$M_m / N = \frac{(M_G + M_a)}{N}$	106,52	80,06	0
$-c' = i^2 / V$	50,60	47,66	43,90
$c = i'^2 / V'$	19,20	18,96	20,63
$e_1 = -c' - \frac{M_G}{N}$	-110,03	-92,16	-43,90
$e_2 = c - \frac{(M_G + M_a)}{N}$	-87,32	-61,1	20,63

NB: Les excentricités précédemment calculées doivent être comprises dans l'intervalle $[e_2, e_1]$ pour la section i (i : médiane, quant, about) ce qui est vérifié.

• Vérification au niveau des sections d'émergence des câbles 3 et 4

Sections	Section d'émergence câble 3		Section d'émergence câble 4	
	avant	après	avant	après
excentricité du câble équivalent (cm)	-15,25	-27,76	-45,44	-63,075
e_1 (cm)	-56,87	-62,66	-69,23	-77,89
e_2 (cm)	-2,21	-12,98	-22,54	-40,22

à chaque section nous avons bien $e_1 < e < e_2$

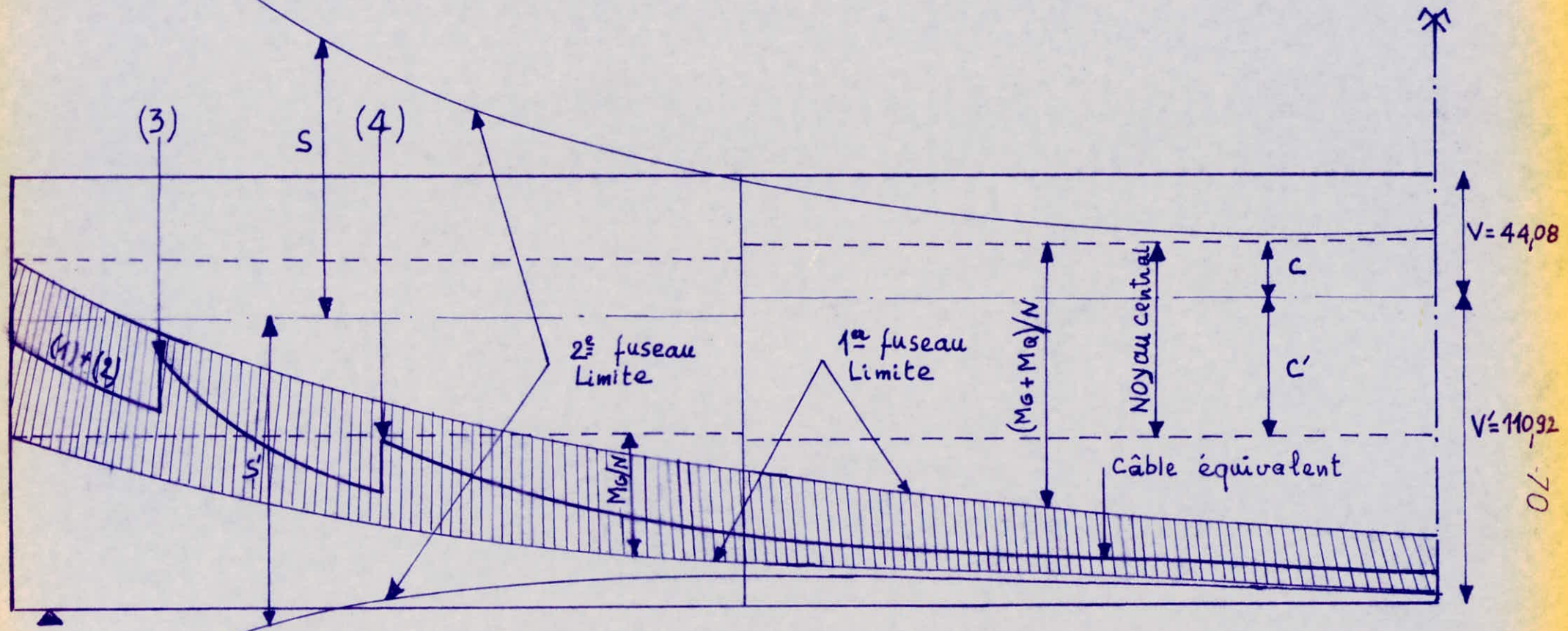
V. 8.2. Deuxième fuseau limite

Sections	Médiane	quant	about
B (cm ²)	8989,22	8989,22	10131,42
N = $\sum N_i \cos^2 \alpha_i$	423,36	422,51	204,70
$-c_i = i^2 / V$ (cm)	50,60	47,66	43,90
$c = i^2 / V'$ (cm)	19,20	18,96	20,63
M_G / N (cm) $= M_m / N$	59,43	44,50	0
$(M_G + M_Q) / N$ (cm) $= M_m / N$	106,52	80,06	0
$\bar{\sigma}_B / N$	3,57	3,57	8,31
$S = \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1\right) \frac{i^2}{V} - \frac{M_m}{N}$	23,52	42,42	320,9
$S' = \left(\frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1\right) \frac{i^2}{V'} - \frac{M_m}{N}$	-108,77	-93,22	-150,80

N.B. Ici aussi les excentricités précédemment calculées doivent être comprises dans l'intervalle $[S, S']$ Pour chaque section

- Pour satisfaire les conditions du 1^{er} et 2^e fuseaux limites le câble équivalent doit se trouver dans la zone d'intersection des 2 fuseaux limites.

FUSEAUX LIMITES ET CABLE EQUIVALENT



70

VI

PERTES ET CHUTES DE TENSION

VI.1. Définition.

La Perte de Précontrainte est la différence entre la force exercée par le vérin sur le câble lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point d'une armature à une époque donnée.

Il existe 2 sortes de Pertes: les Pertes instantanées et les Pertes différées

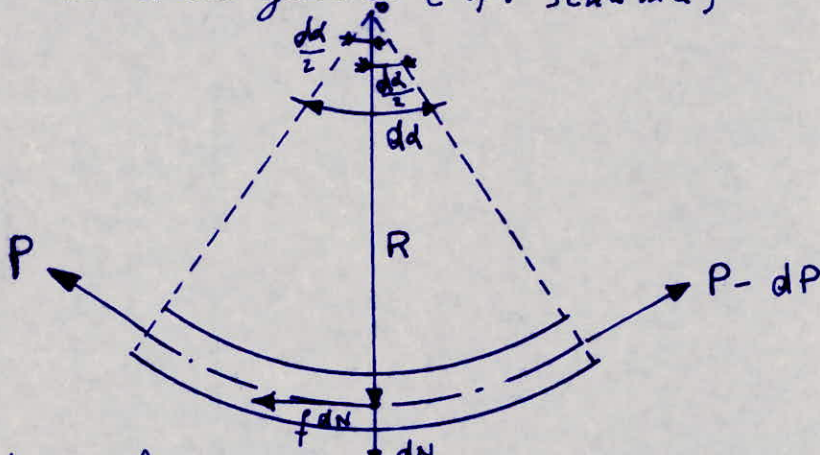
VI.2. Pertes instantanées

Les Pertes instantanées comprennent:

- le frottement
- le recul d'ancrage
- le raccourcissement instantané du béton.

VI.2.1. Frottement.

Lors de sa mise en tension le câble se plaque contre sa génératrice dans les tracés courbes. Il en résulte un frottement mutuel qui réduit progressivement la tension du câble à partir de son extrémité active soit une armature tendue avec une force P . Appelons f le coef. de frottement entre le câble et sa gaine. (cf schéma)



• Projection des forces sur la normale:

$$(P + P - dP) \sin \frac{d\alpha}{2} - dN = 0 \Rightarrow (2P - dP) \sin \frac{d\alpha}{2} = dN ; \frac{d\alpha}{2} \text{ très petit} \Rightarrow \sin \frac{d\alpha}{2} \approx \frac{d\alpha}{2} \Rightarrow 2P \frac{d\alpha}{2} - dP \frac{d\alpha}{2} = dN ; dP \frac{d\alpha}{2} \text{ est du 2}^{\text{e}} \text{ ordre et est donc négligeable} \Rightarrow 2P \frac{d\alpha}{2} = dN \quad (1)$$

• Projection des forces sur la tige à la ligne moyenne.

$$((P - dP) - P) \cos \frac{d\alpha}{2} - f dN = 0 \Rightarrow -dP \cos \frac{d\alpha}{2} - f dN = 0 ; \cos \frac{d\alpha}{2} \approx 1 \Rightarrow -dP = f dN \Rightarrow -dP/f = dN ; \text{en remplaçant } dN \text{ dans l'éq (1)} \Rightarrow -\frac{dP}{f} = 2P \frac{d\alpha}{2} \Rightarrow \frac{dP}{P} = -f d\alpha ; \text{L'intégrale de cette équation donne}$$

$$P = P_0 e^{-f\alpha} \quad (I)$$

L'angle de déviation α est déterminé par le tracé des câbles. Dans les parties rectilignes, théoriquement $\alpha = 0$. Mais en pratique $\alpha \neq 0$ dans des parties rectilignes du fait que les gaines sont placées sur des relativement espacés.

soit φ le coef de perte en ligne droite. Par définition le rapport $k = \varphi/f$ est le coef de déviation parasite en ligne droite exprimé en radian/ml. La formule (i) est alors modifiée et devient $P = P_0 e^{-f(d + kl)}$

$$P = P_0 e^{-f(d + \frac{\varphi}{f} l)} = P_0 e^{-(fd + \varphi l)} \quad (ii)$$

Les valeurs de f et de φ sont petites. Ainsi en pratique en raison des faibles valeurs de l'exposant de l'exponentielle on ne conserve que les 2^{es} termes du développement en série de l'exponentielle de sorte que la formule devient

$$P = P_0 (1 - (fd + \varphi l)) \quad \begin{array}{l} d \text{ en radian} \\ l \text{ en m} \end{array}$$

l = longueur du câble entre le point d'application de P_0 et la section considérée

VII. 2.2. Raccourcissement instantané du béton

Lorsque dans un même élément, plusieurs armatures sont tendues successivement le raccourcissement instantané du béton se fait au fur et à mesure de la tension des différentes armatures et la mise en tension de la i -ième armature provoque le raccourcissement du béton au droit des $i-1$ premières armatures tendues, et par conséquent une diminution de leur force de traction. Dans le cas de n armatures identiques donnant lieu chacune à un raccourcissement unitaire instantané du béton ϵ_i/n , la perte de tension totale a pour valeur:

$$\Delta P = \frac{E_i}{n} E_a A [(n-1) + (n-2) + \dots + 2 + 1] = \frac{1}{2} (n-1) E_i E_a A.$$

A = aire de la section d'une armature

Cette perte peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section $\bar{\epsilon}$:

$$\Delta \sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_j'}{E_i} E_a$$

σ_j' est la contrainte probable au niveau du c. d. g. des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longues durées y compris la précontrainte.

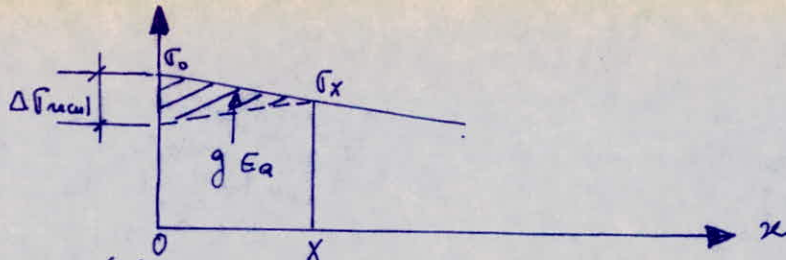
$$E_i = 7590 \sqrt{\sigma_j'} \quad \text{MPa}$$

VII. 2.3. Recul d'ancrage.

C'est la perte de tension qui apparaît lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin est reportée directement au béton par l'ancrage au moment du relâchement du vérin. Soit g le recul d'ancrage et x la longueur de l'armature sur laquelle est effectuée la perte par recul d'ancrage; on a:

$$g = \frac{1}{E_a} \int_0^x \Delta \sigma dx \quad (3)$$

cette intégrale représente l'aire du triangle hachuré. (cft schéma)



$$\sigma_{og} = \sigma_0 e^{-2 \left(f \frac{x}{l} + \varphi x \right)} \quad (\text{cft formule ii})$$

$$\sigma_{og} \neq \sigma_0 \left(1 - 2x \left(\frac{f}{l} + \varphi \right) \right); \quad \Delta \sigma = \sigma_0 - \sigma_{og} = 2 \sigma_0 \left(f \frac{x}{l} + \varphi \right) x \quad (b)$$

$$(b) \text{ remplacé dans } (a) \Rightarrow x = \sqrt{\frac{g E a}{\sigma_0 \left(f \frac{x}{l} + \varphi \right)}}$$

VI. 3. Pertes différées

Les Pertes différées comprennent:
 - retrait
 - fluage
 - relaxation

VI. 3.1. retrait

$$\Delta \sigma_{\text{retrait}} = \epsilon_r E a$$

VI. 3.2. fluage

$$\Delta \sigma_{\text{fluage}} = \epsilon_f E a = 2 \frac{\sigma'_b}{\epsilon_{ij}} E a$$

VI. 3.3. Relaxation

C'est la perte relative de tension au cours du temps à une température constante voisine de 20°. D'après L'I. P. 2

$$\Delta \sigma_{\text{relax}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,4 \sigma_{1000}}{100} \times \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \times \sigma_{pi} \\ \frac{\epsilon_{3000} + 2,5}{100} \times \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \times \sigma_{pi} \end{array} \right.$$

avec σ_{pi} = Tension initiale ; R_g = contrainte de rupture garantie

La Perte finale de tension différée au point d'abscisse x est:

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \Delta \sigma_{\text{relax}} - \Delta \sigma_{\text{rel}} \left(\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} \right) \quad \text{si}$$

$$\sigma_{pi} - 0,55 R_g$$

$$\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} < \sigma_{pi} - 0,55 R_g$$

et $\Delta \sigma_{\text{diff}} = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl}$ dans le cas contraire.

N° cable	1	2	3	4
α (deg)	2,093	1,693	4,337	4,337
d (mm)	14,098	15,156	24,23	24,23
λ (m)	0,246	0,26	0,42	0,42
λ _c (m)	6	8	4,75	4,75
λ _e (m)	6,062	8,097	4,91	4,91
λ _{ca} (m)	6,85	4,85	7,1	5,1
λ _{ct} (m)	12,91	12,95	12,01	10,01

* λ_c entre l'appuis et la section médiane.

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

soit

$$sht + cht = e^t; \quad sht + \sqrt{1 + sht^2} = e^t \Rightarrow t = \log(sht + \sqrt{1 + sht^2})$$

$$sch \, cht = sht \sqrt{1 + sht^2} \Rightarrow \lambda_c = 1/4a (t + sht \sqrt{1 + sht^2})$$

$$sht^2 = 2 \, cht \, sht \Rightarrow \lambda_c = 1/4a (t + e^{2t} sht); \quad cht = \sqrt{1 + sht^2}$$

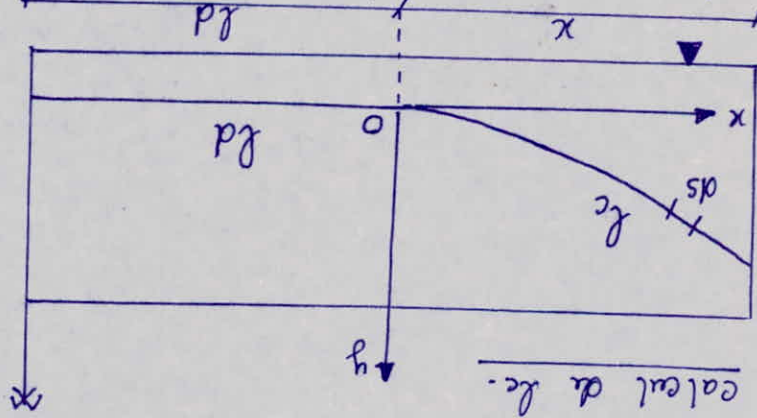
$$\lambda_c = 1/4a \int (1 + e^{2t} sht) dt = 1/4a (t + \int cht \, dt) = 1/4a (t + 1/2 e^{2t} sht)$$

$$\lambda_c = \int \sqrt{1 + sht^2} \, cht \, dt = \int \frac{cht}{2a} \, dt; \quad cht = 1/2 (1 + cht^2) \Rightarrow$$

Posons $2ax = sht \Rightarrow dx = sht \, dt; \quad 1/2a \, cht \, dt; \quad$ l'intégrale devient

$$\lambda_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2} \, dx = \int \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \, dx = \int \sqrt{1 + (ax)^2} \, dx$$

La partie courbe du câble décrit une équation parabolique: soit $y = ax^2 \Rightarrow dy/dx = 2ax$.



* calcul de λ_c.

$$G_0 = 14503,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_0 = \min(0,85Tg, 0,9Tg) = \min(0,85 \times 18130, 0,9 \times 16115) = 14503,5$$

l = λ_c + λ_d; λ_c = longueur courbe; λ_d = longueur droite.

VI. 4.1.1. Fractions: Δσ_f = σ₀ (f_d + f_e)

VI. 4.1. Pentes instantanées

VI. 4. Application au projet

* entre la section médiane et la section d'émergence du câble N° 4

N° câble	$q \cdot 10^4 \text{ cm}^{-1}$	d (degré)	d (rd)	x (m)	l_c (m)	l_d (m)	l_t (m)
1	2,093	7,16	0,12	3	3,008	6,85	9,858
2	1,693	9,6	0,16	5	5,024	4,85	9,875
3	4,737	14,60	0,25	2,75	2,78	7,1	9,88
4	4,737	24,23	0,42	4,75	4,91	5,1	10,01

* entre la section médiane et la section d'émergence du câble N° 3

N° câble	$q \cdot 10^4 \text{ cm}^{-1}$	d (degré)	d (rd)	x (m)	l_c (m)	l_d (m)	l_t (m)
1	2,093	11,82	0,206	5	5,036	6,85	11,88
2	1,693	13,33	0,23	7	7,065	4,85	11,92
3	4,737	24,23	0,42	4,75	4,906	7,1	12
4	4,737	24,23	0,42	4,75	4,91	5,1	10

Les pertes de tension par frottement sont regroupées dans les tableaux suivants.

* Entre la section d'about et la section médiane

N° câble	1	2	3	4
d°	14,098	15,156	24,23	24,23
$d \text{ rd}$	0,25	0,26	0,42	0,42
l_t	12,91	12,95	12,01	10,01
$\Delta \sigma_f \text{ kg/cm}^2$	1025,95	1054,55	1470,92	1418,70

$$\Delta \sigma_f \text{ moyen} = 1242,53 \text{ kg/cm}^2$$

* Entre la section d'émergence du câble N° 4 et la section médiane

N° câble	1	2	3	4
d°	6,938	5,556	9,63	24,23
$d \text{ rd}$	0,12	0,097	0,17	0,42
l_t	3,05	3,075	2,13	10,01
$\Delta \sigma_f \text{ kg/cm}^2$	410,30	347,57	524,07	1418,44

$$\Delta \sigma_f \text{ moyen} = 675,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_f &= \sigma_0 (f_{d_1} + \varphi l_{t_1}) - \sigma_0 (f_{d_2} + \varphi l_{t_2}) \\ &= \sigma_0 (f_{d_1 - d_2}) + \varphi (\sigma_0 (l_{t_1} - l_{t_2})) \end{aligned}$$

* Entre la section d'émergence du câble n° 3 et la section médiane

N° câble	1	2	3	4
d^0	2,278	1,826	24,23	24,23
d_{rd}	0,04	0,032	0,42	0,42
l_t	1,07	3,055	12,01	10
$\Delta\sigma_f$ kg/cm ²	138,16	162,42	1470,92	1418,44

$$\Delta\sigma_f \text{ moyen} = 797,50 \text{ kg/cm}^2$$

VI. 4.1.2. Raccourcissement instantané du béton

$$\Delta\sigma_{inst} = \frac{1}{2} \sigma'_{bj} \frac{E_a}{E_i} ; E_i = 7590 \sqrt{\sigma'_j} \text{ (MPa)} = 7590 \sqrt{400} = 15180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bj} = \sigma'_{bj_1} + \sigma'_{bj_2} \quad \text{avec}$$

$$\sigma'_{bj_1} = \frac{F(z)}{S_p} + \frac{F e v'_p}{I_p} - \frac{M_p v'_p}{I_p} = \frac{105,84 \times 2}{4157,2} + \frac{105,84 \times 2 \times 65,32 \times 75,32}{8305210,7} - \frac{93,75 \text{ w}^5 \times 75,32}{8305210,7}$$

$$\Delta\sigma'_{bj_1} = 91,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bj_2} = \frac{F(z)}{S_p} + \frac{F e v'_p}{I_p} - \frac{M_D v'_{p,d}}{I_p} = \frac{205,84 \times 2}{4157,2} + \frac{105,84 \times 2 \times 65,32 \times 75,32}{8305210,7} - \frac{95,11710^5 \times 110,87}{8305210,7}$$

$$\sigma'_{bj_2} = 49,34 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma'_{bj} = \sigma'_{bj_1} + \sigma'_{bj_2} = 140,64 \text{ kg/cm}^2$$

L'indice p signifie, relatif à la poutre et d relatif à la dalle.

$$\Delta\sigma_{inst} = \frac{1}{2} \times 140,64 \times \frac{2,110^6}{1,51810^6} = 97,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{inst} = 97,28 \text{ kg/cm}^2$$

VI. 4.1.3. Recul d'ancrage : $X = \sqrt{\frac{g E a}{\sigma_0 (f \frac{d}{2} + \varphi)}}$

$$\Delta\sigma_{recul} = \frac{g}{x} E a ; \text{ en une abscisse } x \text{ on a:}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{recul}(x)}{X-x} = \frac{\Delta\sigma_{recul}}{X} \Rightarrow \Delta\sigma_{recul}(x) = \Delta\sigma_{recul} \times \frac{(X-x)}{X}$$

Les Pertes de tension Par recul d'ancrage sont regroupés dans le tableau suit:

N° câble	X	Sections			
		Appuis	4m	3m	milieu
1	15,42	1225,68	1146,20	987,22	204,28
2	15,23	1240,97	1159,48	996,52	193,92
3	12,42	—	1521,74	1276,69	0
4	11,54	—	—	1637,78	0
$\Delta\sigma_{\text{recul moyen}} (\text{kg/cm}^2)$		1233,32	1275,80	1224,55	199

VI. 4.2 Pertes différées

VI. 4.2.1. Retrait.

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r E_a$$

$$\epsilon_r = k_b \epsilon_c k_{c_1} k_p \quad \text{avec}$$

- k_b est un coef fictif de la composition du béton (rapport E/C)
Nous prenons E/C = 0,5 $\Rightarrow k_b = 1,1$
- ϵ_c est un coef qui dépend des conditions climatiques.
 $\epsilon_c = 2,8 \cdot 10^{-4}$ (plein air)
- k_{c_1} dépend de l'épaisseur fictive l_m de la pièce. $l_m = B / (P/2)$
 $B = \text{aire de la pièce}$; $P/2 = 1/2 \text{ périmètre de la pièce en contact avec l'atmosphère.}$

$$l_m \approx 25 \text{ cm} \Rightarrow k_{c_1} = 0,61$$

- k_p est un coef fictif du pourcentage des armatures $k_p = \frac{1}{1+n\bar{w}}$
 $\bar{w} \approx 9 \cdot 10^{-3} \Rightarrow k_p \approx 1$

$$\text{D'où } \epsilon_r = 1,1 \times 2,8 \cdot 10^{-4} \times 0,61 \times 1 = 1,88 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_r = 1,88 \cdot 10^{-4} \times 2,1 \cdot 10^6 = 395 \text{ kg/cm}^2$$

VI. 4.2.2 fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = 2 \sigma'_3 \frac{\epsilon_a}{\epsilon_i} = 2 \times 140,64 \times \frac{2,1 \cdot 10^{-6}}{0,42 \cdot 10^{-6}} = 1406,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1406,4 \text{ kg/cm}^2$$

VI. 4.2.3. Relaxation

$$\Delta \sigma_{relax} = \max \begin{cases} 9,6 \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{p_i}(x)}{R_g} - 0,55 \right) \times \sigma_{p_i}(x) \\ 4 \left(\rho_{3000} + \frac{2,5}{100} \right) \left(\frac{\sigma_{p_i}(x)}{R_g} - 0,55 \right) \sigma_{p_i}(x) \end{cases} \quad (1)$$

cette formule est applicable si $\frac{\sigma_{p_i}(x)}{R_g} \geq 0,55$

exemple de calcul de $\Delta \sigma_{relax}$ à la section $x = 3 \text{ m}$.

$$\sigma_{p_i} = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma_{inst} = 14503,5 - (797,5 + 1233,32 + 97,28) = 12375,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_g = 18130 \text{ kg/cm}^2; \rho_{1000} = 0,03; \rho_{3000} = 0,036; \Rightarrow \frac{\sigma_{p_i}}{R_g} = 0,68 > 0,55 \Rightarrow$$

la formule (1) est applicable

$$\Rightarrow \Delta \sigma_{relax} = \max \begin{cases} 472,57 \text{ kg/cm}^2 \\ 400,37 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \Delta \sigma_{relax} = 472,57 \text{ kg/cm}^2$$

Nous prenons $\Delta \sigma_{relax} = 472,57 \text{ kg/cm}^2$ pour toutes les sections sous réserve de vérification.

$$\Delta \sigma_{diff} = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \Delta \sigma_{relax} - \frac{\Delta \sigma_{rec} (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_{p_i} - 0,55 R_g}$$

si $\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} < \sigma_{p_i} - 0,55 R_g$ et $\Delta \sigma_{diff} = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl}$ dans le cas contraire

$$\sigma_{p_i} = 12375,4 \Rightarrow \sigma_{p_i} - 0,55 R_g = 2403,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_g = 18130$$

$$\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} = 395 + 1406,4 = 1801,4$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} < \sigma_{p_i} - 0,55 R_g$$

D'où

$$\Delta \sigma_{diff} = \Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl} + \Delta \sigma_{relax} - \frac{\Delta \sigma_{relax} (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_{p_i} - 0,55 R_g}$$

$$= 395 + 1406,4 + 472,57 - \frac{472,57 (395 + 1406,4)}{2403,9}$$

$$\Delta \sigma_{diff} = 1919,84 \text{ kg/cm}^2$$

VII

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES

- Les Vérifications se feront phase par phase.
- * Phase 1: C'est la Phase de coulage de la Poutre. Après durcissement suffisant de cette dernière on met en tension la 1^{ère} série des câbles (câbles d'about: N°1, et N°2). La section résistante est celle de la Poutre. Les contraintes développées au cours de cette 1^{ère} phase sont celles développées par le poids propre de la Poutre et la précontrainte de la 1^{ère} série des câbles.
- * Phase 2: Les Poutres Préfabriquées sont mises en place. on coule la dalle, elle est considérée comme une surcharge vis-à-vis de la Poutre. La section résistante est la Poutre seule. On met en tension la 2^{ème} série des câbles. Les contraintes développées sont celles dues au P.P. de la Poutre, de la dalle, et la précontrainte de la 1^{ère} et 2^{ème} série des câbles.
- * Phase 3: La dalle a durci et participe à la résistance. La section résistante est alors la Poutre + Dalle. Les contraintes à prendre en compte sont celles développées par: le P.P. de la Poutre, de la Dalle, le retrait de la dalle (N_c et N_c), la précontrainte des 2 séries des câbles.
- * Phase 4: Mise en place de la superstructure. Les contraintes à retenir sont celles engendrées par: le P.P. de la Poutre et Dalle, le P.P. de la superstructure. les précontraintes résiduelles des 2 séries des câbles après consommation de toutes les pertes.
- * Phase 5: c'est la phase d'application des surcharges.

VII.1. Détermination de la contrainte initiale de calcul

Le tableau de mise en tension à la section médiane est le suivant:

Câbles	1	2	3	4
Longueur du câble (m)	12,91	12,95	12,01	10,01
Angle de relevage (degré)	14,098	15,56	24,23	24,23
Longueur de relevage (m)	6,062	8,097	4,91	4,91
Frottements (kg/cm^2)	1025,95	1054,55	1470,92	1418,70
Raccourcissement instantané (kg/cm^2)	97,28	97,28	97,28	97,28
Recul d'ancrage (kg/cm^2)	204,28	193,92	0	0
cont. initiale σ_0 - ESI inst	13175,99	13157,75	12935,3	12987,52

Nous prendrions comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes initiales

$$\text{soit } \sigma_{p_i} = 13064,14 \text{ kg/cm}^2$$

VII. 2. Caractéristiques des sections.

Sections	B (cm ²)	I (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	i ² (cm ²)	e (cm)
Poutre seule	4239,15	8563093,79	54,47	75,53	2020	-63,88
Poutre + Dalle	8989,22	20047462,4	44,08	140,92	2230,17	-99,27

VII. 3. calculs

* Phase 1: Avant la mise en tension, la contrainte initiale est: 13064,14 ^{kg/cm²}
 La précontrainte des 2 cables d'about est: $2 \times 13064,14 \times 9,73 = 254228,16 \text{ kg}$
 La contrainte engendrée par les 2 cables est:

$$F.I. \quad \frac{254228,16}{4239,15} \left(1 + \frac{63,88 \times 75,53}{2020} \right) = 203,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. \quad \frac{254228,16}{4239,15} \left(1 - \frac{63,88 \times 54,47}{2020} \right) = -43,33 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par la poutre sont:

$$F.I. : - \frac{93,75 \times 10^5 \times 75,53}{8563093,79} = -82,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. : \frac{93,75 \times 10^5 \times 54,47}{8563093,79} = 59,63 \text{ "}$$

Les contraintes effectives sont:

$$F.I. : 203,22 - 82,69 = 120,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. : -43,33 + 59,63 = 16,30 \text{ kg/cm}^2$$

A la fin de cette 1^{ère} phase, la 1^{ère} série de cables vont subir une perte de tension estimée à $\frac{1}{3} \epsilon \Delta \sigma_d$.

La contrainte en service est alors: $13064,14 - \frac{1}{3} \times 1919,84 = 12424,19$

La précontrainte est: $2 \times 12424,19 \times 9,73 = 241774,80 \text{ kg}$

Les contraintes développées sont:

$$F.I. : \frac{241774,80}{4239,15} \left(1 + \frac{63,88 \times 75,53}{2020} \right) = 193,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. : \frac{241774,80}{4239,15} \left(1 - \frac{63,88 \times 54,47}{2020} \right) = -41,064 \text{ "}$$

Les contraintes effectives sont:

$$F.I. : 193,34 - 82,69 = 110,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.S. : -41,064 + 59,63 = 18,56 \text{ "}$$

- * Phase 2. La Dalle est coulée. elle ne participe pas encore à la résistance section résistante = Poutre seule. La 1^{ère} série de câbles va subir une perte de tension estimée à 20% de ϵ_{sd} \Rightarrow la contrainte en service est: $12424,19 - 0,2 \times 1919,84 = 12040,22 \Rightarrow$ La Précontrainte est: $2 \times 12040,22 \times 9,73 = 234302,72 \text{ kg} \Rightarrow$ Les contraintes engendrées sont:

$$F.I. : \frac{234302,72}{4239,15} \left(1 + \frac{63,88 \times 57,53}{2020} \right) = 187,37$$

$$F.S. : \frac{234302,72}{4239,15} \left(1 - \frac{63,88 \times 54,47}{2020} \right) = -39,79$$

Les contraintes engendrées par la poutre sont: FI: -82,69; FS: 59,63
celles introduites par la dalle sont:

$$F.I. : \frac{-95,12 \times 10^5 \times 57,53}{8563093,79} = -83,90$$

$$F.S. : \frac{95,12 \times 10^5 \times 54,47}{8563093,79} = 60,50$$

contraintes affectives.

Contraintes: Kg/cm ²				
Fibre	éléments			Contraintes affectives
	1 ^{ère} série de câbles	M _p	M _D	
F.I.	187,37	-82,69	-83,90	20,78
F.S.	-39,79	59,63	60,50	80,34

- * Phase 3: La Dalle a durci et participe à la résistance \Rightarrow section résistante = Poutre + Dalle. Les pertes de tension de la 1^{ère} série de câbles sont estimées à 1/3 ϵ_{sd} \Rightarrow la contr. en service est:
 $12040,22 - 1/3 \times 1919,84 = 11400,27 \Rightarrow$ la Précontrainte est:
 $2 \times 11400,27 \times 9,73 = 221849,32 \Rightarrow$ les contraintes engendrées par cette 1^{ère} série de câbles sont:

$$F.I. : \frac{221849,32}{4239,15} + \frac{221849,32 \times 99,27 \times 110,92}{20047462,4} = 174,18$$

$$F.S. : \frac{221849,32}{4239,15} - \frac{221849,32 \times 99,27 \times 44,08}{20047462,4} = 3,90$$

La 2^{ème} série d'armature va subir une perte de tension estimée à 1/3 ϵ_{sd} . \Rightarrow la contrainte en service est: $13064,14 - 1/3 \times 1919,84 = 12424,19$
Leur Précontrainte est:
 $2 \times 12424,19 \times 9,73 = 241774,80 \text{ kg}$

Les contraintes développées par la 2^e série des câbles sont:

$$F.I: \frac{241774,80}{4239,15} + \frac{241774,80 \times 99,27 \times 110,92}{20047462,4} = 189,83$$

$$F.S: \frac{241774,80}{4239,15} - \frac{241774,80 \times 99,27 \times 44,08}{20047462,4} = 4,26$$

Les contraintes engendrées par la dalle sont:

$$F.I: \frac{-95,12 \times 10^5 \times 110,92}{20047462,4} = -52,63$$

$$F.S: \frac{95,12 \times 10^5 \times 44,08}{20047462,4} = 20,91$$

Le retrait de la dalle se traduit:

- sur la dalle, par une traction d'intensité N_t telle que:

$$N_t = \Delta \epsilon_r E_v S_d \quad \text{avec:}$$

$$S_d = \text{section de la dalle} = 15,58 \times 0,25 \times 10^4 = 3,895 \times 10^4 \text{ cm}^2$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_{ij} = 14 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2.$$

$\Delta \epsilon_r =$ allongement différentiel; Nous estimons ϵ après retrait à $\epsilon = 2 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta \epsilon_r = (2 - 1,88) \cdot 10^{-4} = 0,12 \cdot 10^{-4}$; $1,88 \cdot 10^{-4} = \epsilon$ avant retrait

$$N_t = 0,12 \cdot 10^{-4} \times 14 \cdot 10^4 \times 3,895 \cdot 10^4 = 65436 \text{ kg}$$

- sur la poutre, par une compression $N_c = -N_t$.

Les contraintes introduites par le retrait de la dalle sont:

• sur la dalle:

$$F.I: -\frac{N_t}{S_d} = -13,78 \text{ kg/cm}^2; \quad F.S: -\frac{N_t}{S_n} = -13,78$$

• sur la poutre

$$F.I: \frac{N_c}{S_p} \left(1 - \frac{d \cdot \nu_p}{i^2}\right) = -16; \quad F.S: \frac{N_c}{S_p} \left(1 + \frac{d \cdot \nu_p}{i^2}\right) = 38,12 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par les charges complémentaires sont:

$$F.I: -\frac{50,97 \times 10^5 \times 110,92}{20047462,4} = -28,20; \quad F.S: \frac{50,97 \times 10^5 \times 44,08}{20047462,4} = 11,20$$

contraintes effectives.

Contraintes (kg/cm ²)							
Fibres	éléments						contraintes effectives
	1 ^{er} série des câbles	2 ^e série des câbles	Poutre	Dalle	Retrait dalle	C.C.P.	
F.I	174,18	189,83	-82,69	-52,63	-16-13,78 = -29,78	-28,20	170,71
F.S	3,9	4,26	59,63	20,91	-13,78+38,18 = 24,34	11,20	124,24

Phase 4 : Mise en place de la superstructure - la 1^{ère} série va subir une perte de tension estimée à 13 % de $\epsilon \Delta \sigma_d \Rightarrow$ la contrainte en service est : $11400,27 - 0,13 \times 1919,84 = 11150,69$; la précontrainte est alors : $2 \times 11150,69 \times 9,73 = 216992,44 \text{ kg}$
 La 2^{ème} série de câbles va subir une chute de tension estimée à $\frac{1}{3} \epsilon \Delta \sigma_d \Rightarrow$ la contrainte en service est : $12424,19 - \frac{1}{3} \times 1919,84 = 11784,24 \Rightarrow$
 Leur précontrainte est : $2 \times 11784,24 \times 9,73 = 229321,37 \text{ kg}$.
 Le principe de calcul est le même que précédemment. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Fibres	Contraintes (kg/cm ²)			Contraintes effectives
	éléments			
	1 ^{ère} série de câbles	2 ^{ème} série de câbles	charges Permanente	
F. I.	170,37	180,05	-139,20	211,22
F. S.	3,82	4,04	55,32	63,18

* Phase 5 : Application des surcharges. La 1^{ère} série de câbles a consommé toutes les pertes différées. La 2^{ème} série de câbles subira une perte de tension estimée à $\frac{1}{3} \epsilon \Delta \sigma_d \Rightarrow$ la contrainte en service est $11784,24 - \frac{1}{3} \times 1919,84 = 11144,29$; leur précontrainte est : $2 \times 11144,29 \times 9,73 = 216867,95$.

Fibres	Contraintes kg/cm ²			Contraintes effectives
	éléments			
	1 ^{ère} série de câbles	2 ^{ème} série de câbles	combinaison 1 ^{ère} genre	
F I	170,37	170,27	-223,49	117,15
F S	3,82	3,82	88,82	96,46

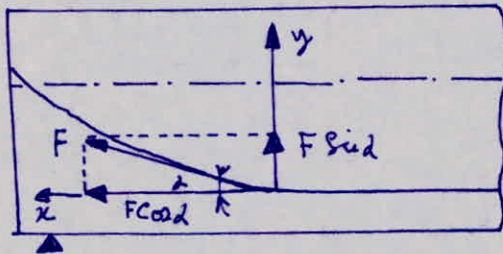
- * contrainte admissible en construction (Phase 1, 2, 3, 4) $= 0,55 \sigma_n = 220 \text{ kg/cm}^2$
- * contrainte admissible en service (Phase 5) $= 0,42 \sigma_n = 168 \text{ kg/cm}^2$
- * Conclusion : Toutes les contraintes à chaque phase en construction comme en service sont inférieures aux contraintes admissibles.

VIII/

VERIFICATIONS DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

VIII 1. Introduction.

La précontrainte d'un câble se décompose dans une section en 2 composantes: l'une horizontale $F \cos \alpha$ et l'autre verticale $F \sin \alpha$. F étant la précontrainte. La composante verticale a un effet



de soulagement de la poutre lors de l'application des charges extérieures. Dans une section, si on a n câbles

$$\Rightarrow N = \sum_1^n F_i \cos \alpha_i$$

$$V = \sum_1^n F_i \sin \alpha_i$$

si nous appelons T_Q l'effort tranchant dû aux sollicitations extérieures au niveau d'une section contenant n câbles, l'effort tranchant résultant est: $T_Q - \sum_1^n F_i \sin \alpha_i$ (1)

L'expression (1) est appelée effort tranchant réduit et noté $T_r = T_Q - \sum_1^n F_i \sin \alpha_i$

VIII 2. Evaluation des contraintes.

VIII 2.1. Contrainte de cisaillement

Elle est donnée par la formule classique de la RDM. $\tau = \frac{T}{b \cdot z}$

VIII 2.2. Contrainte de cisaillement admissible.

Elle est donnée par la formule de M^r CHALOS et BETEILLE

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

$\bar{\sigma}'$ et $\bar{\sigma}$ sont respectivement des contraintes admissibles de compression et de traction. $\bar{\sigma}_g =$ contrainte au niveau du c.d.g.

VIII 3. Principe de vérification.

On vérifie à chaque section on doit vérifier pour chaque phase que $\tau \leq \bar{\tau}$

VIII 4. Excentricités des câbles

VIII 4.1. excentricité des câbles: Poutre seule. * à l'about

N° câble	y_i	v_i	d_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	e_i	$e_i \cos \alpha_i$
1	72,05	83,7	14,099	0,969	0,22	8,59	8,32
2	105,05	116,7	15,156	0,965	0,23	41,59	40,13

$$e = \frac{\sum e_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{48,45}{1,934}$$

$$e = 25$$

$$E = 1,934 \quad E = 0,45$$

$$E = 48,45$$

VIII 4.2. excentricité des câbles : Poutre + Dalle

* à l'about.

N° câble	y_i (cm)	V_i (cm)	d_i (dég)	$\cos d_i$	$\sin d_i$	e_i (cm)	$e_i \cos d_i$
1	72,05	83,7	14,098	0,969	0,22	-21,74	-21,07
2	105,05	116,7	15,156	0,965	0,23	11,25	10,86

$$e = \frac{\sum e_i \cos d_i}{\sum \cos d_i} = -\frac{10,20}{1,934} = -5,28$$

$\sum = 1,934$ $\sum = 0,45$ $\sum = -10,20$

* section d'émergence du câble N° 4

N° câble	y_i	V_i	d_i	$\cos d_i$	$\sin d_i$	e_i	$e_i \cos d_i$
1	18,84	30,49	7,16	0,992	0,11	-74,95	-74,35
2	42,33	53,98	9,60	0,986	0,15	-51,46	-50,74
3	35,82	47,47	14,60	0,967	0,23	-57,97	-56,06
4	106,87	118,53	24,23	0,912	0,37	13,09	11,94

Avant l'émergence: $\sum = 3,857$ $\sum = 0,86$ $\sum = -169,21$

Après l'émergence: $\sum = 2,945$ $\sum = 0,49$ $\sum = -181,15$

$$\text{Avant } e = \frac{-169,21}{3,857} = -43,87 ; \text{ Après } e = -\frac{181,15}{2,945} = -61,51$$

* section d'émergence du câble N° 3.

N° câble	y_i	V_i	d_i	$\cos d_i$	$\sin d_i$	e_i	$e_i \cos d_i$
1	52,33	63,97	11,82	0,978	0,18	-41,47	-40,55
2	82,96	94,61	13,33	0,973	0,21	-10,83	-10,54
3	106,88	118,53	24,23	0,912	0,37	13,09	11,93

Avant l'émergence: $\sum = 2,863$ $\sum = 0,76$ $\sum = -39,15$

après l'émergence: $\sum = 1,951$ $\sum = 0,39$ $\sum = -51,09$

$$\text{Avant : } e = \frac{-39,15}{2,863} = -13,67$$

$$\text{Après : } e = -\frac{51,09}{1,951} = -26,18$$

VIII. 5. Vérifications des contraintes

VIII. 5.1. section d'about

* Les caractéristiques géométriques nettes à l'about sont regroupées dans le tableau suivant.

Sections	B (cm ²)	I (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	i ² (cm ²)	e (cm)
Poutre seule	5415,61	9719149,55	57	73	1794,65	25
Poutre + Dalle	10165,61	22116418,92	49,56	105,44	2175,61	-5,28

* Phase 1

* Pertes instantanées

- $\Delta \sigma_{fz} = 0$
- $\Delta \sigma_{recul} = 1233,32$
- $\Delta \sigma_{trac} = 97,28$

$$\Sigma \Delta \sigma_{inst} = 1330,6 \text{ kg/cm}^2$$

contrainte initiale : $14503,5 - 1330,6 = 13172,9 \text{ kg/cm}^2$

La 1^{ère} série de câbles subira une perte de tension estimée à

$\frac{1}{3} \Sigma \Delta \sigma_{diff} \Rightarrow$ la contrainte de service est : $13172,9 - \frac{1}{3} \times 1919,84 = 12532,95$

Précontrainte par câble : $12532,95 \times 9,73 = 121945,63 \text{ kg}$

$$N_1 = \sum_1^2 F_i \cos \alpha_i = 121945,63 \times 1,934 = 235842,86 \text{ kg}$$

$$V_1 = \sum_1^2 F_i \sin \alpha_i = 121945,63 \times 0,45 = 54875,54 \text{ kg}$$

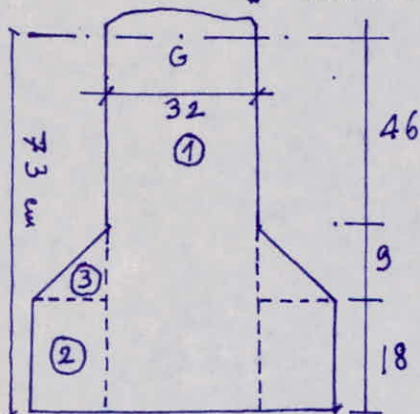
L'effort tranchant engendré par la poutre est $T_p = 15 \text{ t}$

L'effort tranchant réduit est : $T_r = T_p - V_1 = 15000 - 54875,54$

$$T_r = -39875,54 \text{ kg} ; \tau = \frac{T_r}{b_0 z} ; b_0 = 32 - 6,6 = 25,4 \text{ cm}$$

$$z = \frac{I}{S} \quad S = \text{moment statique} \quad I = 9719149,55 \text{ cm}^4$$

* calcul de S



$$S_1 = 32 \times \frac{73^2}{2} = 85264 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 2 \times 18 \times 6 \left(73 - \frac{18}{2}\right) = 13824 \text{ cm}^3$$

$$S_3 = 2 \times 9 \times 6 \times \frac{1}{2} \times \left(73 - \left(18 + \frac{9}{3}\right)\right) = 2808 \text{ cm}^3$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 101896 \text{ cm}^3$$

$$z = \frac{I}{S} = \frac{9719149,55}{101896} = 95,38 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{T_r}{b_0 z} = - \frac{39875,54}{25,4 \times 95,38} = -16,46 \text{ kg/cm}^2$$

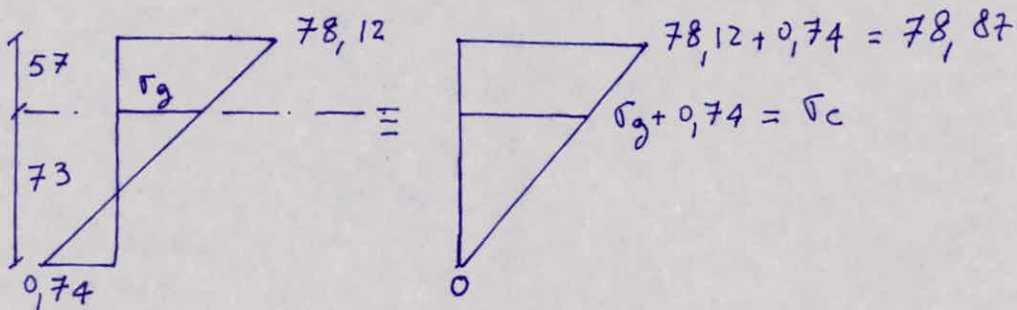
Les côtes sont en cm

Contraintes engendrées par N_1

$$F_I: \frac{235842,86}{5415,61} \left(1 - \frac{25 \times 73}{1794,65} \right) = -0,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_S: \frac{235842,86}{5415,61} \left(1 + \frac{25 \times 57}{1794,65} \right) = 78,12 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte au c. d. g: σ_g .



$$\frac{78,87}{130} = \frac{\sigma_c}{73} \Rightarrow \sigma_c = 73 \frac{78,87}{130} = 44,28 \Rightarrow$$

$$\sigma_g = \sigma_c - 0,74 = 43,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 0,55 \sigma_n = 0,55 \times 31 = 17,05 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}' = 220 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g) (\bar{\sigma} + \sigma_g) = \frac{17,05}{220} (220 - 43,55) (17,05 + 43,55)$$

$$\bar{\sigma}^2 = 828,69 \Rightarrow \bar{\sigma} = 28,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$|\bar{\sigma}| = 16,46 \Rightarrow \bar{\sigma} < \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma} = -28,76$$

* Phase 2

coulage de la dalle. Les câbles d'urgence n'influent pas l'about $\Rightarrow N_2 = V_2 = 0$

$$T_{\text{dalle}} = 15,23 \text{ t}$$

contrainte en service de la 1^{ère} série de câbles: $12532,95 - \frac{1}{3} \times 1919,84 = 11893$

Précontrainte par câble: $11893 \times 9,73 = 115718,92 \text{ kg}$

$$N_1 = \sum F_i \cos \alpha_i = 115718,92 \times 1,934 = 223800,39$$

$$V_1 = \sum F_i \sin \alpha_i = 115718,92 \times 0,45 = 52073,51$$

$$T_r = T_p + T_{\text{dalle}} - V_1 = 15000 + 15230 - 52073,51 = -21843,51 \text{ kg}$$

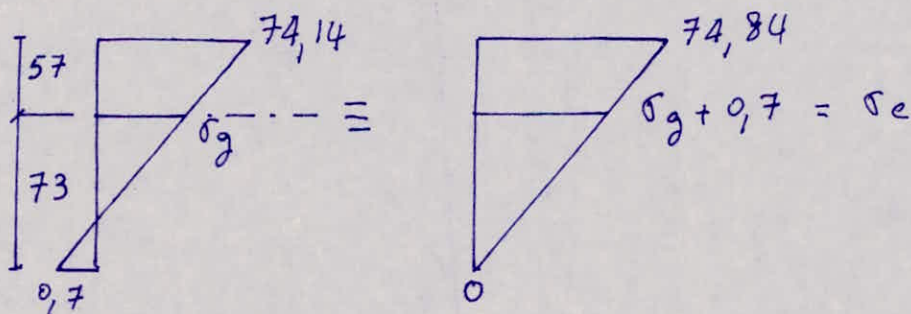
$$\bar{\sigma} = - \frac{21843,51}{25,4 \times 95,38} = -9,016 \text{ kg/cm}^2$$

contraintes engendrées par N_1

$$F_i: \frac{223800,39}{5415,61} \left(1 - \frac{25 \times 73}{1794,65}\right) = -9,7$$

$$F_s: \frac{223800,39}{5415,61} \left(1 + \frac{25 \times 57}{1794,65}\right) = 74,14$$

σ_g :



$$\sigma_c = \frac{74,84 \times 73}{130} = 42 \Rightarrow \sigma_g = \sigma_c - 9,7 = 41,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 41,32) (17,05 + 41,32) = 808,27$$

$$\Rightarrow \begin{array}{l} \bar{\sigma} = 28,34 \text{ kg/cm}^2 \\ |\bar{\sigma}| = 9,016 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \quad \Rightarrow \quad \sigma < \bar{\sigma}$$

* Phase 3

La dalle a donc et participe à la résistance. section résistante = Poutre + Dalle
 La 1^{ère} série de câbles va subir une perte de tension estimée à $\frac{1}{3} \Sigma \Delta \sigma$
 La contrainte en service est: $11893 - \frac{1}{3} 1919,84 = 11253,05$
 Pré-contrainte par câble: $11253,05 \times 9,73 = 109492,21 \text{ kg}$

$$N_1 = \Sigma F_i \cos \alpha_i = 109492,21 \times 1,934 = 211757,93; \quad V_1 = \Sigma F_i \sin \alpha_i = 109492,21 \times 0,45 = 49271,49$$

$$F_i: \frac{211757,93}{5415,61} + \frac{211757,93 \times 5,28 \times 105,44}{22116418,92} = 44,43$$

$$F_s: \frac{211757,93}{5415,61} - \frac{211757,93 \times 5,28 \times 49,56}{22116418,92} = 36,60$$

contraintes engendrées par le retrait de la dalle.
* sur la poutre (compression)

$$F I \quad \frac{65436}{5415,61} \left(1 - \frac{57 \times 73}{1794,65} \right) = -15,93$$

$$F S \quad \frac{65436}{5415,61} \left(1 + \frac{57 \times 57}{1794,65} \right) = 33,96$$

* sur la dalle (Traction)

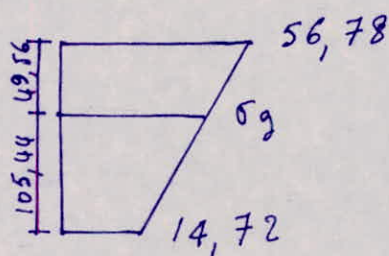
$$F I \quad - \frac{65436}{190 \times 25} = -13,78 \quad ; \quad F S : -13,78$$

contraintes effectives

$$F I : 44,43 - 15,93 - 13,78 = 14,72$$

$$F S : 36,60 + 33,96 - 13,78 = 56,78$$

σ_g ?



$$\sigma_g = \frac{(56,78 - 14,72) \times 105,44}{155} + 14,72$$

$$\sigma_g = 43,33$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 43,33) (17,05 + 43,33) = 826,71$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma} = 28,75$$

$$Tr = T_p + T_D + T_{ccp} - V_1 = 1500 + 15230 + 8160 - 49271,49$$

$$Tr = -10881,49$$

moment statique

$$S = 32 (105,44)^2 \times \frac{1}{2} + 2 \times 18 \times 6 (105,44 - \frac{18}{2}) + 2 \times 9 \times 6 \times \frac{1}{2} (105,44 - 18 - \frac{9}{3}) = 203272,30$$

$$z = \frac{I}{S} = \frac{22116418,92}{203272,30} = 108,8 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{Tr}{b \cdot z} = -3,94 \Rightarrow |\tau| < \bar{\sigma}$$

* Phase 4

Mise en place de la superstructure: $T_p + T_D + T_{ccp} = 40,25 \text{ t}^3 \text{ kg}$

$$Tr = 40250 - 49271,49 = -9021,49 \Rightarrow \tau = - \frac{9021,49}{25,4 \times 108,8} = -3,28$$

$$|\tau| < \bar{\sigma}$$

* Phase 5

c'est la Phase de service. Application des surcharges.
Les contraintes effectives sont:

$$F I : 14,72 ; F S : 56,78 ; \sigma_g = 43,33$$

$\bar{\sigma}$ sera $\bar{\sigma}$ en service

$$\bar{\sigma}' \text{ en service est : } 0,42 \sigma'_n = 168 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} \text{ en service est : } 0,42 \sigma_n = 0,42 \times 31 = 13,02$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{13,02}{168} (168 - 43,33) (13,02 + 43,33) = 544,45$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma} = 23,33 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort tranchant engendré par les charges et surcharges est:

$$T = 88,41 \text{ t}$$

$$T_r = 88410 - 49271,49 = 39138,51 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{T_r}{b_0 y} = \frac{39138,51}{25,4 \times 108,8} = 14,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}$$

Le Principe de calcul est le même pour les autres sections. Les résultats pour les sections d'émergence des câbles N° 3 et N° 4 sont regroupés dans les tableaux suivants.
Les caractéristiques géométriques utiles au niveau de ces sections sont les suivantes.

* section d'émergence du câble N° 3.

Sections	B (cm ²)	I (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	i ² (cm ²)	e (cm)
Poutre seule	5381,42	9719217,95	56,95	73,05	1806,07	12,67
Poutre + Dalle	10131,41	22096613,96	49,43	105,67	2181	-13,67

* section d'émergence du câble N° 4

Sections	B (cm ²)	I (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	i ² (cm ²)	e (cm)
Poutre seule	5347,15	9719437	56,55	73,45	1817,68	-13,54
Poutre + Dalle	8989,22	21355695,39	55	100	2375,7	-43,87

VIII 5.2. Résultats des vérifications; section d'urgence du câble N° 3

$\Sigma \Delta \sigma d = 2535,64 \text{ kg/cm}^2$; l'estimation des pertes de tension pour la phase i est $\lambda_i \Sigma \Delta \sigma d$ avec $\lambda_i = \text{coef de perte de tension}$.

Phase	Séries des câbles						Tr (kg)	σ kg/cm ²	$\bar{\sigma}$ kg/cm ²
	1 ^{ère} série de câbles			2 ^{ème} série de câbles					
	λ_i	Contrainte de service (kg/cm ²)	$\Sigma F \sin \alpha$ (kg)	λ_i	Contrainte de service (kg/cm ²)	$\Sigma F \sin \alpha$			
1	1/3	11327,91	42986,03	—	—	—	27986,03	11,57	28,20
2	1/3	10687,96	40557,61	1/3	11327,91	40781,62	51109,23	21,12	30,51
3	1/3	10048	38129,14	1/3	10687,96	38477,73	38216,87	13,89	26,83
4	—	10048	38129,14	1/3	10048	36173,85	34052,99	12,38	26,72
5	—	10048	38129,14	—	10048	3173,85	34052,99	5,13	21,78

VIII 5.3 Résultats des vérifications; section d'urgence du câble N° 4

$$\Sigma \Delta \sigma d = 2017,19 \text{ kg/cm}^2$$

Phase	Séries des câbles						Tr (kg)	σ kg/cm ²	$\bar{\sigma}$ kg/cm ²
	1 ^{ère} série			2 ^{ème} série					
	λ_i	Contrainte de service (kg/cm ²)	$\Sigma F \sin \alpha$ (kg)	λ_i	Contrainte de service (kg/cm ²)	$\Sigma F \sin \alpha$ (kg)			
1	1/3	11846,36	29968,94	—	—	—	14968,94	6,25	28,64
2	1/3	11206,41	28349,98	1/3	11846,36	69159,09	67279,07	28,08	32,49
3	1/3	10566,46	26731,04	1/3	11206,41	65423,04	53764,08	18,22	29,42
4	—	10566,46	26731,04	1/3	10566,46	61687	48168,05	16,34	29,24
5	—	10566,46	26731,04	—	10566,46	61687	8,05	#0	23,68

Conclusion: A chaque section et à chaque phase nous avons bien $\sigma < \bar{\sigma}$

VIII . 6 Armatures transversales : A_t

Bien que les contraintes normales et tangentielles restent comprises dans des fourchettes limites, il est possible que la poutre soit déséquilibrée par l'apparition d'éventuelles fissures dues soit au retrait soit au gradient thermique. Il est alors nécessaire de prévoir des A_t pour équilibrer ces fissures. D'autre part ces A_t serviront de support aux armatures de construction et de peau. Le principe de justification de ces A_t sera basé sur la théorie d'analogie de treillis de M^r KITTER - MORSCH.

VIII 6.1 choix de A_t

on utilise les A_t perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre, si la condition suivante est remplie:

$$a) \sigma_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \sigma'_{b_{max}} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$b) \sigma_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

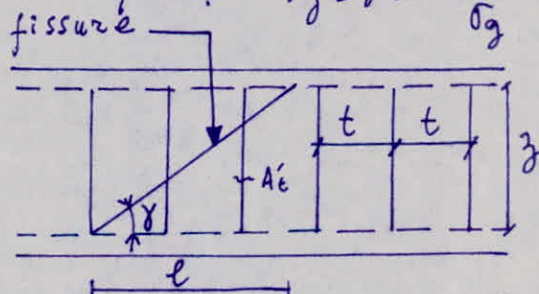
$$\sigma_b = 16,46 \text{ kg/cm}^2; \quad \bar{\sigma}_b = 13,02 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 3,5 \bar{\sigma}_b = 45,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b_{max}} = 82,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow Nous utiliserons les $A_t \perp$

on admet que les fissures qui peuvent se produire font un angle γ avec la ll à la fibre moyenne

$$\gamma \text{ est tel que: } \operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_g}$$



soit t l'espacement des A_t (câbles et étriers) de section A'_t (pour une nappe). Le nombre de câbles n nécessaires pour résister à la valeur max de l'effort tranchant T_r sera déterminé sur la longueur l par:

$$n = \frac{l}{t}; \quad l = \frac{z}{\operatorname{tg} \gamma} \Rightarrow n = \frac{z}{t \operatorname{tg} \gamma}; \quad \text{nous devons avoir:}$$

$$\frac{T_r}{n A'_t} \leq \bar{\sigma}'_{at} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}'_{at} = \rho_a \sigma'_a; \quad \rho_a = \begin{cases} 2/3 & \text{si reprise de bétonnage} \\ 1 - \left(\frac{\tau}{\bar{\sigma}_b}\right)^2 & \text{si non.} \end{cases}$$

$$\text{soit } \frac{T_r}{A'_t} \times \frac{t \operatorname{tg} \gamma}{z} \leq \bar{\sigma}'_{at} \Rightarrow t = \frac{\bar{\sigma}'_{at} A'_t \times z}{T_r \operatorname{tg} \gamma}$$

$$\text{avec } t \leq \bar{t} \quad \text{et} \quad \bar{t} = \inf \begin{cases} - \text{lt} \left(1,25 - 0,95 \frac{\tau}{\bar{\sigma}_b} \right) \\ - b_0 \left(5 - 2 \frac{\tau}{\bar{\sigma}_b} \right) \\ - 4b_0 \end{cases}$$

VIII. 6.2 Pourcentage minimum $\bar{\omega}_t$

$$\bar{\omega}_t = 0,25 \frac{ht}{h+3b_0} \%$$

Application au projet

$$R_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_g} \right)^2 \text{ sans reprise de bétonnage}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2; A_t = 1,57 \text{ cm}^2 (2\phi 10); ht = 130; b_0 = 25,4 \text{ cm}$$

* section d'appuis

$$\bar{\sigma}_b = 16,46 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma} = 28,78 \text{ kg/cm}^2; T_r = 39875,54 \text{ kg}; \bar{\sigma}_g = 43,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = 95,33 \text{ cm}$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_g} = \frac{2 \times 16,46}{43,55} = 0,756 \Rightarrow 2\gamma = 37,08^\circ \Rightarrow \gamma = 18,54^\circ \Rightarrow \text{tg } \gamma = 0,33$$

$$R_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{16,46}{28,78} \right)^2 = 0,89; \bar{\sigma}'_{at} = 0,89 \times 2400 = 2136 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow t \leq \frac{2136 \times 1,57}{39875,54} \times \frac{95,33}{0,33} = 23,22 \text{ cm} \quad 4 \times 25,3$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} 130 \left(1,25 - 0,95 \times \frac{16,46}{28,78} \right) = 91,86 \text{ cm} \\ 25,4 \left(5 - 2 \times \frac{16,46}{28,78} \right) = 97,94 \text{ cm} \\ 4 \times 25,4 = 101,6 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous adoptons $t = 20 \text{ cm}$.

* section d'émergence des câbles N° 3

$$\bar{\sigma}_b = 11,57 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma} = 28,20 \text{ kg/cm}^2; T_r = 27986,03 \text{ kg}; \bar{\sigma}_g = 39,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = 95,26 \text{ cm}$$

$$\text{tg } 2\gamma = 0,58 \Rightarrow \text{tg } \gamma = 0,27; R_a = 0,94; \bar{\sigma}'_{at} = 2265,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq 42,83 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} -111,82 \text{ cm} \\ -106,16 \text{ cm} \\ -101,6 \text{ cm} \end{cases}; \text{ Nous adoptons } t = 40 \text{ cm}$$

% minimal: $\bar{\omega}_t$

$$\bar{\omega}_t = 0,25 \frac{ht}{ht+3b_0} = 0,16 \%; \bar{t} = \frac{A'_t t}{\bar{\omega}_t b_0} = 39,2 \text{ cm} \Rightarrow \bar{t} = 40 \text{ cm}$$

Nous adoptons le même espacement ($t = 40 \text{ cm}$) pour la section d'émergence des câbles N° 4

VIII. 7. Armatures longitudinales.

Elles sont appelées armatures de construction avant bétonnage et armatures de peau après bétonnage.

Conformément à l'article 18 de l'I.P.I leur pourcentage minimal est pris égal à la moitié de celui des armatures transversales.

D'où $\bar{w}_l = 0,5 \bar{w}_t = 0,5 \times 0,16\% = 0,08\%$
 Leur section minimale est alors : $A_{min} = B \bar{a} \times \bar{w}_l$ avec
 $B \bar{a}$ = section de l'âme à l'appui. = $32 \times 130 = 4160 \text{ cm}^2$
 $\Rightarrow A_{min} = (4160 \times 0,08) \times 1/100 = 3,33 \text{ cm}^2$ soit 8 T10

Nous placerons également dans la membrure supérieure et dans le talon des T10

VIII. 8 Cadres du talon

Si c est l'enrobage et \bar{w}_t le pourcentage minimal des A_t les dispositions de l'I.P.I prévoient la relation suivante

$$\frac{\bar{w}_t}{t} = c \times \frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{eu}} \times 100 \quad \sigma'_{28} = 7 + 0,06 \times 400 = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

* Section médiane

$$c = 5 \text{ cm} \Rightarrow c \times \frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{eu}} \times 100 = 5 \times \frac{31}{4200} \times 100 = 3,69$$

Nous adoptons des cadres T10 ($A = 0,78 \text{ cm}^2$) \Rightarrow

$$t = \frac{\bar{w}_t}{t} \times 100 = \frac{0,78 \times 100}{3,69} = 21,23 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prendrons } t = 20 \text{ cm}$$

* Section à l'about

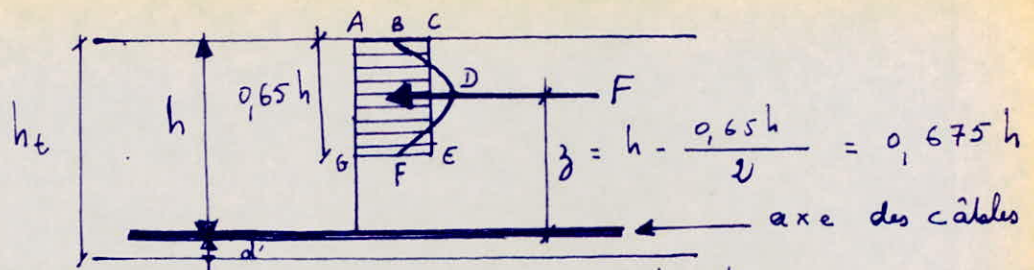
à l'about c est tel que $c \geq 1,3 D$

D = diamètre de la gaine = 6,6 cm $\Rightarrow 1,3 \times D = 8,58 \text{ cm}$

Nous prendons $c = 9,5 \text{ cm} \Rightarrow c \times \frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{eu}} \times 100 = 7,011$

$$\Rightarrow t = \frac{\bar{w}_t \times 100}{7,011} = \frac{0,78 \times 100}{7,011} = 11,12 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$t = 12 \text{ cm.}$$



Une hypothèse simplificatrice consiste à assimiler le diagramme partiellement parabolique à un diagramme rectangulaire (A C E G). La contrainte moyenne uniforme est fixée à $0,8\sigma'_n$. La hauteur AG est prise égale à $0,65h$. La force totale de compression est alors $F = 0,65h \times b \times 0,8\sigma'_n$. D'où le moment de rupture est $M_{RB1} = F \times z = 0,65h \times b \times 0,8\sigma'_n \times 0,675h$

$$\Rightarrow M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma'_n$$

IX 2.2.2. M_{RB2} (table)

Le moment de rupture de la table de largeur b , d'épaisseur h_0 est pris égal à la plus faible des valeurs des moments suivants :

$$M_{RB2} = \inf \begin{cases} \bullet 0,8 (b-b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma'_n \\ \bullet 0,35 (b-b_0) h^2 \sigma'_n \end{cases}$$

IX 2.2.3 M_{RB3} (Dalle)

Pour la dalle, le coef. multiplicateur de la hauteur comprimée est plus faible. Il est pris égal à $0,6$. La hauteur comprimée est alors $0,6h \Rightarrow$ le bras de levier $z = h - \frac{1}{2} \times 0,6h = 0,7h$; d'où $F = 0,6h \times b \times 0,8\sigma'_n \Rightarrow M_{RB3} = F \times z = 0,6h \times b \times 0,8\sigma'_n \times 0,7h$

$$M_{RB3} = 0,336 b h^2 \sigma'_n$$

IX 2.3. Rupture par effort tranchant.

* Résistance du béton.

La contrainte de compression des bielles ne devra pas dépasser $0,5\sigma'_{28}$. Cette contrainte est évaluée à :

$$\sigma' = \frac{2\sigma}{\sin 2\gamma}$$

avec γ = angle d'inclinaison de la bielle par rapport à l'axe de la poutre.

* Résistance des A_t

La contrainte des A_t (cables et étriers) calculée dans le cas de surcharges majorées de 80% ne devra pas dépasser la limite d'élasticité majorée de 20%. C'est-à-dire :

$$\sigma_{at} \leq 1,2 \sigma'_{en}$$

IX. 3. Application au projet.IX. 3.1. Sécurité par rapport aux aciers.

$$A = 9,73 \times 4 = 38,92 \text{ cm}^2; h = 130 - 11,65 = 118,35 \text{ cm}; R_g = 18130 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow M_{RA} = 0,9 h A R_g = 0,9 \times 118,35 \times 38,92 \times 18130 = 7,52 \cdot 10^7 \text{ kg cm.}$$

Le moment de fissuration M_f est tel que:

$$\sigma = \frac{M_f \sigma'}{I} \quad \text{avec } \sigma = \sigma_p + 2\sigma_n \quad \text{et } \sigma_p = 170,37 + 170,27 = 340,64 \text{ kg/cm}^2$$

(cft ch VII)

$$2\sigma_n = 2 \times 31 = 62 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma = 340,64 + 62 = 402,64$$

$$\text{D'où } M_f = \frac{402,64 \times 2004746,24}{110,92} = 7,30 \cdot 10^7 \text{ kg cm}$$

$$M_{RA} = 7,52 \cdot 10^7 \text{ kg cm}$$

$$M_f = 7,30 \cdot 10^7 \text{ " } \quad \Rightarrow M_f < M_{RA} \Rightarrow \text{c'est la formule ① qui sera utilisée pour la vérification.}$$

$$M_G = 251,60 \text{ tm}$$

$$M_Q = 199,35 \text{ tm} \quad \Rightarrow M_G + 1,8 M_Q = 610,43 \text{ tm}$$

$$\bullet 0,9 M_{RA} = 0,9 \times 7,52 \cdot 10^7 \text{ kg cm} = 676,8 \text{ tm}$$

$$\Rightarrow M_G + 1,8 M_Q < 0,9 M_{RA}$$

IX. 3.2 Sécurité par rapport au béton.

$$\bullet \text{ aue : } b_0 = 18 \text{ cm}; \sigma'_n = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{RB_1} = 0,35 \times 18 \times (118,35)^2 \times 400 = 352,97 \text{ tm.}$$

$$\bullet \text{ table : } b = 100 \text{ cm}; b_0 = 18 \text{ cm}; h_0 = 14 \text{ cm}$$

$$0,8 (100 - 18) \times 14 \times (118,35 - \frac{14}{2}) \times 400 = 409 \text{ tm.}$$

$$M_{RB_2} = \inf$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,35 (100 - 18) \times (118,35)^2 \times 400 = 1607,97 \text{ tm.} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où } M_{RB_2} = 409 \text{ tm.}$$

$$\bullet \text{ dalle : } b = 190 \text{ cm}; h = 25 \text{ cm}$$

$$M_{RB_3} = 0,336 \times 190 \times 25^2 \times 400 = 159,6 \text{ tm.}$$

D'où

$$M_{RB} = M_{RB_1} + M_{RB_2} + M_{RB_3} = 352,97 + 409 + 159,6 = 921,57 \text{ tm.}$$

$$\Rightarrow 0,7 M_{RB} = 0,7 \times 921,57 = 645,1 \text{ tm}; M_G + 1,8 M_Q = 610,43 \text{ tm}$$

$$\Rightarrow M_G + 1,8 M_Q < 0,7 M_{RB}$$

IX. 4. Rupture Par effort tranchantIX. 4.1. Résistance du béton

$$T_r = T_G + 1,8 T_a - V$$

$T_G = 40250 \text{ kg} \rightarrow$ charge Permanente
 $T_a = 48150 \text{ kg} \rightarrow$ surcharges
 $V = 49271,49 \text{ kg} \rightarrow$ Précontrainte

$$\text{D'où } T_r = 77648,51 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{T_r}{b_0 z} = \frac{77648,51}{25,4 \times 108,8} = 28,097 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2\sigma}{\sigma_g} = \frac{2 \times 28,097}{43,33} = 1,30 \Rightarrow 2\gamma = 52,43$$

$$\Rightarrow \sin 2\gamma = 0,79$$

$$\sigma = \frac{2 \times 28,097}{0,79} = 70,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,5 \sigma'_{28} = 0,5 \times 400 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma < 0,5 \sigma'_{28}$$

IX 4.2. Résistance de A_t

$$\sigma'_{at} = \frac{e \times T_r \times \text{tg } \gamma}{A'_e \times z}$$

$$\sigma'_{at} = \frac{20 \times 77648,51 \times 0,49}{1,57 \times 3 \times 108,8} = 1484,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{at} = 1484,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,2 \sigma'_{eu} = 1,2 \times 2400 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma'_{at} < 1,2 \sigma'_{eu}$$

X/

CALCUL DES DEFORMATIONS

X.1. Liberté des déformations

La mise en tension d'une pièce engendre des déformations (flèches, rotations d'appuis, raccourcissements - - - -). Des dispositions doivent être prises pour que ces déformations se produisent librement, faute de quel cas (l'état de contrainte résultant dans diverses sections se trouve modifié. Par ailleurs, si ces déformations sont gênées dans certaines liaisons, il en résulte des désordres entraînant la fissuration de ces liaisons et par conséquent, la structure prise dans son ensemble ne travaille plus conformément aux calculs qui lui sont couplés. C'est pourquoi, dans notre projet, les pontes précontraintes seront posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettant la liberté des déformations et déplacements d'appuis.

X.2. flèche et contre-flèche.

X.2.1. flèche due au poids propre. (P.P.)

si g est le P.P. uniformément réparti / ml la flèche due au P.P. est donnée par la formule classique de la R.D.M.

$$f_G = \frac{5g l^4}{384 E I} \quad \begin{array}{l} l = \text{portée} \\ E = E_v = \frac{E_i}{3} = 14 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

X.2.2. flèche due à la précontrainte

soit une poutre précontrainte de portée l , d'inertie I , de module d'élasticité E et M le moment engendré par la précontrainte.

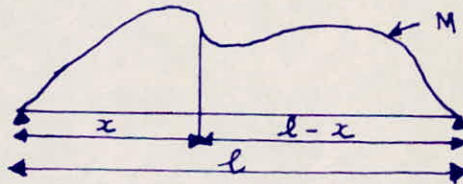


Diagramme des moments.

la flèche à vis-à-vis de la portée est égale à :

$$f_p = \frac{1}{2} \int_0^{l/2} \frac{M}{E I} x \, dx + \frac{1}{2} \int_{l/2}^l \frac{M}{E I} (l-x) \, dx$$

si le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, les 2 intégrales sont égales. On a alors :

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M}{E I} x \, dx$$

la flèche due à la précontrainte est donc à $E I$ près, le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe de référence sur la $1/2$ longueur. Pour une surcharge unilatérale, le principe de calcul de la flèche sous cette surcharge est identique que précédemment.

Remarque: la flèche est comptée positivement vers le bas et négativement vers le haut. la flèche engendrée par la précontrainte est négative et donc dirigée vers le haut. elle est appelée contre-flèche.

X. 3. flèche de construction.

Dans la plupart des cas, la contre-flèche est nettement supérieure à la flèche sous poids propre. et la poutre prend une forme cambrée. Pour éviter cet inconvénient, on donne au fond du coffrage une flèche de construction f_c' vers le bas.

f_c est prise égale à : $f_c = 3/4 (f_p - f_G)$

f_p = flèche sous précontrainte (contre-flèche); f_G = flèche sous poids propre.

X. 4. Rotation d'appuis: β

X. 4. 1. Sous poids propre.

$\beta_G = \frac{g l^3}{24 E I}$ (R.D.M).

X. 4. 2. Sous surcharges.

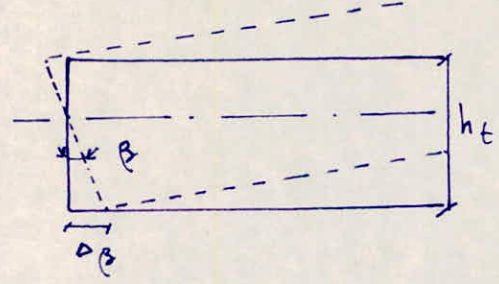
$\beta_Q = \int_0^l \frac{M x}{E I l} dx$; β_Q est à $E I l$ près, le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'ensemble de l'aire limitée par le diagramme des moments et l'axe horizontal de référence si le diagramme des moments est symétrique alors

$\beta_Q = \frac{1}{E I l} \int_0^l \frac{l}{2} M dx = \frac{1}{2 E I} \int_0^l M dx.$

horizontal X. 5. Déplacement d'appuis.

Les déplacements d'appuis sont dus à 4 causes essentielles: rotation des appuis; retrait; fluage; Dilatation.

X. 5. 1. Rotation d'appuis.



Le déplacement correspondant à une rotation β sera approximativement sur chaque appui égal à:

$\Delta_\beta = \beta \times \frac{h}{2}$

X. 5. 2. Retrait

$\Delta_r = \epsilon_r \frac{l}{2}$ $l =$ portée

X. 5. 3. fluage: Δ_f

$$\Delta_f = \frac{l}{2} \times \frac{\sigma'_m}{E_v}$$

l : portée ; E_v = module d'élasticité différé

σ'_m = contrainte de compression moyenne du béton sur la fibre inférieure des contraintes au milieu (σ'_m) et celle à l'appui (σ'_a)

σ'_a et σ'_m sont à leur tour, la moyenne des contraintes de compression du béton sur la fibre inférieure d'une part en service et d'autre part à la mise en tension.

X. 5. 4 Dilatation

$$\Delta_e = \pm \frac{l}{10000} \quad l = \text{portée}$$

X. 6 Application au projet.X. 6. 1 flèche et contre-flèche.X. 6. 1. 1. flèche due au poids-propre.

$$E = E_v = \frac{1}{3} E_i = 14 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2 ; g = 3,17 \text{ t/ml} ; \bar{i} = 0,2 \text{ m}^4 ; l = 25 \text{ m}$$

$$= 14 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$$

$$f_G = \frac{5 g l^4}{384 E \bar{i}} = \frac{5 \times 3,17 \times 10^3 \times (25)^4}{384 \times 14 \cdot 10^8 \times 0,2} = 0,0576 \text{ m}$$

$$f_G = 5,76 \text{ cm}$$

X. 6. 1. 2. flèche due à la précontrainte. (contre-flèche)

* Tracé du diagramme des moments des précontraintes.

la contrainte initiale dans les fils à la section médiane est $13064,14 \text{ kg/cm}^2$ (cft tableau de mise en tension)

$$\Sigma \Delta \sigma_d = 1919,84 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{cft calcul des fers})$$

la contrainte de service : $13064,14 - 1919,84 = 11144,3 \text{ kg/cm}^2$

la contrainte moyenne σ'_m à prendre est :

$$\sigma'_m = \frac{13064,14 + 11144,3}{2} = 12104,22 \text{ kg/cm}^2$$

la précontrainte par câble est : $12104,22 \times 9,73 = 117774 \text{ kg/cm}^2$

la précontrainte dans une section est $N = \Sigma N_i \cos \alpha_i$

• section milieu : $N = 117774 \times 4 = 471096 \text{ kg}$

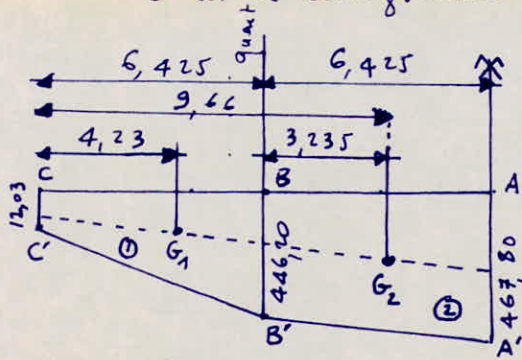
• section à l/4 : $N = 117774 \times 3,988 = 469682,71 \text{ kg}$

• section d'about : $N = 117774 \times 1,934 = 227744,92 \text{ kg}$

Connaissant e_i (excentricité) au niveau de la section $i \Rightarrow M_i = N_i e_i$

Sections	N (t)	e (m)	$M_N = N e$
Milieu	471,10	-0,993	-467,80
quart	469,68	-0,95	-446,20
about	227,77	-0,0528	-12,03

D'où le diagramme des moments est le suivant:



* Calcul des moments statiques des 2 trapèzes.

Le centre de gravité x_G d'un trapèze, de hauteur h , de grande base B et de petite base b est :

$$x_G = \frac{h}{3} \times \frac{2B + b}{B + b}$$

Aire	aire Trapèze (t.m ²)	x_{Gi} (m)	moment statique par rapport à $C C'$ (t.m ³)
$C B B' C'$	$\frac{446,2 + 12,03}{2} \times 6,425 = 1472$	$\frac{2 \times 446,2 + 12,03}{446,2 + 12,03} \times \frac{6,425}{3} = 4,23$	$-1448,066 \times 4,23 = -6222,3$
$B A A' B'$	$\frac{467,8 + 446,2}{2} \times 6,425 = 2936,225$	$\frac{2 \times 467,8 + 446,2}{467,8 + 446,2} \times \frac{6,425 + 6,425}{3} = 9,66$	$-2936,225 \times 9,66 = -28363,93$
		$\int_0^{l/2} M x dx =$	$\Sigma = -34586,23$

la flèche f_p due à la précontrainte est donc:

$$f_p = \frac{1}{E I} \int_0^{l/2} M x dx = - \frac{34586,23}{E I} = \frac{34586,23}{1410^5 \times 0,2} = -0,123 m$$

$$f_p = -12,30 \text{ cm} = \text{coute-flèche.}$$

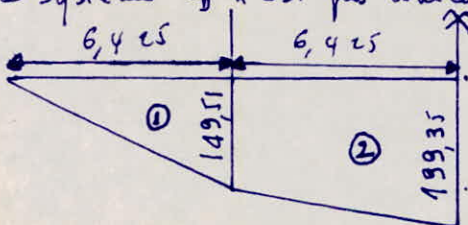
̄. 6. 2. flèche de construction

$$f_c = -3/4 (f_p - f_G) = 3/4 (12,30 - 5,76) = 4,905 \text{ cm}$$

$$f_c = 5 \text{ cm}$$

̄. 6. 3 flèche due à la surcharge C_D

le système C_D n'est pas linéaire, le principe de calcul est identique que précédent.



$$x_{G1} = 2/3 \times 6,425 = 4,28 \text{ m}$$

$$x_{G2} = \frac{2 \times 199,35 + 149,51}{199,35 + 149,51} \times \frac{6,425}{2} + 6,425 = 9,79 \text{ m}$$

Les aires.

$$A_1 = 1/2 \times 6,425 \times 149,51 = 480,3 \text{ t.m}^2$$

$$A_2 = \frac{199,35 + 149,51}{2} \times 6,425 = 1120,71 \text{ t.m}^2$$

* Moment statique : S

$$S = S_1 + S_2$$

$$S_1 = A_1 \times x_{G_1} = 480,3 \times 4,28 = 2055,69 \text{ tm}^3$$

$$S_2 = A_2 \times x_{G_2} = 1120,71 \times 9,79 = 10971,78 \text{ tm}^3$$

$$S = S_1 + S_2 = 13027,47 \text{ tm}^3$$

$$f_{c_0} = \frac{1}{EI} \int_0^{l/2} M u \, dx = \frac{13027,47}{EI} = \frac{13027,47}{14 \times 10^5 \times 9,2} = 0,0465 \text{ m}$$

$$f_{c_0} = 4,65 \text{ cm.}$$

• Nous avons en définitive :

• en service à vide :

$$f = f_p + f_G + f_c = -12,30 + 5,76 + 5 = -1,54 \text{ cm}$$

$$f = -1,54 \text{ cm}$$

• en service en charge :

$$f = f_p + f_G + f_c + f_{c_0} = -1,54 + 4,65 = 3,11 \text{ cm}$$

$$f = 3,11 \text{ cm.}$$

X.6.4 Rotation des appuis. β

* sous poids-propre : β_G

$$\beta_G = \frac{g l^3}{24 EI} = \frac{3170 \times (25)^3}{24 \times 14 \times 10^8 \times 9,2} = 0,0074 \text{ rd}$$

$$\beta_G = 0,0074 \text{ rd}$$

* sous précontrainte

$$\beta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^l M \, dx$$

$\int_0^l M \, dx$ représente l'aire délimitée par le diagramme des moments sous précontrainte et l'axe horizontal de référence sur tout le long de la poutre. D'où

$$\int_0^l M \, dx = 2 (-1472 - 2936,225) = -2 \times 4408,225 \text{ tm}^2$$

$$\text{D'où } \beta_p = - \frac{2 \times 4408,225}{2 \times EI} = - \frac{4408,225}{14 \times 10^5 \times 9,2} = -0,0157 \text{ rd}$$

$$\beta_p = -0,0157$$

* sous surcharge c_D

$$\beta_{cD} = \frac{1}{EI} \int_0^l M dx = \frac{1}{2EI} (A_1 + A_2) \times 2 \Rightarrow \beta_{cD} = \frac{1601}{14 \cdot 10^5 \times 0,2} = 0,0057 \text{ rd}$$

$$\beta_{cD} = 0,0057 \text{ rd}$$

En définitive nous avons:

• en service à vide: $\beta = \beta_G + \beta_P = 0,0074 - 0,0157 = -0,0083 \text{ rd}$

• en service en charge: $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_{cD} = -0,0083 + 0,0057 = -0,0026 \text{ rd}$

X. 6.5 Déplacement d'appuis (souffle)

* Déplacement dû à la rotation

$$\Delta \beta = -\beta \times \frac{h}{2} = -0,0083 \times \frac{1,3}{2} = -0,0053 \text{ m}$$

* Déplacement dû au retrait

$$\Delta r = -\epsilon_r \frac{l}{2} = -1,88 \cdot 10^{-4} \times 12,5 = -0,0024 \text{ m}$$

* Déplacement dû au fluage.

Récapitulation des contraintes de compression du béton sur la fibre inférieure:

- à $l/2$
- à l'about

- en service :	91,14 kg/cm ²	-----	14,72 kg/cm ²
- à la mise en tension:	110,65 kg/cm ²	-----	-0,74 kg/cm ²
- Moyenne :	100,89 "	-----	6,99 "

La valeur moyenne de la contrainte de compression du béton sur la fibre inférieure est:

$$\sigma_m' = \frac{100,89 + 6,99}{2} = 53,94 \text{ kg/cm}^2$$

Le déplacement dû au fluage sur un appui est donc:

$$\Delta_f = -\frac{l}{2} \times \frac{\sigma_m'}{E} = -12,5 \times \frac{53,94}{14 \cdot 10^4} = -0,0048 \text{ m}$$

$$\Delta_f = -0,0048 \text{ m}$$

* Déplacement dû à la variation de la température.

$$\Delta_t = \pm 2,5 \cdot 10^{-4} l = \pm 2,5 \cdot 10^{-4} \times 25 = \pm 0,00625 \text{ m}$$

D'où le déplacement total est:

$$\Delta_{\max} = -(0,0053 + 0,0024 + 0,0048 + 0,00625) = -0,019 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta_{\max} = -20 \text{ mm} = \text{souffle max}$$

$$\Delta_{\min} = +6,25 \text{ mm}$$

XI/ CALCUL DES JOINTS DE CHAUSSEE

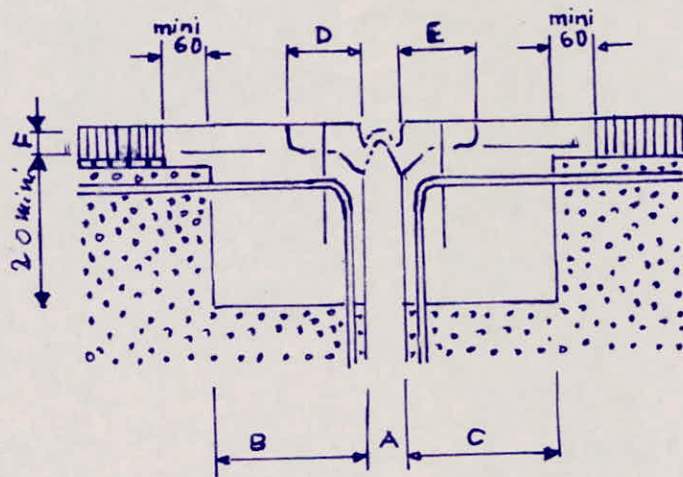
XI. 1. Rôle des joints

Les joints sont réalisés pour assurer la continuité de circulation de surface entre 2 éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet de écarts de température, aux retraits différents, et aux rotations.

XI. 2. choix du joint.

D'après le calcul de déformations, le soufflé max est 20 mm et le soufflé min est 6,25 mm.
La fiche technique FREYSSINET International donne des joints F.I et Monobloc en fonction du soufflé.
Nous optons pour le joint monobloc 50 dont les caractéristiques sont les suivantes.

"JOINT MONOBLOC"



Toutes les côtes sont en mm

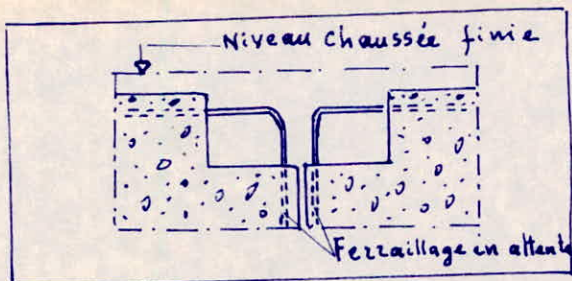
A		B	C	D	E	F
min	max					
20	70	200	200	100	100	30

Le diamètre du dispositif de fixation est de $\phi = 16$

XI. 3. Description et mode de Pose

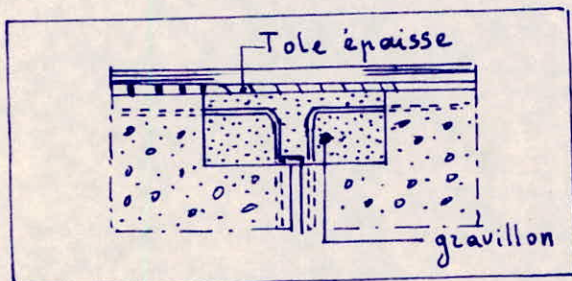
- le joint monobloc (soufflé de 0 ÷ 50 mm) est constitué d'un fil en élastomère monté et vulcanisé entre 2 supports en acier ou aluminium.

MODE DE POSE



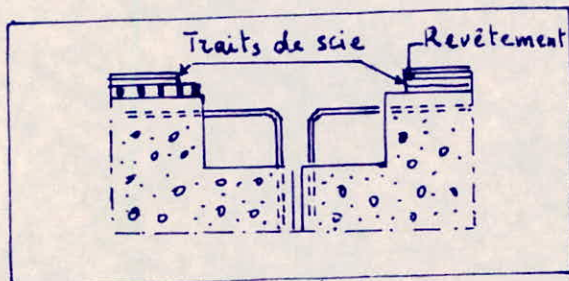
● Exécution des feillures :

Des réserves en forme de feillures sont ménagées pour toute la longueur du tablier au cours de la construction de l'ouvrage.



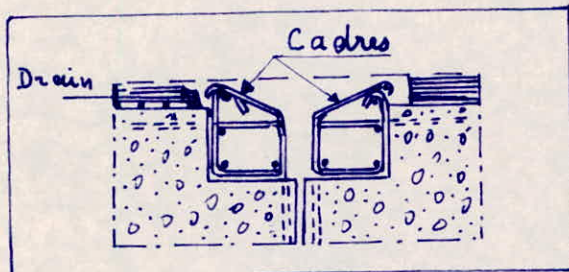
● Protection des feillures et exécution du Revêtement.

Les feillures sont remplies de gravillons et protégées par une tôle épaisse. L'étanchéité et le revêtement peuvent ensuite être exécutés en continu.



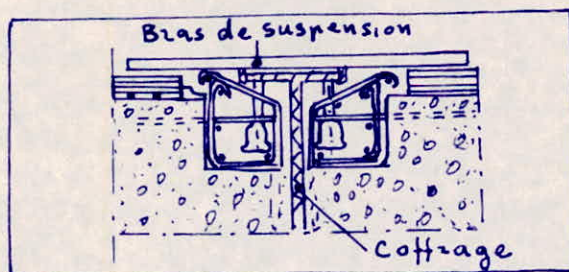
● Sciage du revêtement et nettoyage des feillures

Le revêtement et l'étanchéité sont tranchés de part et d'autre des feillures. Les feillures sont ensuite dégagées et nettoyées proprement.



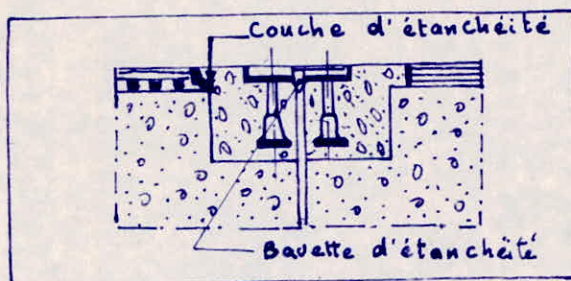
● Pose du drain et ferraillage.

Un drain peut être mis en place le long du la dévers de l'étanchéité de l'ouvrage. Le ferraillage des feillures est réalisé par des cadres en acier doux et des filants. Puis on réalise un coffrage en polystyrène expansé et contreplaqué qui sera élevé.



● Règlage du joint et bétonnage

Le joint muni de son dispositif de fixation est mis en place dans les feillures élément par élément. Le béton de scellement est coulé dans les feillures de part et d'autre du coffrage. Il est soigneusement vibré.



● Pose de Bavette et serrage des fixations

Après durcissement du béton, une bavette de récupération des eaux peut être mise en place dans l'ouverture du joint et fixée entre le joint et son assise. On procède ensuite au serrage définitif des fixations à la clef dynamométrique.

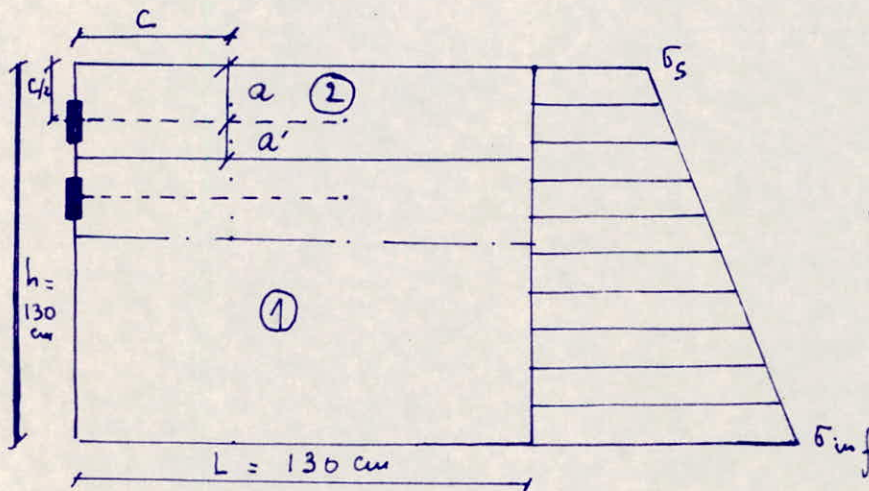
XII

ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

XII.1 Introduction

Au niveau de la zone d'about, la précontrainte n'a son plein effet qu'à une certaine distance de son point d'application. Cette distance est appelée zone de régularisation. Cette zone est le siège des effets complexes.

XII.2. Détermination des effets.



- ① = Prisme associé à l'ancrage
 ② = Prisme associé à l'ancrage 1
 a, a' = Distances de l'ancrage au bord qui lui est associé 2
 L = zone de régularisation des contraintes égale à la hauteur de la poutre

XII.2.1 effort de surface T_s

Cet effort est donné par la théorie de Mr. Guyon

$$T_s = \left[0,04 + 0,2 \left| \frac{a-a'}{a+a'} \right|^3 \right] \cdot F \quad F = \text{Précontrainte utile du câble}$$

Pour un ancrage incliné comme le nôtre F sera majorée de 10%

XII.2.2. Effort d'éclatement

A adopter les notations suivantes:

- a_1 = largeur de l'ancrage
- $2a$ = largeur du prisme fictif avec $a < a'$
si $a > a'$ ⇒ Prendre $2a'$
- K = coef de réduction
- F = force utile du câble
- S = surface du prisme fictif.
- μ = contrainte moyenne d'éclatement
- $\sigma_{y \max}$ = contrainte max d'éclatement

Posons

$$\gamma = \frac{a_1}{2a}$$

$$\sigma_{y \max} = 0,65 \mu (1-\gamma) \text{ en kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{F}{S}$$

$$K = 1 - \left(\frac{8}{\sigma_{y \max}} \right)^2$$

T_e est évalué à partir de la règle des prismes symétriques (prisme fictif)

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

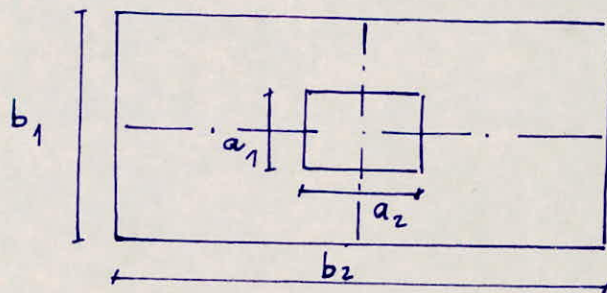
XII. 2.3. Contrainte max sous l'ancrage.

Le nouveau règlement de précontrainte propose d'admettre la contrainte suivante.

$$\bar{\sigma}'_{lim} = \frac{1}{1,6} \sigma'_j K$$

K est un coef défini comme suit:

$$K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$



Vue en Plan du Prisme i associée à l'ancrage i

XII. 3. Application au Projet.

la précontrainte par câble est $F = 121945,63 \text{ kg}$

F majorée de 10% $\Rightarrow 1,1F = 1,1 \times 121945,63 = 134140,20 \text{ kg}$

soit $F = 134,14 \text{ t}$

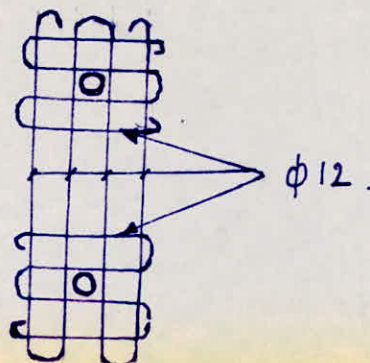
XII. 3.1. Effort de surface. T_s

T_s est calculé sous forme du tableau suivant.

Prisme	a (cm)	a' (cm)	F (t)	$0,04F$	$0,2 \left \frac{a-a'}{a+a'} \right F$	T_s
2	13,3	16,5	134,14	5,37	0,033	5,40
1	16,5	83,7	134,14	5,37	8,14	13,51

D'où $T_s^{max} = 13,51 \text{ t}$; $\bar{\sigma}_a = 2/3 \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A = \frac{T_s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{13,516^3}{2800} = 4,82$

$A = 4,82$. Nous adoptons au droit des ancrages ① et ② une frette en $\phi 12$ constituée de 4 branches. soit $4 \phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$



XII 3.2. effort d'éclatement T_e

Les dimensions à prendre en compte :

- Pour le Prisme i sont : $2a \times a$
- Plaque d'ancrage : $a_1 \times a_2 = 24 \times 24$

Prisme	Largeur du Prisme Symétrique $\frac{2a}{2}$	Section du Prisme Symétrique $A = 2a \times a$ (cm ²)	$\gamma = \frac{a_1}{2a}$	$\frac{F}{3} (1-\gamma)$ (t)	$\mu = \frac{F}{\beta}$ kg/cm ²	$\sigma_{y \max} = 0,65 \mu (1-\gamma)$	$\kappa = \frac{1}{1 - \left(\frac{8}{\sigma_{y \max}}\right)^2}$	$T_e = \frac{F}{3} (1-\gamma) \kappa$ (t)
2	0,206	353,78	0,902	4,38	379,16	24,15	0,89	3,90
1	0,33	544,5	0,727	12,20	246,35	43,71	0,966	11,79

$$T_{e \max} = 11,79 \text{ t} \text{ d'ici } A = \frac{11,79 \times 10^3}{2800} = 4,21 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \phi 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Nous devons prévoir des armatures pour reprendre la poussée au vide.

$$\bar{w} = 0,320$$

$$B_a = 32 \times 130 = 4160 \text{ cm}^2$$

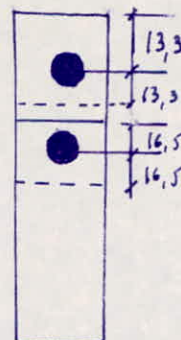
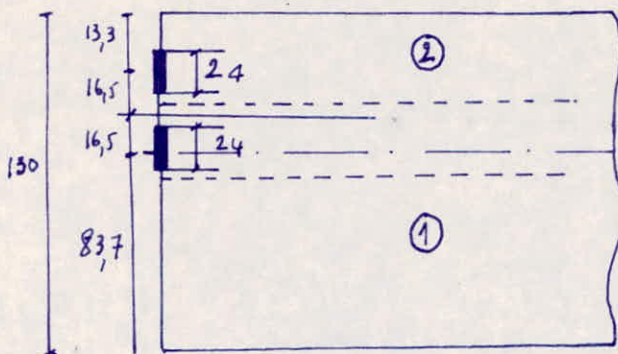
$$A_t = \frac{0,3}{100} \times 4160 = 12,48 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \phi 14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

XII Vérification des contraintes.

La plaque d'ancrage est circulaire. son diamètre est $\phi = 24 \text{ cm}$.
Le diamètre de la gaine des armatures est $\phi = 6,6 \text{ cm} \Rightarrow$ la section nette de la plaque d'ancrage est :

$$S = \frac{\pi}{4} (24^2 - 6,6^2) = 418,18 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{Liu}} = \frac{1}{1,6} \sigma'_d \kappa \quad (\text{Proposé par le nouveau règlement})$$



• calcul du coef K

• K associé au Prisme 2

$$a_1 = a_2 = 0,88 \phi = 0,88 \times 24 = 21,12 \text{ cm}$$

$$b_1 = 32 \text{ cm}$$

$$b_2 = 2a = 13,3 \times 2 = 26,6 \text{ cm}$$

$$K_2 = 1 + \left(3 - \frac{21,12}{32} - \frac{21,12}{26,6} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{21,12}{32} \right) \left(1 - \frac{21,12}{26,6} \right)} = 1,41$$

$$K_2 = 1,41$$

• K associé au Prisme 1

$$a_1 = a_2 = 21,12$$

$$b_1 = 32$$

$$b_2 = 2a = 16,5 \times 2 = 33$$

$$K_1 = 1 + \left(3 - \frac{21,12}{32} - \frac{21,12}{33} \right) \sqrt{\left(1 - \frac{21,12}{32} \right) \left(1 - \frac{21,12}{33} \right)} = 1,59$$

$$K_1 = 1,59$$

• Vérfications

$$\sigma'_1 = \sigma'_2 = \frac{F}{S} = \frac{134,14 \times 10^3}{418,18} = 265,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_1 = \frac{1}{1,6} \sigma'_j K_1 = \frac{1}{1,6} \times 400 \times 1,59 = 397,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_2 = \frac{1}{1,6} \sigma'_j K_2 = \frac{1}{1,6} \times 400 \times 1,41 = 352,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où } \sigma'_1 < \bar{\sigma}'_1$$

$$\sigma'_2 < \bar{\sigma}'_2$$

XIII ETUDE DES ENTRETOISES D'ABOUT

XIII-1 Rôle de l'entretoise d'about

Les entretoises d'about mécaniques pour ancrer les poutres à la torsion. Mais leur rôle principal est de servir d'assise aux verins de soulèvement du tablier dans l'éventualité du remplacement d'un appareil d'appui rompu.

À l'apparition d'un séisme ou sous les forces de freinage, les appareils d'appuis sont les premiers à encaisser une part notable d'efforts avant de les transmettre aux autres éléments de l'infrastructure. Etant sujet à la rupture, il importe de prévoir leur remplacement.

L'entretoise d'about est une poutre rectangulaire, dont l'épaisseur est choisie supérieure à celle de l'âme de la poutre en béton précontraint et dont la hauteur est égale sensiblement à celle de l'âme de cette même poutre. Les parties centrales entre poutres seront coulées sur place tandis que leurs parties d'appui sont préfabriquées avec l'about de la poutre.

L'entretoise d'about sera calculée donc comme une poutre continue dont les appuis seront les verins et chargée par la moitié du poids du tablier ainsi que le poids propre de l'entretoise.

XIII-2 Choix du type de verins, leur nombre et leur disposition

Le nombre de verins de la capacité choisies doivent pouvoir soulever la moitié du poids du tablier (verins au niveau d'une entretoise)

x) Evaluation du poids de la moitié de la travée :

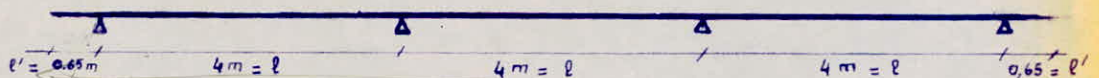
- poids de la superstructure et du haubertis $13,3 \times 0,998 \times 12,5 = 164,25 \text{ t}$
- poids propre de l'entretoise $2,5 \times 13,3 \times 0,755 \times 0,4 = 10,04 \text{ t}$
- poids des 8 demi-poutres $2,5 \times 0,4819 \times 12,5 \times 8 = 120,475 \text{ t}$

$$G = 294,77 \text{ t}$$

Nous choisissons 4 Verins du type SICET, de charge admissible de 100t pour chaque verin.

Ces verins seront disposés sous l'entretoise de manière à ne pas gêner les appareils d'appuis et de ne pas créer un effet de console aux parties extrêmes de l'entretoise lors du soulèvement.

Nous adoptons la disposition suivante qui nous paraît la plus appropriée.



XIII-3 CALCUL DES EFFORTS

Nous envisagerons successivement les charges uniformément réparties et les charges concentrées communiquées par les poutres et trottoirs. Les effets seront ensuite cumulés.

3-1 Charges uniformément réparties

elles s'énumèrent comme suit :

- *1) poids propre par mètre linéaire de l'entretoise $\frac{2,5 \times 0,4 \times 0,755 \times 1,58 \times 7}{13,3} = 0,785 \text{ t/m}$
- *2) poids par mètre linéaire du haubertis $0,85 \times 2,5 \times 12,5^{13,3} = 7,812$
- * " " " " du revêtement $2,2 \times 0,08 \times 12,5 = 2,2$

$$P = 10,8 \text{ t/m}$$

a) Calcul des moments flechissants

appliquons la formule des 3 moments (CLAPEYRON)

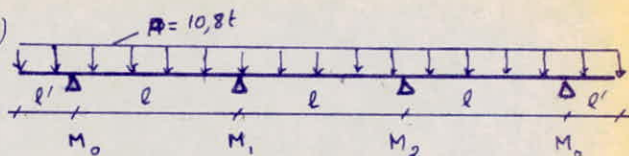
a la poutre continue.

.) aux 2 premières travées, on tire

$$4M_1 + M_2 = \frac{P}{2} (l^2 - l'^2) - M_0$$

.) à la travée du milieu et la travée suivante

$$4M_2 + M_1 = \frac{P}{2} (l^2 - l'^2) - M_0 \quad \text{avec } M_0 = -\frac{Pl'^2}{2}$$



la résolution du système donne $M_1 = M_2 = -16,367 \text{ t.m}$
 $M_0 = -2,282 \text{ t.m}$

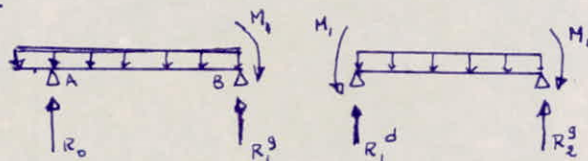
b) Calcul des réactions d'appuis

$$R_1^d = R_2^s = \frac{Pl}{2} = \frac{10,8 \times 4}{2} = 21,6 \text{ t}$$

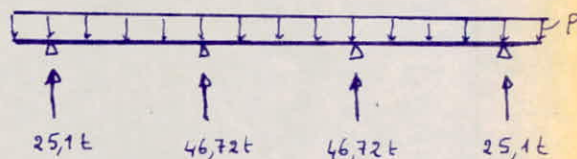
$$\sum M/B = 0 \quad R_0 = \frac{P(l+l')^2 - M_1}{l}$$

$$R_0 = 25,1 \text{ t}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_1^s = 25,12 \text{ t}$$



en tenant compte des symétries, on obtient le diagramme de réaction ci-contre



3-2 Efforts sous les charges concentrées

Les charges proviennent de:

* poids de la demi-poutre $25 \times 0,4819 \times 2,5 = 15,06 \text{ t} = P$

* trottoir + caniche + glissière ramené à une charge concentrée = 21,96 t

À l'extrémité de l'entretoise, seront disposées le cumul du poids de la demi-poutre et celle du trottoir et accessoires soit $P' = 15,06 + 21,96 = 37 \text{ t}$

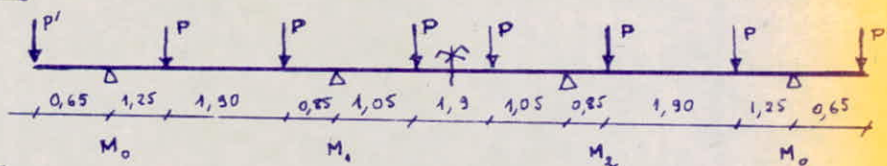
a) Calcul des moments flechissants

la formule des 3 moments appliquées successivement aux 2 premières travées ensuite

à la travée commune et extrêmes

donnent les moments flechissants : $M_1 = M_2 = -4,374 \text{ t.m}$

$$M_0 = -24,05 \text{ t.m}$$



b) Calcul des réactions

en procédant comme pour les charges réparties, on obtient $R_0 = 55,5 \text{ t}$ et aux appuis intermédiaires $R_1 = R_2 = 26,71 \text{ t}$

3-3 Cumul des efforts

* les réactions d'appuis

.) appuis extrêmes : $R = 80,6 < 100 \text{ t}$

.) appuis intermédiaires : $R = 73,3 \text{ t} < 100 \text{ t}$

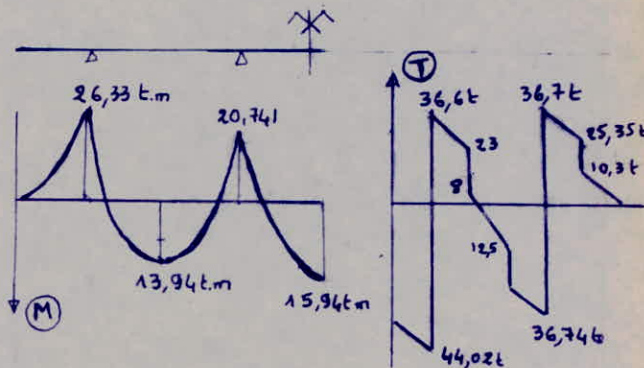
les réactions d'appuis ne dépassent pas la capacité de soulèvement des vérins (100t) notre choix était donc adéquat.

x) Efforts tranchants et moments flechissants
Les diagrammes des efforts pont

Les moments flechissants maximaux

à l'appui : 26,33 t.m
en travée : 15,94 t.m

L'effort tranchant maximal a lieu
sous les appuis extremes et vaut
 $T_{max} = 44,02 t$.



XIII-4 FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE

4-1 Ferrailage longitudinal

nous ferrailurons avec les moments maximaux trouvés à l'appui et en travée.
Le calcul des sections d'acier se fera avec les abaques de P. CHARON.

* en travée :

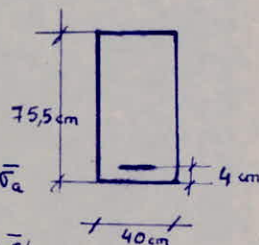
$$M = 15,94 \text{ t.m} \quad \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0374 \Rightarrow \epsilon = 0,9172$$

$$d'où \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 8,22 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5 \phi 16 \text{ HA } (A = 10,05 \text{ cm}^2)$$

.) vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,332 \Rightarrow \epsilon = 0,9101 \quad k = 40,6 \Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A} = 2308 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 56,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



.) vérification à la fissuration

La fissuration est non préjudiciable : $K = 1,5 \times 10^6$; $\bar{\omega}_f = \frac{A}{b \cdot d} = 0,03$

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{m}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 3585 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{m}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\sigma_2 = 2545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3585 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{fissuration vérifiée donc}$$

* à l'appui

$$M = 26,33 \text{ t.m} \quad \mu = 0,07 \Rightarrow \epsilon = 0,8913 \quad k = 31 \Rightarrow A = 14,98 \text{ cm}^2$$

nous prenons $5 \phi 20 \text{ HA } (A = 15,7 \text{ cm}^2)$

.) Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,519 \Rightarrow \epsilon = 0,890 \quad k = 31,2 \Rightarrow \sigma_a = 2672 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 89,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

.) vérification à la fissuration

$$\sigma_1 = 3949,6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 2276 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_1 > \bar{\sigma}_a \text{ donc fissuration vérifiée.}$$

4.2 Ferrailage transversal

La contrainte de cisaillement max est $\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{44 \times 10^3 \times 8}{40 \times 7 \times 7,5} = 17,58 \text{ kg/cm}^2$

.) Contrainte de cisaillement admissible

au niveau de l'appui extreme $\sigma'_b = 89,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$

le cisaillement est donc bien vérifié

Comme armature transversale un double-cadre $\phi 10$ soit $A_L = 3,14 \text{ cm}^2$

.) espacement des armatures t

$$t \leq \frac{A_L \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_{max}}$$

numériquement

$$t \leq 13,8 \text{ cm}$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} \quad \text{avec } \rho_{at} = \frac{2}{3} \text{ car il y a reprise de bétonnage}$$

$$\sigma_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = \frac{7}{8} h$$

nous prendrons $t = 13 \text{ cm}$ aux niveau des appuis, et en travée, où l'effort tranchant diminue sensiblement nous fixerons t à 20 cm .

4-3 VERIFICATIONS

4-3-1 Condition de non fragilité

$$A > A_{min} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \frac{7,5}{4200} \times 40 \times 71,5 = 3,53 \text{ cm}^2$$

Les sections d'aciers choisies sont nettement supérieures à A_{min} .

4-3-2 Justification à l'about

Nous devons vérifier que la section d'acier en travée satisfait à

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

numériquement

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 15,7 \times 2800 = 43,96 \text{ t}$$

$$T + \frac{M}{z} = 44 - \frac{26,332 \times 8}{7 \times 0,715} = 1,91 \text{ t}$$

$$M \text{ pris en valeur algébrique} = -26,332 \text{ t.m}$$

$$T = 44 \text{ t}$$

$$A = 15,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{nous avons bien } A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$$

4-3-3 Adherence

La contrainte d'adhérence bien que

$$\bar{\sigma} = \frac{T}{m \cdot p \cdot z}$$

$p = \phi \cdot \pi$ périmètre utile des barres

$m =$ nombre de barres

$$T = 37 \text{ t}$$

$$m = 5$$

$$p = 2 \times 3,14 = 6,28 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot 71,5 = 62,56 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{37 \times 10^3}{5 \times 6,28 \times 62,56} = 18,82 \text{ kg/cm}^2$$

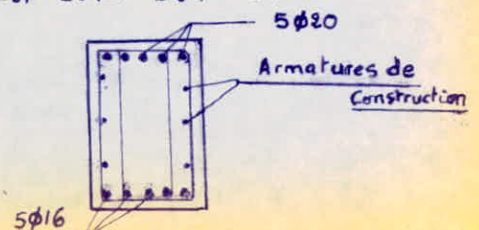
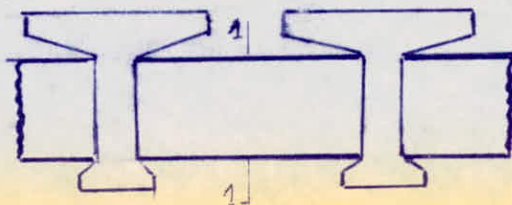
.) Contrainte admissible d'adhérence vis-à-vis de l'entraînement des barres

$$\bar{\sigma}_e = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 7,5 = 22,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\psi_d = 1,5 \text{ coef. de placement})$$

.) Contrainte admissible d'adhérence vis-à-vis de l'encrage

$$\bar{\sigma}_a = 1,25 (1,50)^2 \times 7,5 = 21,1 \text{ kg/cm}^2$$

L'ancrage et le non entraînement des armatures est donc bien assuré.



C/ INFRASTRUCTURE

I/

PROBLÈME DU SEÏSME

I-1 EFFETS DES SEISMES SUR LES PONTS

Jusqu'à dans les dernières décennies, les effets des séismes sur les ponts ont été rarement traités dans la littérature spécialisée internationale. Les ponts sont généralement considérés comme des structures peu vulnérables aux effets des séismes. Mais l'ampleur des dégâts lors d'apparition de séismes majeurs dans les zones dont l'infrastructure routière est assez dense de certains pays (Etats-Unis, Japon, Nouvelle Zélande) plaide pour plus d'attention aux phénomènes sismiques.

Notre pays étant malheureusement sujet aux séismes, il s'avère impératif d'accorder l'attention voulue aux effets de ce phénomène lors de l'étude des ouvrages d'art.

Le règlement C.P.C. spécifie que le pont doit résister aux effets du séisme et ajoute que les accélérations sismiques à prendre en compte sont données par le C.P.S (Cahier de Prescriptions Spéciales) de la Société Reclutrice de l'ouvrage. Ainsi d'une entreprise à une autre, ces accélérations sismiques sont évaluées souvent différemment faute de référence adéquate.

I-2 DEGATS OCCASIONNÉS PAR UN SEÏSME MAJEUR

Les ponts présentant cette caractéristique de reposer sur des appuis qui peuvent se déplacer différemment lors des secousses, fait que la cause principale des dégâts constatés provient de la possibilité des ponts aux mouvements différentiels longitudinaux, latéraux et verticaux des piles et des culées. Les dommages diffèrent selon les éléments d'ouvrages :

*) Culée
Les poussées dynamiques des remblais, jointe à l'insuffisance de portance du sol de fondation (comme dans notre cas) a pour effet de faire TASSER, BASCULER et même GLISSER la culée. Des fissures et des ouvertures de joints dans les murs en retour sont observées.

*) Pile
Comme les culées, les piles sont sujettes à tasser et à basculer mais également à se fissurer et à se rompre par traction, par effort tranchant ou encore à s'écraser sous l'effet de la flexion et de la compression provenant de l'accélération verticale (qui est souvent importante dans les secousses telluriques en Algérie)

*) Appuis
Les dégâts se produisent essentiellement aux appuis fixes par déformation et rupture des tiges de scellement, fissuration de la zone d'appui. Les appuis mobiles risquent de ne pas retrouver leur position primitive, voire amener la chute du tablier.

*) Superstructure
Destruction des appareils d'appuis, collision des poutres avec les culées, distorsion horizontale du tablier au niveau des joints. Le dégât majeur étant la chute du tablier.

I-3 METHODES DE CALCUL UTILISÉES

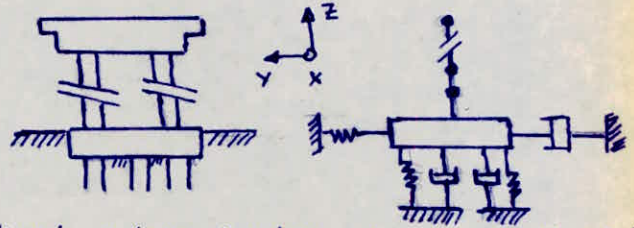
Actuellement, il existe 2 catégories de méthode de calcul des forces sismiques agissant sur les ponts :

- l'analyse dynamique
- l'analyse statique équivalente.

I-3-1 L'analyse dynamique

Elle consiste à présenter le pont sous forme de modèle mathématique en réduisant la structure à un système physique analogue dans lequel les masses réparties sont remplacées par des masses concentrées en un nombre fini de points. On obtient ainsi un nouveau système d'oscillateurs, d'un nombre fini de degré de liberté.

L'analyse dynamique à partir d'un système à plusieurs degrés de liberté est très complexe et nécessite l'application de méthodes matricielles préparées pour l'ordinateur. Des programmes ont été élaborés ces derniers temps. Etant très onéreux, ces programmes ne sont appliqués qu'aux structures importantes et spéciales.



I-3-2 L'analyse statique équivalente

Dans cette analyse, les forces d'inertie agissant sur les structures sont remplacées par des forces statiques, considérées comme équivalentes qui s'ajouteraient éventuellement aux autres charges. Ces forces statiques équivalentes calculées d'après les normes parasismiques sont très inférieures aux forces sismiques réelles produites par un séisme majeur dans la région concernée. C'est un compromis avec le risque et de nature économique. D'autre part, on admet une certaine déformation plastique absorbant la différence entre forces réelles et celle de calcul.

À titre indicatif nous exposerons les normes parasismiques de calcul du Japon et des États-Unis, pays qui sont à l'avant-garde dans le génie parasismique.

a) Norme parasismique japonaise

Le règlement suivant est celui de l'organisation SPECIFICATIONS FOR THE EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF HIGHWAYS BRIDGES de la JAPAN ROAD ASSOCIATION, considéré comme le plus représentatif des normes japonaises.

* Coefficient sismique de calcul

Les forces d'inertie appliquées aux ponts routes sont remplacées par une force statique équivalente égale au produit du poids propre de la construction par un coefficient sismique dépendant de la rigidité du pont pour un pont relativement rigide

$$K_H = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3 \cdot K_0 \quad \text{ou} \quad K_H = \text{coef. sismique horizontal } (\geq 0,10)$$

$K_0 = \text{coef. sismique de référence} = 0,2$

$\gamma_1 = \text{facteur caractérisant la sismicité de la zone}$

$\gamma_2 = \text{facteur caractérisant la nature du sol}$

$\gamma_3 = \text{facteur caractérisant l'importance du pont}$

Le coefficient sismique vertical est supposé égal à la moitié du coef. sismique vertical

$$K_V = 0,5 K_H$$

b) Norme parasismique des États-Unis

Les normes de l'état de CALIFORNIE sont les plus avancées. La réglementation est la suivante

* Force sismique pour un ouvrage fondé sur pieux : $E\Phi = 2,5 K \cdot C \cdot W$

avec $E\Phi = \text{force appliquée au centre de gravité de la structure.}$

Cette force est ensuite distribuée au prorata des rigidités.

$K = \text{coef. numérique représentant l'absorption d'énergie par la structure}$

$C = \text{coef. numérique représentant la rigidité de la structure.}$

$W = \text{poids propre de la construction.}$

II/ APPAREILS D'APPUÏ

Avant de pouvoir déterminer les appareils d'appui, il nous faudrait calculer les charges horizontales et verticales sollicitant l'ensemble de l'ouvrage

II-1 CHARGES SOLLICITANT L'ENSEMBLE DE L'OUVRAGE

II-1-1 CHARGES VERTICALES

Notre pont repose sur une pile et 2 culées. Nous déterminerons les sollicitations verticales (provenant du tablier) en chargeant une travée ou 2 travées.

* Surcharge B_c

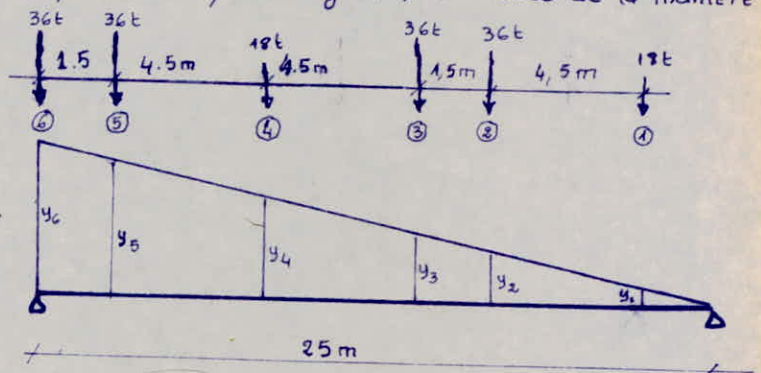
L'effort maximal sur la culée pourra, en chargeant une travée de la manière suivante.

Les ordonnées des coefficients d'influence obtenus sont

$$y_1 = 0,34 \quad y_2 = 0,52 \quad y_3 = 0,58$$

$$y_4 = 0,76 \quad y_5 = 0,96 \quad y_6 = 1$$

La réaction de la culée sera



$$R_0 = 36(y_6 + y_2 + y_3 + y_5) + 18(y_4 + y_1) = 129,96 \text{ t}$$

Sur la pile, la réaction maximale sera obtenue en surcharge 2 travées et en disposant la charge (4), au droit de la pile.

$$\text{La réaction de la pile obtenue est } R_1 = 142,2 \text{ t}$$

On procède de même pour la charge permanente (y compris les entretoises) et les autres surcharges. Les valeurs trouvées sont récapitulées dans le tableau suivant:

Charge et surcharge (t)	G	A(0)	trottoir	B_c	M_{c130}	C_D	Seisme 0,07G
Culée	317,04	142,23	7,65	129,96	106,27	164,28	$\pm 22,19$
pile	634,8	191,68	15,3	142,2	119,9	212,93	$\pm 44,43$

N.B: Les accélérations sismiques verticale et horizontale seront prise respectivement $E_v = 0,07$ et $E_h = 0,1$ conformément aux recommandations du C.P.S

II-1-2 CHARGES HORIZONTALES

1-2-1 le vent

C.P.C Ch. III art. 4

Le vent pousse horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée. Il développe sur toute surface normalement frappée une pression P . Notre pont est situé dans la région II définie par le C.P.C, où la valeur de $P = 0,25 \text{ t/m}^2$.

L'effort horizontal dû au vent est $H_v = 0,25 \times 2 \times 50,75 = 25,375 \text{ t}$

1-2-2 Freinage

C.P.C Ch II Art. 6

Les charges de chaussées A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage. La résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

x) effort de freinage développé par A

$$F_A = \frac{A}{20 + 0,0035S} \cdot S \quad \text{avec } S = \text{surface chargée} = L \times l_0 = 50,75 \times 11,5$$

numériquement $F_A = 17,65 \text{ t}$

$A = 667,2 \text{ kg/m}^2$ pour les 2 travées chargées sur les 3 voies

x) effort de freinage développé par Bc

Un seul camion est supposé freiné et développe une force de freinage égale à son poids :

$$F_{Bc} = 30 \text{ t}$$

Nous retiendrons donc $F_{Bc} = H_{fr} = 30 \text{ t}$

1-2-3 Séisme

coefficient d'accélération horizontale $E_h = 0,10$

C.P.S

La masse oscillante sera le poids entier du tablier (y compris les 4 entretoises)

$$H_s = 0,10 \times 24,56 \times 50,75 + 0,10 \times 10,04 \times 4 = 129 \text{ t}$$

II-1-3 VARIATIONS LINÉAIRES DU TABLIER

Les variations linéaires du tablier développent des sollicitations sur les éléments d'appui. Ces variations linéaires s'énumèrent comme suit :

1-3-1 le retrait

On admettra qu'avant la pose des poutres préfabriquées, 60% du retrait s'est déjà opéré. Le coefficient de retrait est évalué à $E_r = 0,3\%$ d'où

$$\Delta l_r = - \frac{100-60}{100} \times E_r \times L = -0,4 \times 3 \times 10^{-4} \times 50,75 = -4,06 \text{ mm}$$

1-3-2 le fluage

De même que pour le retrait, on a admis que 60% du fluage se sont opérés avant la pose des poutres préfabriquées. Le fluage est évalué à 3 fois la déformation élastique $E_{fl} = 3 E_i = 3 \cdot \sigma'_m / E_b$. σ'_m étant la contrainte moyenne de compression de la fibre neutre du tablier

$$\sigma'_m = 62,107 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{voir calcul de la précontrainte})$$

$$\text{d'où } \Delta l_f = -0,4 \times \frac{3 \times 62,107}{44 \times 10^5} \times 50,75 \times 10^3 = -27,02 \text{ mm}$$

1-3-3 Temperature

$$\Delta l_t = \pm E_{\Delta t} \times L = \pm 3 \times 10^{-4} \times 50,75 \times 10^3 = \pm 15,22 \text{ mm} \quad (E_{\Delta t} \text{ évalué à } 0,3\%)$$

Le total des variations linéaires induit par le retrait, le fluage et le retrait

Allongement $\Delta l_1 = \Delta l_\epsilon = 15,23 \text{ mm}$

raccourcissement $\Delta l_2 = \Delta l_\epsilon + \Delta l_f + \Delta l_r = -46,31 \text{ mm}$

II-2 DETERMINATION DES APPAREILS D'APPUIS

2-1 Reactions dans les axes d'appuis :

Sur la culée, seront disposés 8 appareils d'appui sous les poutres y aboutissant qui devront supporter chacun :

* la charge permanente : $\frac{317,04}{8} = 39,63 \text{ t}$

* la surcharge défavorable (C_0) $\frac{164,28}{8} = 20,53 \text{ t}$

La réaction maximale sur chaque appui est : $R^{\max} = 39,63 + 20,535 = 60,166 \text{ t}$

la réaction minimale $R_{\min} = 39,63 \text{ t}$

2-2 Choix des appareils d'appui

Nous choisissons (pour réserve des vérifications ultérieures) un appareil d'appui $200 \times 400/83-43$ type 5 donné par le catalogue GUMBA de capacité 100t, en élastomère fretté.

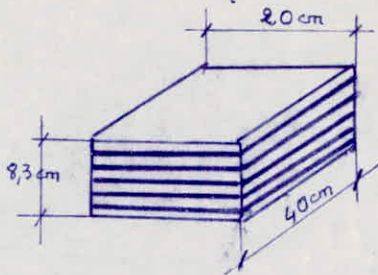
2-3 - Vérification des contraintes normales

L'appui choisi admet une contrainte de $\frac{100 \times 10^3}{a \times b} = \frac{100.000}{20 \times 40} = 125 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_m$

$\sigma_{\max} = \frac{R_{\max}}{a \cdot b} = \frac{60,168 \times 10^3}{20 \times 40} = 75,207 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_m$

$\sigma_{\min} = \frac{R_{\min}}{a \cdot b} = 49,54 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_m$

Les contraintes normales peuvent être reprises par les appuis choisis.



III

REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

III - 1 Calcul des rigidités

La répartition des efforts sera faite en assimilant notre structure à un portique. L'effort horizontal s'appliquant sur le tablier supposé infiniment rigide sera réparti entre les éléments d'appuis (appareils d'appui, pile, culées). Et, ce au prorata de leurs rigidités.

Les rigidités de ces appuis sont calculées à partir des constantes de ressort (ou amortissement) des éléments constituant ces appuis mais définies par

$\delta(H=1)$ = la déformation d'un élément pour un effort horizontal unitaire appelée CONSTANCE de ressort.

$k = H(\delta=1)$: la force pour un déplacement unitaire d'un élément appelé RIGIDITE

La rigidité d'une structure à plusieurs éléments de constante de ressort δ_i est $k = \frac{1}{\sum \delta_i}$

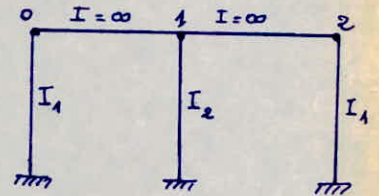
Ainsi la déformation de la pile ou de la culée pour un effort horizontal unitaire

$$\text{est } \delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ou δ_1 = déformation de l'élastomère

δ_2 = déformation des fûts de piles ou voiles de culée

δ_3 = déformation de la fondation.



III - 1 - 1 Déformation de l'élastomère

$$\delta_1 = \frac{T_r}{m \cdot G \cdot A}$$

T_r = hauteur de l'élastomère = 8,3 cm

G = module de cisaillement ($G = 20 \text{ kg/cm}^2$)

$A = a \times b$ = aire de l'élastomère = $20 \times 40 = 800 \text{ cm}^2$

m = nombre d'appareils d'appui

.) Appareil d'appui au niveau de la culée :

$$8 \text{ appareils : } \delta_{10} = \delta_{12} = 0,648 \times 10^{-5} \text{ m}$$

.) Appareil d'appui au niveau de la pile (16 appareils) $\delta_{11} = 0,324 \times 10^{-5} \text{ m}$

III - 1 - 2 Déformation de la culée et de la pile

*.) Les rigidités du voile de la culée est de l'ordre supérieures à celle des fûts de piles. Et pour cela, nous pouvons admettre que la déformation de la culée est nulle (rigidité infinie). soit

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

x.) La déformation d'un fût de la pile s'exprime par $\delta_{21} = \frac{h^3}{3mEI}$

avec I = inertie du fût de la pile = $\frac{b a^3}{12}$ ($b = 2 \text{ m}$, $a = 0,8 \text{ m}$)

E = module d'élasticité du béton : $3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

h = hauteur de la pile = 5,49 m

m = nombre de fûts.



numériquement

$$\delta_{21} = 7,182 \times 10^{-5} \text{ m}$$

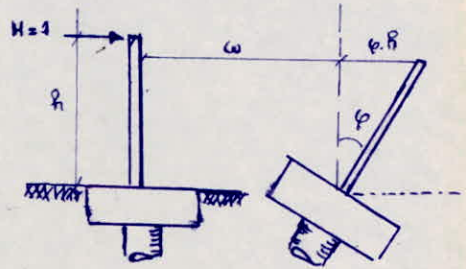
III-1-3 Deformation de la fondation

La déformation de la fondation par une file de pieux est comme le montre la figure ci-contre

$$\delta(H=1) = \omega + \varphi \cdot R$$

où ω est le déplacement en tête de pieu et $\varphi \cdot R$ le déplacement dû à la rotation de la fondation.

Ces déplacements et cette rotation dépendent des caractéristiques de la fondation par pieu, mais aussi de la réaction du sol où les pieux sont plantés. Ces déplacements et rotations tenant compte de la structure et du sol sont aisément évalués à l'aide des Tables de Heinrich WERNER, qui sont publiées dans l'ouvrage "BETON UND STAHLBAU".



Ces déformations en tête de pieu sont données par

$$EI\omega = \frac{X_{\omega H^*}}{\lambda^2} \cdot M^* + X_{\omega P^*} \cdot \frac{P^*}{\lambda^3}$$

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

où P^* est l'effort tranchant en tête de pieu engendré par la charge unitaire $H=1$ pour un pieu d'une perie de "m", pour la semelle de liaison :

$$P^* = \frac{1}{\pi} \text{ en tonne}$$

M^* est le moment fléchissant en tête de pieu engendré par la charge horizontale $H=1$ pour chaque pieu d'une file de m

$$M^* = \frac{1 \cdot R}{\pi} \text{ en tonne-metre}$$

λ est un paramètre dépendant du mode de réaction de sol C_u et des caractéristiques du pieu. Il a pour expression

$$\lambda = \left(\frac{b \cdot C_u}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}}$$

b = diamètre du pieu

C_u = module de réaction sol de fondation

I = inertie du pieu

E = module d'élasticité du béton.

Quant aux coefficients X_{φ} , $X_{\varphi P^*}$, $X_{\omega H^*}$ et $X_{\omega P^*}$, ils sont donnés par les tables de WERNER en fonction du paramètre λ , de la longueur du pieu, du module de réaction du sol C_u , ainsi que la forme de variation de ce module le long du pieu, et enfin du mode d'appui du pied de pieu (libre ou simplement appuyé)

1-3-1 Application au projet

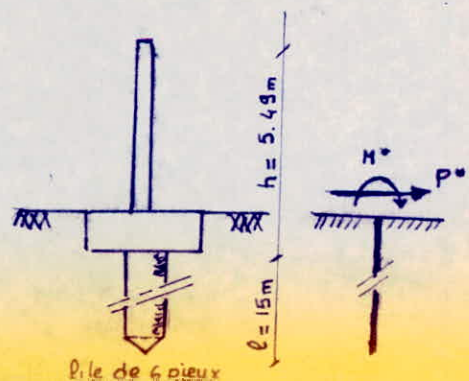
a) déformation de la fondation de la pile

La semelle de fondation s'appuie sur une file de 6 pieux.

Les efforts en tête de pieu sont donc

$$P^* = \frac{H}{6} = \frac{1}{6} = 0,167 \text{ t}$$

$$M^* = \frac{1 \cdot h}{6} = \frac{1 \times 5,49}{6} = 0,915 \text{ t.m}$$



Pile de 6 pieux

Le module de réaction est estimé à $C_u = 6000 \text{ t/m}^3$. Sa variation le long du pieu est prise entre celle d'un sol très aqueux (variation linéaire $C_u(x) = C_u \cdot \frac{x}{l}$ à la profondeur x du sol) et celle d'un sol présentant une réaction moyenne (variation parabolique du module de réaction le long du pieu). Le pied du pieu est supposé libre.

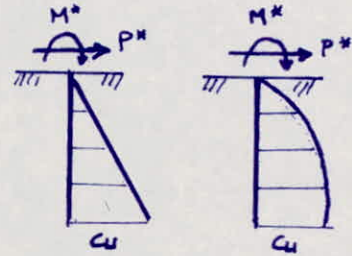
La valeur du paramètre λ est alors

$$\lambda = \left(\frac{b \cdot C_u}{4 E \cdot I} \right)^{1/4}$$

$b = \phi_{\text{pneu}} = 1,20 \text{ m}$

$$I = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} \text{ en } \text{m}^4$$

$$E = 3,45 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$



Variation du module de réaction le long du pieu

numériquement

$$\lambda = 0,267 \text{ m}^{-1}$$

pour $\lambda l = 0,267 \times 15 = 4$ et le cas de variation du module de réaction choisi

les tables de WERNER donnent $X_{\omega_{M^*}} = -1,26$, $X_{\omega_{P^*}} = -1,68$, $X_{\varphi_{M^*}} = 1,54$
 $X_{\varphi_{P^*}} = 1,26$

En calculant avec les formules données précédemment, on obtient

$$\omega = +11,32 \times 10^{-5} \text{ m} \quad \varphi = 3,164 \times 10^{-5}$$

d'où le déplacement de la fondation de la pile $\delta_{21} = \omega + \varphi \cdot h = 38,2 \times 10^{-5} \text{ m}$

b) Deformation de la fondation de la culée

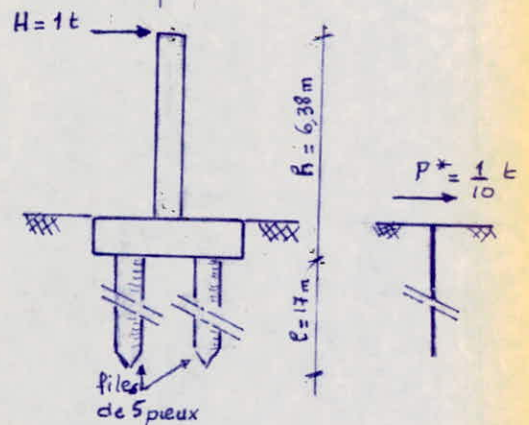
La semelle de liaison est appuyée sur 2 files de 5 pieux, chacune. Et pour ce, on peut considérer que la rotation en tête de pieu est nulle ($\varphi = 0$).

chaque pieu est soumis en tête à l'effort tranchant

$$P^* = \frac{H}{n} = \frac{1}{10} = 0,1 \text{ t}$$

pour une longueur de pieu $l = 17$, et en considérant le même cas de réaction de sol et mode d'appui en pied de pieu que pour la pile, les tables de WERNER donnent

$$\begin{cases} X_{\omega_{M^*}} = -1,79 \\ X_{\omega_{P^*}} = -1,311 \end{cases}, \begin{cases} X_{\varphi_{M^*}} = 1,311 \\ X_{\varphi_{P^*}} = 1,595 \end{cases}$$



La rotation en tête de pieu étant empêchée, on pose $\varphi = 0$ d'où le moment flexionnant développée par la réaction du sol

$$M^* = - \frac{X_{\varphi_{P^*}}}{X_{\varphi_{M^*}}} \cdot \frac{P^*}{\lambda} = - 0,303 \text{ t.m}$$

d'où le déplacement en tête de pieu

$$\omega = \delta_{30} = \delta_{32} = \frac{1}{EI} \left(X_{\omega_{M^*}} \cdot \frac{M^*}{\lambda^2} + X_{\omega_{P^*}} \cdot \frac{P^*}{\lambda^3} \right) = 1,065 \times 10^{-5} \text{ m}$$

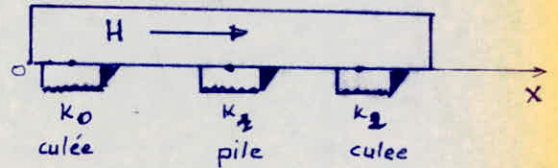
III - 2 REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTALIX

Les efforts horizontaux agissant sur la superstructure seront repartis sur les différents appuis en fonction de leurs rigidités.

ainsi pour chaque appui revient un pourcentage

$$H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

et l'effort sur chaque appui $H_i = H \cdot \frac{K_i}{\sum K_i}$



les rigidités pour les différents étant connues et les charges horizontales, nous récapitulons tous les résultats dans le tableau ci-dessous

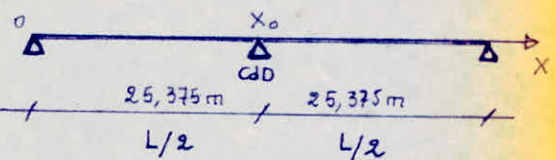
	abscisse x_i (m)	elastomère δ_{1i} ($10^{-5}m$)	pile-culée δ_{2i} ($10^{-5}m$)	fondation δ_{3i} ($10^{-5}m$)	deform. δ_i $10^{-5}m$	rigidité K_i $10^5 m^{-1}$	$k_i \cdot x_i$	H%	freinage $H_{fr.}$ (t)	seisme $H_{sei.}$ (t)
Culée 0	0	0,648	1,03	1,065	1,713	0,583	0	49	14,7	63,21
pile 1	25,375	0,324	7,182	38,2	45,68	0,023	0,584	2	0,6	2,58
Culée 2	50,75	0,648	0	1,065	1,713	0,583	29,587	49	14,7	63,21
Σ						1,189	30,171	100%	30	129

III-2-1 Efforts sur les appuis résultant des variations linéaires du tablier

Les déplacements (raccourcissement ou allongement) du tablier seront comptés à partir du CENTRE DE DEPLACEMENT. Ce dernier est défini comme étant la position de la section du tablier du pont, qui ne subit aucun déplacement.

La position du centre de déplacement est donné par $X_0 = \frac{\sum k_i \cdot x_i}{\sum k_i}$

Dans notre cas $X_0 = \frac{30,171}{1,189} = 25,375m = \frac{L}{2}$



La pile n'est pas affecté par un déplacement linéaire.
La variation linéaire d'un point d'abscisse x_i s'écrit

$$U_{li} = \Delta l_{max} \cdot \frac{x_i}{L}$$

Δl_{max} = déplacement maximal du au fluage, température et retrait. = 46,31 mm

Cette variation linéaire engendre un effort sur l'appui : $H_{v.L} = \frac{m \cdot G \cdot U_{li} \cdot a \cdot b}{T}$
(a, b, T) étant les caractéristiques des appareils d'appui et m leur module T

1) sur la pile : $x_i = 0 \Rightarrow U_{lp} = 0 \Rightarrow H_{v.Lp} = 0$

2) sur la culée :

$$x_i = 25,375m \quad U_{lc} = \frac{\Delta l_{max}}{L} \cdot x_i = \frac{46,31}{50,75} \times 25,375 = 23,15mm \Rightarrow H_{v.L} = 17,85t$$

IV/

VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI

IV-1 Verification au cisaillement

IV-1-1 Sous variation lineaire

mais devons verifier que :

$$\tau_{H_1} = G \operatorname{tg} \delta_1 \leq 0,5 G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \delta_1 \leq 0,5 \text{ avec } \operatorname{tg} \delta_1 = \frac{U}{T}$$

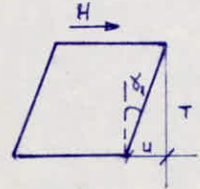
U etant la deformation de l'app. d'appui sous var. lineaire.

Ceci provient du constat experimental que le module de cisaillement G de l'elastomere sous un effort dynamique est le double de celui du meme elastomere sous un effort statique.

Soit numeriquement

.) pour la pile $U_p = 0 \quad \operatorname{tg} \delta_1 = 0 < 0,5$ verifie'

.) pour la culée : $\frac{U_c}{T} = \frac{23,155}{83} = 0,28 < 0,5$ verifie.



$$\operatorname{tg} \delta_1 = \frac{U}{T} \quad \tau_H = \frac{H}{a \cdot b}$$

IV-1-2 Sous variation lineaire + freinage

on verifie $G \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_f}{m \cdot a \cdot b} \leq 0,7 G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_f}{m G \cdot a \cdot b} \leq 0,7$

.) pile : $\frac{U_p}{T} + \frac{H_f}{16 G \cdot a \cdot b} = 0 + \frac{96 \times 10^3}{16 \times 20 \times 20 \times 40} = 0,002 < 0,7$ verifie'

.) culée : $\frac{U_c}{T} + \frac{H_f}{8 G \cdot a \cdot b} = 0,28 + \frac{14,7 \times 10^3}{8 \times 20 \times 20 \times 40} = 0,37 < 0,7$

IV-1-3 Sous variation lineaire + seisme

on doit avoir $\tau_{H_3} = G \cdot \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_s}{m \cdot a \cdot b} \leq 1,33 G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_s}{G \cdot m \cdot a \cdot b} \leq 1,33$

.) pile : $\frac{U_p}{T} + \frac{H_s}{16 G \cdot a \cdot b} = 0 + \frac{36 \cdot 10^3}{16 \times 20^2 \times 40} = 0,01 < 1,33$

.) culée : $\frac{U_c}{T} + \frac{H_s}{8 G \cdot a \cdot b} = 0,28 + \frac{63,21 \times 10^3}{8 \times 20^2 \times 40} = 0,75 < 1,33$

IV-1-4 Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui

Il nous faudrait verifier : $\tau_N + \tau_H + \tau_d \leq \bar{\tau} = 5 G = 500 \text{ t/m}^2$

.) avec τ_N : contrainte due à la charge verticale = $1,5 \frac{\sigma_{\max}}{\beta}$ $\sigma_{\max} = 75,2 \text{ kg/cm}^2$

$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$ = coef. de forme de l'appareil d'appui = ; t = epaisseur du feuillet moyen = 8mm

numerique $\tau_N = \frac{1,5 \times 75,2 \times 2 \times 0,8 \times 60}{20 \times 40} = 135,36 \text{ t/m}^2$

.) $\tau_H = \tau_{H_3}$ contrainte due à la charge horizontale (sous variation lineaire + seisme)

$$\tau_H = G \cdot \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_s}{m \cdot a \cdot b} = 20 \times 0,28 + \frac{63,21 \times 10^3}{8 \times 20 \times 40} = 15,54 \text{ kg/cm}^2 = 155,4 \text{ t/m}^2$$

.) $\bar{\sigma}_d = \frac{1}{2} \frac{a^2}{t^2} \left(\frac{d_T + d_0}{G_m} \right) G$: contrainte due à la rotation d'appui

d_0 = rotation due aux imperfections de l'appareil d'appui, et aux défauts d'exécution ;
pour les tablier en béton préfabriqué, $d_0 = \frac{10}{1000}$ rd

d_T : rotation d'appui calculée (en charge et en service, $d_T = 0,0025$ rd)

m = nombre de feuillet d'élastomère par appareil d'appui = 10

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_d = \frac{1}{2} \frac{40^2}{0,8^2} \left(\frac{0,01 + 0,0025}{10} \right) \times 10 = 156,25 \text{ t/m}^2$$

finalement : $\bar{\sigma}_N + \bar{\sigma}_H + \bar{\sigma}_d = 155,4 + 135,36 + 156,25 = 447 \text{ t/m}^2 < 5G = 500 \text{ t/m}^2$ vérifié

IV-2 Condition de non soulèvement

on vérifie $d_t = \frac{d_T + d_0}{m} \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{G}$

$$d_t = \frac{0,01 + 0,0025}{10} = 1,25 \times 10^{-3} < \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{G} = 0,54 \text{ condition satisfaite}$$

IV-3 Condition de non cheminement et de non glissement

1^{ère} Condition : $\sigma_{\min} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$

Condition satisfaite étant donné que $\sigma_{\min} = 49,54 \text{ kg/cm}^2$ comme l'a montré le calcul.

2^{ème} Condition : $H \leq f \cdot N$

N = effort normal minimal provenant du tablier à vide = $R_{\min} = 39,63 \text{ t}$

f = frottement total = coefficient de frottement + frottement due à la rugosité naturelle de l'appareil choisi (estimé à 0,15)

$$f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_{\max}} + 0,15 = 0,258$$

* appareils d'appui de la culée :

$$H = \frac{1}{8} (H_{fr} + H_A) = \frac{1}{8} (14,7 + 63,21) = 9,74 \text{ t}$$

$$f \cdot N = 0,258 \times 39,63 = 10,22 \text{ t} > H \text{ vérifié}$$

* appareil d'appui de la pile :

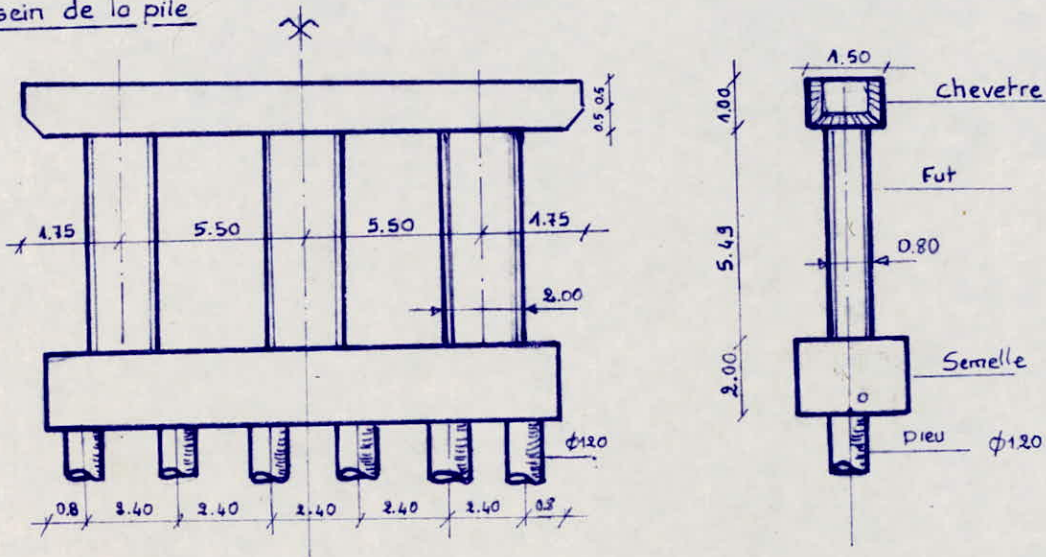
$$H = \frac{1}{16} (H_{fr} + H_0) = \frac{1}{16} (0,6 + 2,58) = 0,198 \text{ t} < f \cdot N = 10,22 \text{ t}$$

Conclusion : Nos appuis satisfont à toute les vérifications. Leur choix était donc adéquat.

V/

ETUDE DE LA PILE

dessin de la pile



V-1 ETUDE DU CHEVETRE DE LA PILE

Le chevêtre sert essentiellement à transmettre les efforts des appareils d'appui aux autres éléments qui sont les futs et la fondation. Il sera étudié comme poutre continue reposant sur les futs, soumise outre son poids propre, à la réaction du tablier ainsi qu'aux différentes surcharges.

V-1-1 Détermination de la charge linéaire sur le chevêtre.

a) Condition normale

* charge permanente

- poids propre du chevêtre : $1 \times 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ t/ml} = P_c$

- Réaction du tablier : $R_t = 2 \left[T_{\text{poutre}} + \frac{T_{\text{treteuse}}}{8} + T_{\text{dalle+pedale}} + T_{\text{charges complémentaires}} \right]$

où T représente l'effort tranchant maximal induit par chaque charge au niveau du dé d'appui (voir pour cela, le calcul des efforts tranchants à l'about de poutre)

numériquement $R_t = 2 [15 + 15,23 + 8,16 + 1,255] = 79,29 \text{ t}$

* Surcharge

La surcharge la plus défavorable est le convoi exceptionnel : ... $q_2 = 48,15 \text{ t}$
la réaction du tablier ainsi que la surcharge défavorable seront réparties sur toute la poutre continue que constitue le chevêtre

Ainsi la charge linéaire devient : $q_n = P_c + \frac{(q_2 + R_t) \times 8}{14,5} = 3,75 + \frac{(48,15 + 79,29) \times 8}{14,5} = 74,06 \text{ t/ml}$

$$q_n = 74,06 \text{ t/ml}$$

b) Condition sismique

* charge permanente $q'_1 = (1 + E_v) \left(P_c + \frac{8R_t}{14,5} \right) = 1,07 \left(3,75 + \frac{79,29 \times 8}{14,5} \right) = 50,82 \text{ t/ml}$

* surcharge défavorable $q'_2 = q_2 \cdot \frac{8}{14,5} = 26,56 \text{ t/ml}$

d'où la charge linéaire en condition extrême : $q_s = q'_1 + q'_2 = 77,38 \text{ t/ml}$

V-1-2 Détermination des efforts

1-2-1 Moments flechissants

Appliquons la methode des 3 moments

$$l \cdot M_0 + 4l \cdot M_1 + l \cdot M_0 = -6 \left[\frac{q l^3}{24} - q \frac{l^2 \cdot l}{12} + \frac{q l^3}{24} \right]$$

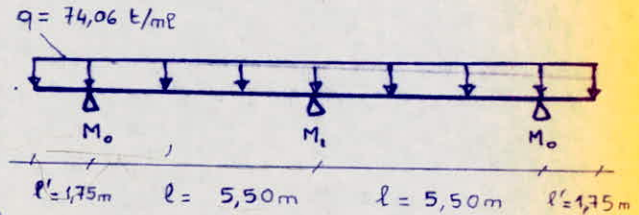
d'où $M_1 = \frac{q}{8} \cdot (3l'^2 - l^2)$

car $M_0 = -q \frac{l'^2}{2}$

numeriquement :

$$M_0 = -q \frac{l'^2}{2} = -74,06 \frac{1,75^2}{2} = -113,40 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \frac{74,06}{8} (3 \times 1,75^2 - 5,5^2) = -194,98 \text{ t.m}$$

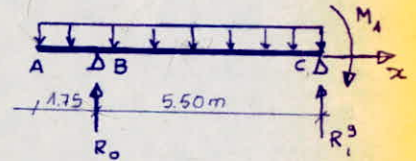


1-2-3 : Reactions d'appui et diagramme des efforts

*) Equilibre statique :

$$\sum M/c = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{74,06 \times 7,25^2 \times 0,5 - 194,98}{5,5} = 318,43 \text{ t}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_1^g = \frac{74,06 (5,5^2 - 1,75^2) \times 0,5 - 194,98}{5,5} = 218,5 \text{ t}$$

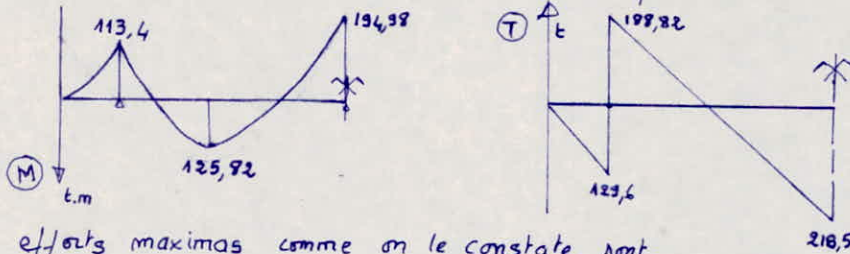


par symetrie de la poutre, la reaction de l'appui milieu est $R_1 = 2R_1^g = 437 \text{ t}$

Le moment a une abscisse x s'exprime par $M(x) = -q \frac{x^2}{2} + R_0 \cdot (x - 1,75)$

à $x = 4,5 \text{ m}$ (milieu de la travée AB) : $M(x = 4,5) = 125,82 \text{ t.m}$

*) Diagramme des efforts tranchant et moments flechissants



les efforts maximas comme on le constate sont

à l'appui $M_a = 194,98 \text{ t.m}$ en travée $M_c = 125,82 \text{ t.m}$, $T_{max} = 218,5 \text{ t}$

1-2-4 Efforts dans les conditions extremes

le même calcul que precedement sera fait avec $q_s = 77,32 \text{ t/ml}$

les resultats obtenus sont $M'_a = 203,75 \text{ t.m}$ $M'_c = 131,84 \text{ t.m}$ $T_{max} = 228,3 \text{ t}$

Nous remarquons que les efforts pour le 2^{me} genre sont très voisins de ceux du 1^{er} genre. Nous ne procederons pas à la verification en condition extreme des sections ferrailées.

V-1-3 Ferrailage du chevetre

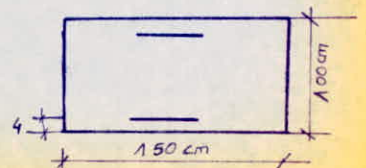
Nous ferrailons le chevetre pour les sollicitations du 1^{er} genre, avec les abaques de P. CHARON

a) Armatures superieures

$$M_a = 194,98 \text{ t.m} \quad \mu = 0,081 \Rightarrow \epsilon = 0,8848 \quad A = 86,97 \text{ cm}^2$$

$$k = 28,4 \Rightarrow A' = 0$$

mais choisissons $12 \phi 32 \text{ HA}$ ($A = 96,48 \text{ cm}^2$)



.) Verification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,677 \rightarrow \epsilon = 0,8804$$

$$k = 26,8 \Rightarrow$$

$$\sigma_a = 2367 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 88,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

.) Verification à la fissuration

$$\sigma_1 = 2935 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 > \bar{\sigma}_a \text{ donc fissuration verifiée}$$

b) Armatures inférieures

$$M_\ell = 125,82 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,052$$

$$\epsilon = 0,9042$$

$$A = 54,92 \text{ cm}^2$$

nous prenons 12 $\phi 25$ HA ($A = 58,92 \text{ cm}^2$)

$$k = 37,2$$

$$A' = 0$$

.) Verification des contraintes

$$\bar{\omega} = 0,413 \rightarrow \epsilon = 0,9016$$

$$k = 35,8 \Rightarrow$$

$$\sigma_a = 2493 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 69,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

.) Condition de non fissuration

$$\sigma_2 = 2935 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifiée.}$$

c) Armatures transversales

Nous adopter 4 cadres $\phi 12$ en U comme le montre la figure en éclaté suivante

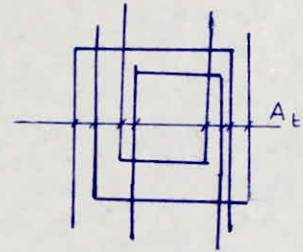
$$\text{soit } A_t = 8 \times 1,13 = 9,04 \text{ cm}^2$$

l'espacement des A_t sera tel que

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot Z}{T}$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{car } (\rho_{at} > \frac{2}{3})$$



$$\text{A l'appui } T_{\max} = 218,5 \text{ t}$$

$$Z = \frac{7}{8} R$$

d'où $t \leq 10 \text{ cm}$, nous prendrons donc $t = 10 \text{ cm}$ sur appui et $t = 15 \text{ cm}$ en travée où les efforts tranchants sont moindres.

Les espacements choisis vérifient bien $t \leq \min \left[0,2h = 19 \text{ cm}, h \left(1 - \frac{0,3\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 28 \text{ cm} \right]$

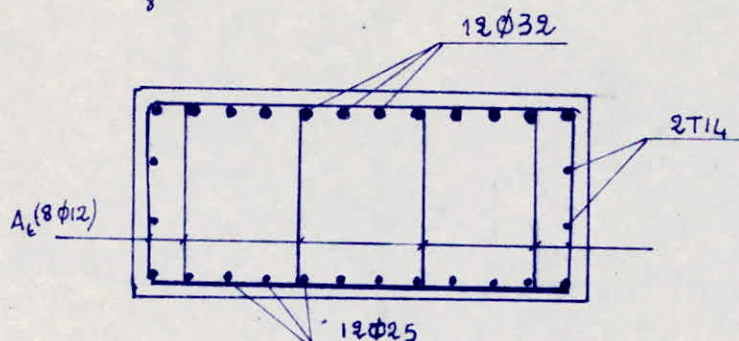
d) Verification au cisaillement

$$T_{\max} = 218,5 \text{ t}$$

.) Contrainte de cisaillement admissible:

$$\text{au niveau de l'appui central où } T = T_{\max}, \sigma'_b = 88,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot Z} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{218,5 \times 10^3 \times 8}{7 \times 150 \times 95} = 17,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$



V-2 ETUDE DES FUTS

Nous déterminerons les sollicitations horizontales et verticales, ainsi que les efforts qu'elles engendrent à la base du fut.

V-2-1 CHARGES HORIZONTALES ET VERTICALES SUR LA PILE

a) Charges horizontales

.) effort horizontal engendré par la variation linéaire du tablier
La pile étant à l'aplomb du centre de déplacement, la variation linéaire est nulle et l'effort également

.) efforts engendrés par le seisme et le freinage

La répartition se fera tenant compte du pourcentage trouvé lors de la répartition des efforts sur les appuis.

$$\text{soit } H_{fr} = 0,6 \text{ t} \quad H_s = 2,6 \text{ t}$$

b) Charges verticales

Se décomposent comme suit :

.) poids propre de la pile

.) charges permanentes du tablier..... 634,8 t

.) surcharge convoi exceptionnel..... 212,93 t

V-2-2 EFFORTS A LA BASE DES FUTS

Dans les 2 tableaux qui suivront seront récapitulés les efforts normaux, tranchants et moments fléchissants à la base des futs. Seront envisagés les sollicitations en condition normale et en condition extrême. De même qu'il sera envisagé le cas d'un choc d'un véhicule routier car notre pont engambe une route (surcharge accidentelle)

a/

Condition normale	Efforts horiz. H (t)	Eff. verticaux F _v (t)	bras de levier d (m)	M ^t flexi. M ₀ (t.m)
Chevetre [(1x14,5x0,8)-(0,5 ² x1,5)]x2,5	-	53,75	0	0
Futs [(5,43x2x0,8)-(0,2 ² x5,43)]x2,5 x 3 futs	-	64,23	0	0
Vent ⊥ à l'axe du pont (14,5 + 3,96x3x2)x0,25	9,568	-	4,22	40,41
poids propre du tablier	-	634,8	0	0
Variations linéaires	0	0	0	0
Surcharge	-	212,93	0	0
freinage	0,60	0	6,69	4,024
Total en charge	10,168	965,71	/	44,424

D'où les efforts à la base de chaque fut

$$\text{Moment fléchissant : } M = \frac{M_t}{3} = \frac{44,424}{3} = 14,81 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort normal : } N = \frac{F_v}{3} = 321,9 \text{ t}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{H}{3} = 3,39 \text{ t}$$

b/ Condition extreme	Ef. horizontal H (t)	ef. vertical F _v (t)	bras de levier d (m)	M ^o flechissant M/0 (t.m)
Chevetre 57,37 $\left \begin{array}{l} 1,07 \\ 0,93 \end{array} \right.$	-	57,71 49,99	0	0
futs 64,83 $\left \begin{array}{l} 1,07 \\ 0,93 \end{array} \right.$	-	68,73 59,74	0	0
tablier 834,8 $\left \begin{array}{l} 1,07 \\ 0,93 \end{array} \right.$	-	679,24 590,34	0	0
Selsme 2,6 + 0,1 x 122,03	14,82	-	5,126	96,76
Surcharges	-	212,93	0	0
total en charge	14,82	1018,41 913,02	/	96,76

Efforts maxims à la base de chaque fut :

$$M' = \pm 32,25 \text{ t.m} \quad , \quad N' = 339,47 \text{ t} \quad , \quad T' = 14,82 \text{ t}$$

c/ EFFORTS RESULTANTS D'UN CHOC D'UN VEHICULE AUTO-ROUTIER SUR UN FUT

Notre pont franchissant une autoroute, la pile est exposée à un choc d'un vehicule. Les bulletins du SETRA donnent comme valeurs nominales de choc de vehicules

- choc frontal : 100 t
- choc lateral : 50 t

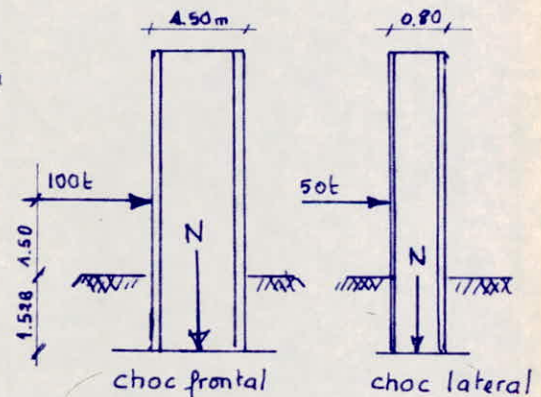
La force statique equivalente s'applique à 1,50 m au dessus de la chaussée.

* Sollicitation du calcul par fut

- action de longue : charge permanente

$$C.P = \frac{1}{3} (p.p. \text{ tablier} + p.p. \text{ chevetre}) + p.p. \text{ fut}$$

- action accidentelle : choc



* Effets dus à ces sollicitations à la base du fut

- charge permanente \Rightarrow effort normal : $N = \frac{634,8 + 537,5}{3} + 64,233 = 293,75 \text{ t}$

- choc frontal \Rightarrow Moment flechissant inversible : $M_{fr} = \pm 100 \times (1,528 + 1,5) = \pm 328 \text{ t.m}$

- choc lateral \Rightarrow Moment fl. " $M_{lat} = \pm 50 \times 3,28 = \pm 164 \text{ t.m}$

V-2-3 Ferrailage du fut

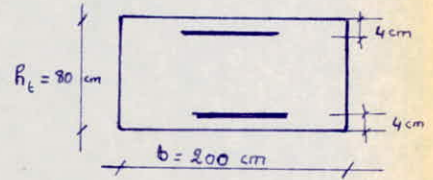
Comme le montrent a), b), c), le fut est à chaque fois sollicité en flexion composée. Nous ferrailurons donc en condition normale en tenant compte du flambement éventuel du fut. Nous vérifierons ensuite à la condition pieuse et au choc. Le choc lateral servira à déterminer le ferrailage dans le sens de la plus grande inertie du fut.

2-3-1 Ferraillage en condition normale dans le sens de la plus faible inertie

des efforts déterminés pont : $M = \pm 14,81 \text{ t.m}$ $N = 321,9 \text{ t}$

*) excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14,81}{321,9} = 0,046 \text{ m} < e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,133 \text{ m}$

La section est donc entièrement comprimée



*) Susceptibilité du fût au flambement

La longueur de flambement s'écrit $l_c = \beta \cdot l_0$, où β est le facteur de flambement dépendant du mode d'appui aux extrémités du fût.

Le choix de β est assez épineux, car la considération du mode d'appui aux extrémités est difficile à argumenter. En ce qui nous concerne, nous nous fions à l'expérience, en empruntant nos considérations au tableau établi par WENDERHORST-MUTH dans l'ouvrage "Bau technische Zahlentafeln" (Stuttgart 83) donnant la valeur de β pour les poteaux flexibles et inflexibles pour tous les modes d'appui des extrémités.

Nous nous sommes placé dans le cas très défavorable d'un poteau flexible encasturé élastiquement aux 2 extrémités soit $\beta = 1,3$

La longueur de flambement est alors : $l_c = \beta \cdot l_0 = 1,3 \times 5,49 = 7,137 \text{ m}$
l'élanement s'ensuit est

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h_t}{\sqrt{12}} = 0,202 \quad (\text{poteau rectangulaire})$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{7,137}{0,202} = 35,32, \text{ élanement moyen selon WENDERHORST}$$

comme $\frac{e_0}{h_t} = \frac{0,046}{0,8} = 0,057 < 0,30$, on prend une excentricité additive $f = h_t \cdot \frac{\lambda - 200}{100} \sqrt{0,1 + \frac{e_0}{h_t}}$

$$\text{numérique}^t \quad f = 0,0492$$

Notre section doit être calculée avec les efforts $\left\{ \begin{array}{l} N = 321,9 \text{ t} \\ M = N(e_0 + f) = 30,67 \text{ t.m} \end{array} \right.$

La nouvelle excentricité totale $e'_0 = e_0 + f = 0,095 \text{ m} < \frac{h_t}{6}$, notre section est toujours entièrement comprimée

*) ferraillage

Vérifions si la section de béton seul est capable de reprendre les contraintes de compression

$$\sigma'_{b_{1,2}} = \frac{N}{b \cdot h_t} \pm \frac{6M}{b \cdot h_t^2} = \frac{321,9 \times 10^3}{200 \times 80} \pm \frac{6 \times 30,67 \times 10^5}{200 \times 80^2} = \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{b_1} = 22,51 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b_2} = 17,72 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

La contrainte admissible de compression en flexion composée est

$$e'_0 = 0,095 < \frac{h_t}{2} = 0,40 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b_{f,c}} = \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{e'_0}{3e_1}\right) = 90 \left(1 + \frac{0,095}{3 \times 0,133}\right) = 111,4 \text{ kg/cm}^2$$

Le béton seul peut donc reprendre largement les contraintes de compression dues à la flexion composée.

Nous ferrailurons donc avec le % minimal de compression simple pour réserve de vérification aux conditions exceptionnelles.

l'expression de la section minimale est $A'_m = \frac{1,25 \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot N}{\bar{\sigma}'_b}$

$$\theta = 1,4 \text{ (fut extreme)}, \quad \theta_2 = 1 + \frac{e_c}{4a-2c} = 1 + \frac{7,137}{4 \times 0,8 - 0,05} = 3,26; \quad \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1,524$$

$$N = 321,3 \text{ t} \Rightarrow A'_m = 31,15 \text{ cm}^2 \text{ soit } A'_1 = \frac{A'_m}{2} = 15,58 \text{ cm}^2, \text{ nous prenons } 12 \phi 14 \text{ HA } (18,48 \text{ cm}^2)$$

* VERIFICATION DES CONTRAINTES

a) En condition normale

les contraintes sont évidemment vérifiées puisque le béton peut les reprendre

b) en condition sismique :

$$M' = \pm 32,26 \text{ t.m} \quad N' = 339,47 \text{ t.m}$$

les efforts sont très voisins de ceux trouvés pour la condition normale. Les contraintes sont amplement vérifiées.

c) Sous le choc latéral d'un véhicule routier :

$$\text{Les efforts : } M_e = 164 \text{ t.m} \quad N = 293,75 \text{ t}$$

.) excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 0,558 \text{ m} > e_1 = \frac{h_e}{6}$, section partiellement comprimée.

.) Contrainte admissible :

le choc est considéré comme sollicitation exceptionnelle. Au même titre que le séisme, il sera pris comme sollicitation du 2^{ème} genre.

D'où les contraintes admissibles $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_{b,c}$$

$$e_0 = 0,556 \text{ m} > \frac{h_e}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b,c} = 2 \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2 \times 1,5 \bar{\sigma}'_{b,c} = 270 \text{ kg/cm}$$

.) Vérification des contraintes

Pour cela nous recourrons aux abaques de PIGEAUD

$$M^s = M_e - N \cdot \frac{h_e}{2} = 46,5 \text{ t.m}$$

$$M_a^e = M_e + N \cdot \left(\frac{h_e}{2} - d \right) = 281,5 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{M_e}{M_a^e} = 0,167 \\ \bar{\omega} = \frac{100 M^s}{b \cdot h} = 0,123 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_2 = 0,0105 \\ k = 33 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = \frac{15 M_a^e}{\mu_2 \cdot b \cdot h^2} = 5905 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 179 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

La contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée.

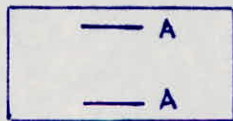
Nous devons ferriller la section de nouveau avec les efforts dus au choc latéral

$$\mu_2 = \frac{15 M_a^e}{\sigma_{en} \cdot b \cdot h^2} = 0,015 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \bar{\omega} = 0,18 \\ k = 27,5 \end{array} \right. \Rightarrow A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = 27 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14 \phi 16 \text{ HA } (A = 28,14 \text{ cm}^2)$$

$$\rho = 0,167$$

re vérifions les contraintes avec cette nouvelle section d'acier.

$$A = 28,14 \text{ cm}^2 \quad \bar{\omega} = 0,19 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_2 = 0,017 \\ k = 25 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = 3647 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 146 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$



$A = 14 \phi 16 \text{ HA}$ sera le ferrillage adopté.

2-3-2 Ferrillage dans le sens de la plus grande inertie

La sollicitation est celle du choc frontal d'un véhicule routier. Elle engendre des efforts du 2^{ème} genre.

$$M_p = \pm 328 \text{ t.m} \quad N = 293,75 \text{ t.m}$$

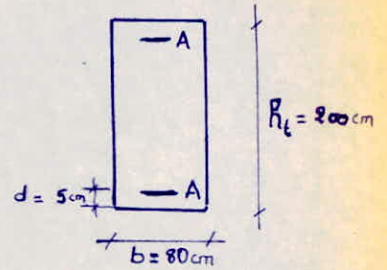
.) excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 1,116 \text{ m} > e_1 = \frac{h_e}{6} = \frac{200}{6} = 0,334 \text{ m}$, la section est partiellement comprimée.

.) Contraintes admissibles :

sollicitation du 2^e genre : $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $e_0 > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ kg/cm}^2$

.) Moment résistant du béton

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{d} \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot h^2 = 1773,7 \text{ t.m} \quad , \quad \bar{d} = \frac{\eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\eta \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a} \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{d}}{3}$$



.) Moment fictif : $M_f = N \cdot (e_0 + \frac{h_t}{2} - d) = 607 \text{ t.m} < M_{rb}$
 donc $A' = 0$

.) Calcul des armatures : $A = \frac{M_f}{\bar{\gamma} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 18,72 \text{ cm}^2$ soit $7 \phi 20 \text{ H.A}$ ($21,9 \text{ cm}^2$)

.) Vérifications des contraintes

$$M_a^t = 607,06 \text{ t.m} \quad M_s = 34,25 \text{ t.m} \Rightarrow \sigma_a = 3778 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 140 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 270 \text{ kg/cm}^2$$

on adopte donc $7 \phi 20 \text{ HA}$

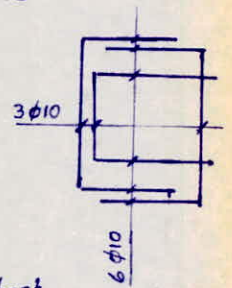
2-3-3 Armatures transversales par unité de longueur

Nous choisissons 3 cadres $\phi 10$ en forme de U, disposés comme le montre la figure ci-contre

$$A_{t_1} = 6 \times 0,78 = 4,68 \text{ cm}^2 \text{ dans le sens de la plus faible inertie}$$

$$A_{t_2} = 3 \times 0,78 = 2,34 \text{ cm}^2 \text{ " " " " " grande " "}$$

Nous disposerons 5 cadres $\phi 10$ /ml dans le sens de la longueur.



2-3-4 Vérification au cisaillement

L'effort tranchant par un choc éventuel d'un véhicule est plus important que celui qu'engendrerait toute autre sollicitation.

L'effort tranchant maximal pour le choc à la base du fut a pour valeur

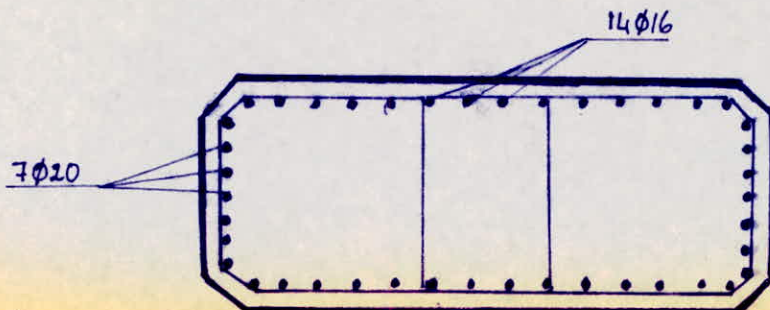
- .) choc frontal : $T_f = 100t$
- .) choc latéral : $T_l = 50t$

Nous déterminerons les sections d'aciers transversales nécessaires pour résister au cisaillement provoqué par le choc dans le sens des 2 inerties et les comparer avec celles prises précédemment.

.) choc latéral : $A = \frac{T_l}{\bar{\gamma} \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{T_l}{\frac{3}{8} h \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{50 \times 10^3 \times 8}{7 \times 75 \times 4200} = 0,18 \text{ cm}^2 < A_{t_1} = 4,68 \text{ cm}^2$
 $\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$ car 2^e genre.

.) choc frontal : $A = \frac{T_f}{\frac{3}{8} h \cdot \bar{\sigma}_{at}} = \frac{100 \times 10^3 \times 8}{7 \times 195 \times 4200} = 0,14 \text{ cm}^2 < A_{t_2} = 2,34 \text{ cm}^2$

La résistance au cisaillement est donc assurée.



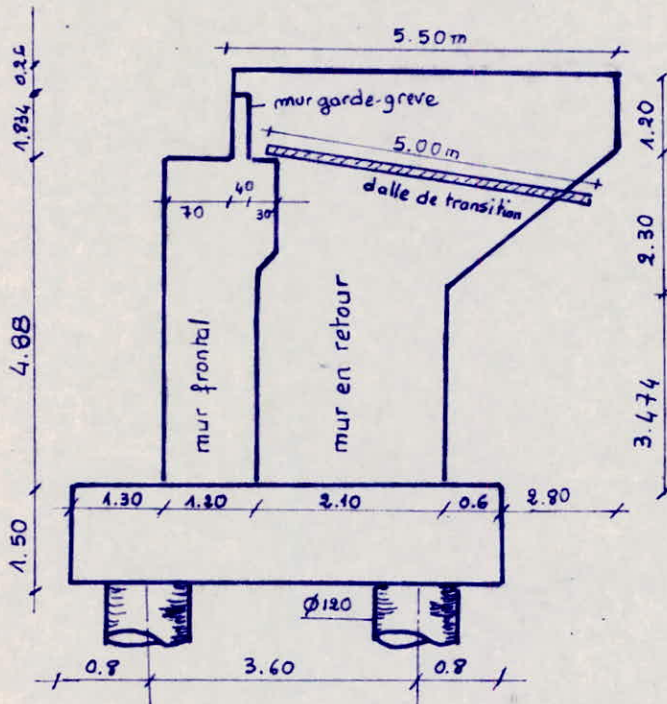
VI/

ETUDE DE LA CULÉE

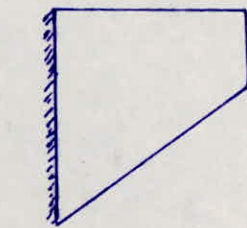
VI-1 INTRODUCTION

La culée raccorde l'ouvrage au terrain et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Comme l'a montré la répartition des efforts, la culée est un des éléments d'appui les plus sollicités. Outre les sollicitations dont elle est sujette, elle doit reprendre aussi les actions exceptionnelles presque totalement. De toute la structure du pont, la culée est l'un des éléments primordiaux. Et pour ce, nous appréhendons avec soin l'étude de la culée.

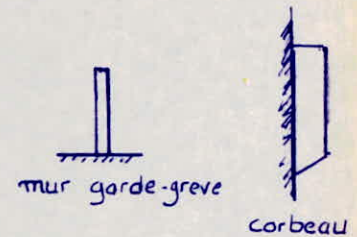
1-1 Schemas de calcul



Vue en coupe
de la culée



Oreille du mur en retour



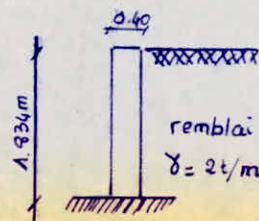
*) Méthode de calcul envisagée

Le mur garde greve et l'oreille du mur en retour supposés encastrés comme le montre le schéma ci-dessus, seront étudiés sous les hypothèses de chargement des bulletins du SETRA. Une fois déterminés les efforts aux encastremets de ces deux éléments, nous pourrions calculer le mur frontal et la partie rectangulaire du mur en retour à l'aide des abaques de **IVANY-EIBL** établies à l'annexe de l'ouvrage "**BERECHNUNG VON KASTENFÖRMIGEN WIEDERLAGERN**". (calcul des plaques appliqué aux culées de pont). Le principe de la méthode sera donné ultérieurement.

VI-2 - le mur garde-greve2-1 Sollicitations

a) forces verticales

- poids propre du g.g, la réaction d'une charge appliquée direc^t sur le g.g et la réaction de la dalle de transition



Le poids propre et la réaction appliquée sur le G.G, ne créent pas de moment flechissant. La réaction de la dalle crée un moment favorable. Pour ces raisons, les effets de faces verticales seront négligés.

b) forces horizontales

- * la poussée des terres, poussée d'une charge locale prise à l'arrière du mur et les effets de freinage.

2-3 Efforts à l'encastrement du garde-greve.

* poussée des terres

Le moment flechissant à l'encastrement est $M_T = \frac{1}{6} k_{ah} \cdot \gamma \cdot h^3$

d'où $M_T = \frac{1}{6} \cdot 0,333 \times 2 \cdot 1,834^3 = 0,678 \text{ t.m/ml}$

l'effort tranchant sera

$$T_T = \frac{M_T}{h} = 0,369 \text{ t/ml}$$

k_{ah} = coef. de poussée = 0,333
 $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ masse volumique du remblai.

* poussée des charges locales

Pour $0,5 \leq h \leq 3 \text{ m}$, la sollicitation due à la surcharge B_c est la défavorable. L'effet le plus défavorable sera obtenu en plaçant 2 roues arrière de 2 camions accolés, de manière que les rectangles d'impact soient en contact de la face arrière du G.G. Ces 2 charges locales seront remplacées par une charge uniforme de 12 t répartie sur un rectangle de $0,25 \times 0,75 \text{ m}$

Le moment flechissant à l'encastrement est

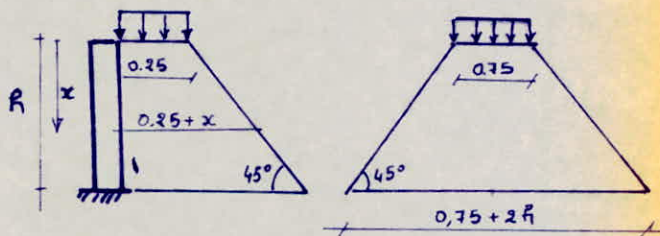
$$M_p = \frac{12k}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

avec $k = k_{ah} \cdot 1,2 \cdot S \cdot b_c$

$S = 1$, charge sur remblai, $b_c = 0,95$ (pont de 1^{er} classe avec 3 voies chargées) $\Rightarrow k = 0,3762$

d'où $M_p = \frac{12 \times 0,3762}{0,75 + 2 \times 1,834} \int_0^{1,834} \frac{1,834 - x}{0,25 + x} dx = 1,029 \left[-x + 1,85 \ln(0,25 + x) \right]_0^{1,834} = 2,15 \text{ t.m/ml}$

l'effort tranchant a pour expression : $T_p = \frac{12k}{0,75+2h} = 1,029 \text{ t/ml}$



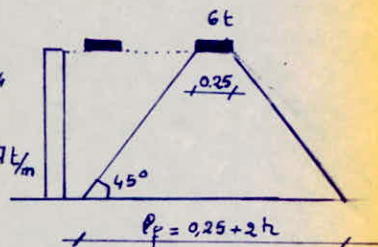
* force de freinage d'un essieu lourd

L'essieu lourd sera en contact avec le garde-greve, l'essieu située à 1,50m en arrière sera négligé. On ne considèrera que l'effet d'une seule roue. La force de freinage prise égale à 6 t

Le moment flechissant à l'encast. est $M_F = \frac{6h}{0,25+2h} \cdot S = \frac{1,2 \times 6 \times 1,834}{0,25 + 2 \times 1,834}$

soit $M_F = 3,37 \text{ t.m/ml}$

l'effort tranchant a pour expression : $T_F = \frac{6 \cdot S}{1 \times l_f} = \frac{1,2 \times 6}{0,25 + 2 \times 1,834} = 1,837 \text{ t/ml}$



Finalement les efforts cumulés à l'encastrement sont

$$M = M_T + M_p + M_F = 6,198 \text{ t.m/ml}$$

$$T = T_T + T_p + T_F = 3,30 \text{ t/ml}$$

N.B : Du côté opposé au remblai, le moment d'encastrement du G.G est estimé à $M_{\min} = 3,2 \text{ t.m/ml}$ quel que soit la hauteur du G.G.

2-4 Ferrailage du garde-greve

Le ferrailage se fera à l'aide des abaques de CHARON.

a) ferrailage vertical arrière (côté du remblai)

$$M = 6,198 \text{ t.m/ml} \quad \mu = 0,0256 \Rightarrow E = 0,9306 \Rightarrow \begin{cases} A = 6,6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\phi 14 \text{ HA } (7,7 \text{ cm}^2) \\ A' = 0 \\ k = 57 \end{cases}$$

La condition de fissuration nous impose une admissible $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_s = 2222 \text{ kg/cm}^2$. La section recalculée est $A = 8,39 \text{ cm}^2$ soit $6\phi 14 \text{ HA}$ ($A = 9,24 \text{ cm}^2$)

.) Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = 0,256 \quad \sigma_a = 2026 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad , \quad \sigma'_b = 42,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

b) ferraillage vertical avant

$M = 3,2 \text{ t.m/ml}$, en prenant $\bar{\sigma}_a = 2222 \text{ kg/cm}^2$ imposé par la condition de non fissuration on trouve $A = 5,82 \text{ cm}^2$, mais prenons $6\phi 12 \text{ HA}$ ($6,78 \text{ cm}^2$)

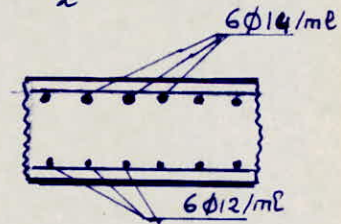
.) Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = 0,171 \quad \sigma_a = 1548 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \sigma'_b = 27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

c) ferraillage horizontal

L'armature de répartition sera telle que $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$ $A_r = 2,3 \div 4,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

mais choisissons $5\phi 12 \text{ HA/ml}$



VI-2 OREILLE DU MUR EN RETOUR

2-1 Sollicitations

Le chargement sera celui donné par les documents du SETRA

*) poids du mur

$$P_m = 2,5 \left(\frac{3,5+4,2}{2} \times 3,4 \times 1 \right) = 19,975 \text{ t}$$

*) poussée du remblai

$$P_r = \frac{h}{3} + 0,5 = 1,67 \text{ t} \quad 0,5: \text{coeff. de poussée}$$

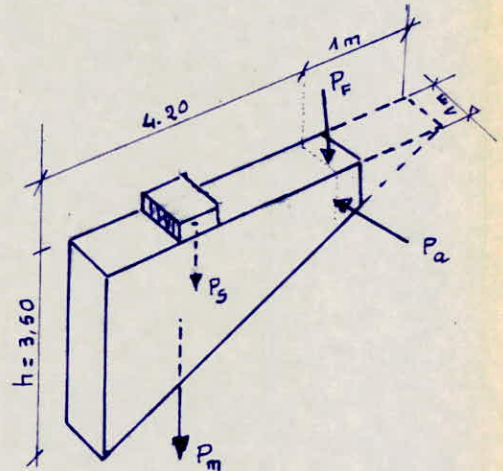
*) poids des superstructures

$$P_s = 0,3 \ell = 0,3(4,20+1\text{m}) = 1,56 \text{ t}$$

*) charge concentrée de $4 \text{ t} = P_F$ à 1 m de l'extrémité

théorique. Cette charge conventionnelle permet de négliger les frottements verticaux.

*) charge accidentelle $P_a = 2 \text{ t}$



2-2 Efforts à l'encastrement

2-2-1 Charges verticales

*) effort tranchant à l'encastrement du mur : $T_v = P_s + P_m + P_F = 25,535 \text{ t}$

*) Moment flechissant : $M_v = P_F \cdot 4,2 + P_s \times \frac{3,4}{2} + P_m \cdot \frac{1,8+3,5}{3(1,20+3,5)} = 45 \text{ t.m}$

2-2-2 Charges horizontales

*) effort tranchant

Il est engendré par la charge concentrée de 2 t et de la poussée horizontale du mur répartie sur la surface de ce dernier.

$$T'_H = 2 + \left(\frac{h}{3} + 0,5 \right) \cdot \frac{1,2+3,5}{2} \cdot 3,40 = 15,343 \text{ t} \quad \text{soit} \quad \frac{T'_H}{h} = 4,38 \text{ t/m} = T_H$$

*) Moment flechissant

$$M'_H = P_a \cdot (l-1) + P_r \cdot \frac{\ell^2 \cdot h}{6} = 34,7 \text{ t.m} \quad \text{soit} \quad M_H = \frac{M'_H}{\ell} = 9,93 \text{ t.m/ml}$$

2:3 Ferraillage de l'oreille du mur en retour

*) Sous l'effet du moment vertical

$M_v = 45 \text{ t.m}$

Le ferraillage sera calculé pour une section moyenne de hauteur

$h_t = \frac{3,5 + 1,20}{2} = 2,35 \text{ m}$

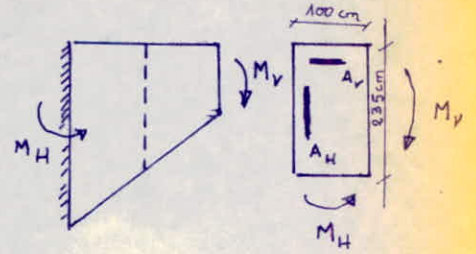
$\mu = 0,0045 \quad \epsilon = 0,9693 \quad A = 7,2 \text{ cm}^2$
 $k = 148 \Rightarrow A' = 0$

La condition de non fissuration, nous impose une contrainte admissible $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_2 = 2078 \text{ kg/cm}^2$ la section recalculée est

$A = 9,76 \text{ cm}^2$ soit $5 \phi 16 \text{ HA}$ ($A = 10,05 \text{ cm}^2$)

verification des contraintes

$\bar{\omega} = 0,0437 \quad \bar{\sigma}_a = 2019,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2078 \text{ kg/cm}^2 \quad , \quad \sigma'_b = 16,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$



*) Sous l'effet du moment horizontal $M_H = 9,92 \text{ t.m/ml}$

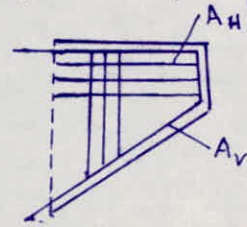
mais prendrons $\bar{\sigma}_a = 2078 \text{ kg/cm}^2$ imposée par la non fissuration d'au $A = 5,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $3 \phi 16 \text{ HA/ml}$

verification des contraintes

$\bar{\omega} = 0,32 \quad \bar{\sigma}_a = 1880 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \sigma'_b = 45,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

*) Acier de repartition

$A_r = \frac{A_H}{4} \div \frac{A_H}{2}$ soit $1,51 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3,015 \text{ cm}^2$ mais prenons $5 \phi 10 \text{ HA/ml}$



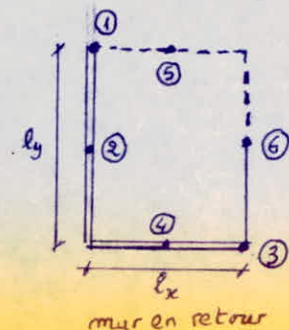
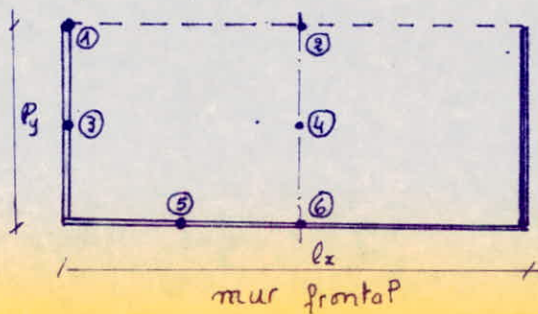
VI-4 LE MUR FRONTAL

Le mur frontal (ainsi que le mur en retour) sera calculé par la methode exacte traitant les murs comme des plaques pour lesquelles, l'equation fondamentale du 4^{eme} ordre est resolue tenant compte du rapport des dimensions des plaques etudiees, des conditions aux limites (encastremets, bords libres, ...) et du type de chargement (charges reparties, triangulaires, couples repartis ...)

Abaques de IVANY-EIBL (Berechnung von Kastenformigen Wiederlagern)

Ces abaques donnent pour une plaque de rapport de dimensions donne $E = \frac{b_x}{b_y}$, et du type chargement des coefficients α_i representant la part

d'effort (Moment flechissant, reactions) revenant a des points donnees des bords de la plaque. Ces points determines permettent de tracer le diagramme des efforts sur la plaque. La position de ces points est indiquee par le schema suivant:



V-4-1 Sollicitations du mur frontal

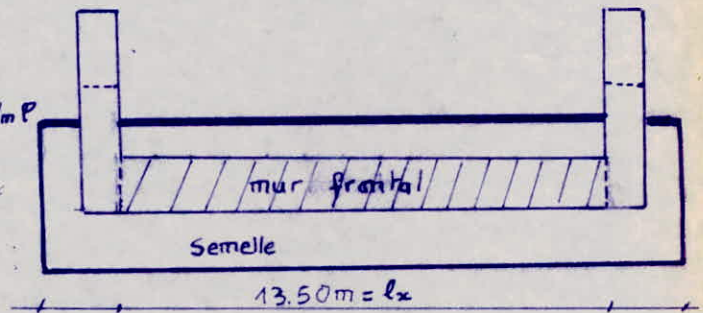
Nous envisagerons les sollicitations du 1^{er} et du 2^{em} genre, par metre lineaire du mur frontal

4-1-1 Efforts provenant du tablier

1) freinage : $H_f = 14,73t$ soit $\frac{14,73}{13,50} = 1,092t/m$

2) deformations lentes

$H_{v.l} = 17,85t$ soit $\frac{17,85}{13,5} = 1,323t/m$

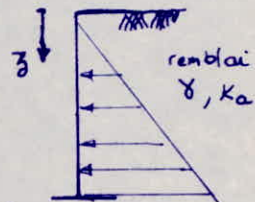


4-1-2 poussee des terres

Le diagramme de poussee des terres est triangulaire et a pour expression

$$q = K_a \cdot \gamma \cdot z \quad \text{ou} \quad K_a = \text{coef. de poussee du remblai}$$

$\gamma = \text{densite' du remblai}$
 $z = \text{profondeur considerée}$



K_a est calcule' pour 2 cas different

* en condition normale : $K_a = 0,333$ (equilibre de poussee)

* en condition sismique

le coefficient de poussee est donne' par la formule de MONOBE-OKABE (in "poussee des terres actives sous choc sismiques")

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \nu)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta + \nu)}{\cos(\delta - \alpha + \nu) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2 \cdot \cos^2 \alpha} \cdot \frac{K \cdot \cos(\delta - \delta)}{\cos(\delta - \alpha + \nu)}$$

pour le remblai choisi, la masse volumique $\gamma = 2t/m^3$, l'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
 l'angle d'inclinaison du mur $\beta = 0$, l'inclinaison de la resultante est $\delta = 0$
 la formule devient

$$K_{as} = \frac{K \cdot \cos^2(\varphi - \nu)}{\cos \nu \left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \nu)}{\cos \nu}} \right)^2}$$

ou $K = \sqrt{E_h^2 + (1 - E_v)^2}$

et $\nu = \text{Arctg} \frac{E_h}{1 - E_v}$

K et ν sont obtenus, en envisageant les combinaisons d'actions sismiques :

$SV \uparrow + SH$, $SV \downarrow + SH$, $SV \downarrow$, SH

Les combinaisons les plus defavorables trouvees donnent $E_h = 0,1$ et $E_v = -0,07$

d'ou $K = \sqrt{E_h^2 + (1 - E_v)^2} = \sqrt{0,01 + (1 + 0,07)^2} = 1,075$, $\nu = \text{Arctg} \frac{E_h}{1 - E_v} = 5,336^\circ$

La valeur du coef. de poussee devient alors $K_{as} = 0,376$

En condition sismique, la masse volumique du remblai sera $\gamma_p = K \cdot \gamma = 1,075 \times 2 = 2,15t/m^2$

finallement la poussée du sol vaut

.) en condition normale : $q = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0,338 \times 2 \times 4,88 = 3,25 \text{ t/m}^2$

.) en condition sismique $q_s = K_{a,s} \cdot \gamma_p \cdot h = 0,376 \times 2,15 \times 4,88 = 3,95 \text{ t/m}^2$

VI-4-1-3 Surcharges sur remblai

La surcharge sur le remblai est estimée à 1 t/m^2 majorée de 20%. Elle se transmet sous forme de poussée uniforme sur le mur frontal

.) en condition normale : $P = 1 \times 1,20 \times K_a = 0,333 \times 1,20 = 0,399 \text{ t/m}^2$

.) en condition extreme : $P_s = 1 \times 1 \times K_{a,s} = 0,376 \text{ t/m}^2$

4-1-4 Charge due au prisme

La charge horizontale due au prisme, calculée précédemment pour la culée

$H_A = 63,3 \text{ t}$ par une répartition de $\frac{63,3}{13,5} = 4,689 \text{ t/ml}$

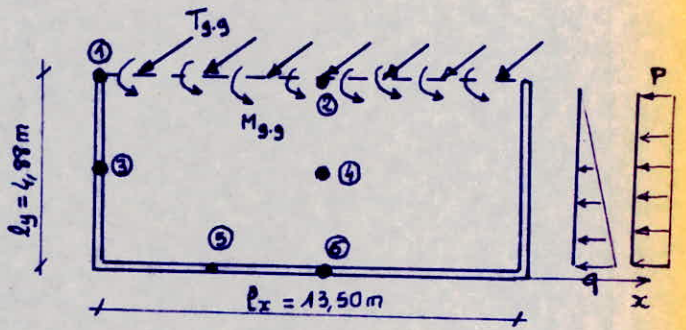
VI-4-2 Détermination des efforts

Utilisation des abaques de IVANYL-EIBL

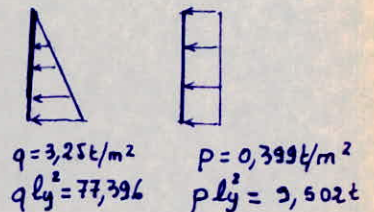
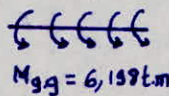
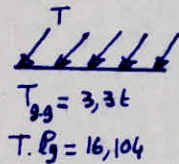
Le mur frontal est considéré comme une plaque encastree sur 3 bords, le 4^{eme} restant libre.

Il est sollicité a ses bords libres par les efforts de reduction provenant du mur garde-groee, à la poussée des terres et la surcharge sur remblai.

Nous considererons les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre.



*) Sollicitations du 1^{er} genre :



*) Sollicitation du 2^e genre

$T_s = T_{g.g} + H_{VL} = 4,623 \text{ t/m}$; $M_s = 6,198 \text{ t.m}$; $q_s = 3,95 \text{ t/m}^2$ $p_s = 0,376 \text{ t/m}^2$
 $T_s \cdot l_y = 23,814 \text{ t}$ $q_s \cdot l_y^2 = 94,07 \text{ t.m}$ $p_s \cdot l_y^2 = 8,954 \text{ t.m}$

Le rapport des dimensions de la plaque est $E = \frac{l_x}{l_y} = \frac{13,50}{4,88} = 2,76$

Pour chaque type de charges (P, q, M_{g.g}, T_{g.g}) les abaques allemandes N°1, 2, 4 et 3 (respectivement) donnent la fraction d'effort revenant aux points de la plaque numerotés ①, ②, ③, ④, ⑤ et ⑥. Les efforts obtenus en chaque point par les différents types de charges seront accumulés.

Sous l'effet des différentes charges, naissent des réactions aux encastremets. leurs calculs se fait également à l'aide des tables de IVANY-EIBL donnant la fraction d_i de la charge total revenant à des points déterminés de la plaque.

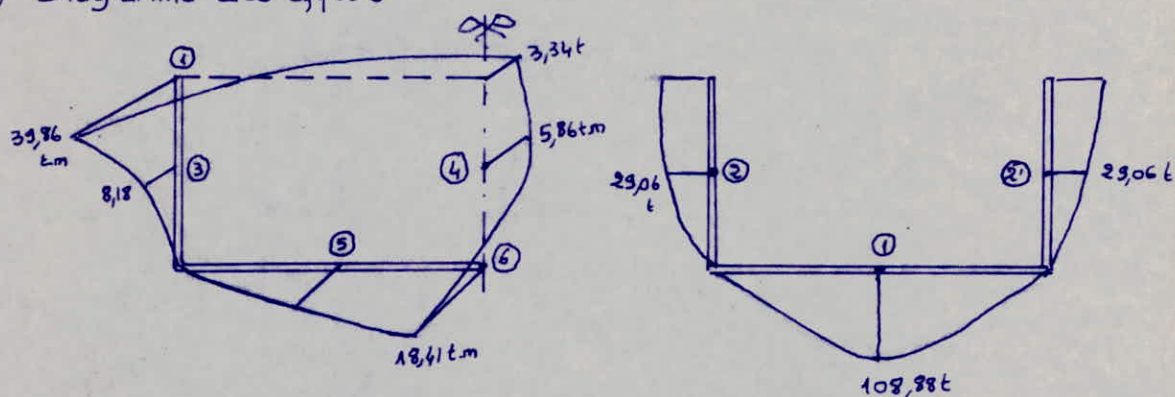
Dans ce qui suit, nous assemblerons dans un tableau, les charges, les coefficients multiplicateurs d_i pour chaque point de la plaque.

- x) charge provenant du garde-greve : $T = 3,3 \text{ t/ml}$ $T_s = 4,623 \text{ t/ml}$
 les efforts en descendant : $H_T = T \cdot l_x = 44,55 \text{ t}$; $H_{T_s} = T_s \cdot l_x = 62,41 \text{ t}$
 Les coefficients lus dans les abaques :
 $d_1 = 0,51$
 $d_2 = 0,15$
 $d_{2'} = 0,15$
 $\Rightarrow \alpha_i T_i \begin{cases} H_{T_x} = 22,72 \text{ t} \\ H_{T_y} = 6,682 \text{ t} \\ H_{T_{y'}} = 6,682 \text{ t} \end{cases} \quad \alpha_i T_{s_i} \begin{cases} H'_{T_x} = 31,83 \text{ t} \\ H'_{T_y} = 9,361 \text{ t} \\ H'_{T_{y'}} = 9,361 \text{ t} \end{cases}$

La superposition de tous ces efforts aux points ①, ②, ③ donnent

1^{er} genre : $R_1 = \sum H_{(P, T)_x} = 108,88 \text{ t}$ 2^{eme} genre : $R'_1 = \sum H'_{(P, T)_x} = 126,42 \text{ t}$
 " $R_2 = \sum H_{(P, T)_y} = 29,06 \text{ t}$ " $R'_2 = 29,06 \text{ t}$
 " $R_{2'} = \sum H_{(P, T)_{y'}} = 35,131 \text{ t}$ " $R'_{2'} = 35,131 \text{ t}$

c) Diagramme des efforts



VI-5- CALCUL DU MUR EN RETOUR

Le mur en retour sera calculé de la même manière que le mur frontal. Les conditions à prendre en compte sont celle d'une plaque encastree sur 2 cotés uniquement sollicités par les efforts de reduction provenant de l'axeille du mur en retour, de la poussée des terres et de la surcharge du remblai.

VI-5-1 Sollicitations

- x) Efforts provenant de l'axeille du mur en retour
 moment flechissant $M_0 = 9,93 \text{ t.m/ml}$
 effort tranchant $T_0 = 4,38 \text{ t/ml}$

Ces efforts sont reportés sur une longueur $l = 3,50 \text{ m}$.
 Ce fait est pris en compte, dans les abaques pour ce type de chargement, en faisant intervenir un coef. $\beta = \frac{l}{l_y} (= 0,5)$

- x) poussée des terres

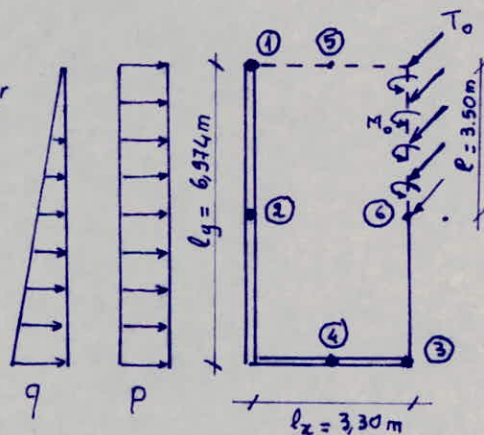
$$q(\beta) = K_{ah} \cdot \gamma \cdot z$$

à l'encastrement $q = 0,333 \times 2 \times 6,974 = 4,65 \text{ t/m}^2$


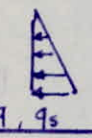
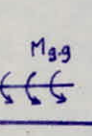
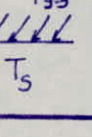
- x) Surcharge sur remblai : $p = 1,2 K_{ah} \cdot 1 \text{ t/m}^2 = 0,399 \text{ t/m}^2$

N.B : Le mur en retour est très peu affecté par les sollicitations dynamiques et pour ce, nous ne considérons pas les conditions extremes.

Dans le tableau qui suivra, nous récapitulons directement les efforts cumulés par pouce de consisision, le processus de calcul étant identique à celui du mur frontal



a) Moment flechissant

type de charge	Moment flechissant	p [±] N°1		p [±] N°2		p [±] N°3		p [±] N°4		pt N°5		p [±] N°6	
		α _{1i}	M _{1i}	α _{2i}	M _{2i}	α _{3i}	M _{3i}	α _{4i}	M _{4i}	α _{5i}	M _{5i}	α _{6i}	M _{6i}
 P, P _s	M _x	-0,4	-3,8 -3,58	0,083	0,798 0,743	-0,133	-1,264 -1,19	0,033	0,313 0,295	/	/	/	/
	M _y	-	-	-	-	-	-	-0,02	-0,19 -0,18	-0,2	-1,9 -1,79	-0,31	-2,945 -2,775
 q, q _s	M _x	-0,105	-8,126 -9,87	0,01	0,77 0,94	-0,053	-4,1 -4,985	0,01	0,77 0,94	/	/	/	/
	M _y	/	/	/	/	/	/	0,0098	0,758 0,922	-0,086	-6,65 -8,09	-0,115	-8,9 -10,8
 M _{ag}	M _x	/	/	-0,31	-1,321	/	/	/	/	/	/	/	/
	M _y	/	/	/	/	/	/	0,55	3,409	0,04	0,248	0,24	1,487
 T _{gs} T _s	M _x	-1,3	-20,93 -30,96	+0,23	3,703 5,477	-0,175	-2,918 -4,167	0,085	1,368 2,024	/	/	/	/
	M _y	/	/	/	/	/	/	-0,2	-3,22 -4,762	-0,26	-4,187 -6,191	-0,5	-8,05 -11,9

* Cumul des efforts

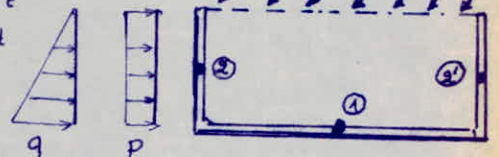
M ^t 1 ^{er} et 2 ^e genre	p [±]					
	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5	N°5
M _x (t.m)	-32,861	3,34	-8,182	5,86	/	/
	-44,417	5,24	-10,342	3,259	/	/
M _y (t.m)	-	-	-	0,757	-12,495	-18,41
	/	/	/	-0,611	-15,822	-24

b) Determination des reactions aux encastrement

Sous l'effet de la surcharge sur remblai, de la poussée des terres et l'effet tranchant horizontal du au garde greve maissent des reactions. des abaques allemandes donnent la part reprise par chaque point de la plaque comme le montre la figure ci dessous

* surcharge sur remblai : P = 0,399 t/m², P_s = 0,376 ⇒ H_p = p · l_x · l_y = 26,28 t H_p = p_s · l_x · l_y = 24,77 t
 les abaques donnent :

$$\begin{aligned}
 & \alpha_1 = 0,51 \\
 & \alpha_2 = 0,2 \\
 & \alpha_{2'} = 0,2
 \end{aligned}
 \Rightarrow \alpha_i \cdot P_i \begin{cases} H_{p_x} = 13,405 t \\ H_{p_y} = 5,257 t \\ H_{p_y'} = 5,257 t \end{cases} ; \alpha_i \cdot P_{s_i} \begin{cases} H'_{p_x} = 12,632 t \\ H'_{p_y} = 4,954 t \\ H'_{p_y'} = 4,954 t \end{cases}$$



* poussée des terres : q = 3,25 t/m² q_s = 3,95 t/m²
 les efforts en deculant : H_q = q · l_x · l_y / 2 = 107 t ; H_q = 130 t
 les abaques donnent

$$\begin{aligned}
 & \alpha_1 = 0,68 \\
 & \alpha_2 = 0,16 \\
 & \alpha_{2'} = 0,16
 \end{aligned}
 \Rightarrow \alpha_i \cdot q_i \begin{cases} H_{q_x} = 72,76 t \\ H_{q_y} = 17,22 t \\ H_{q_y'} = 17,12 t \end{cases} ; \alpha_i \cdot q_{s_i} \begin{cases} H'_{q_x} = 88,408 t \\ H'_{q_y} = 20,816 t \\ H'_{q_y'} = 20,816 t \end{cases}$$

VI-5-2 EFFORTS SUR LE MUR EN RETOUR

a) Moments flechissant

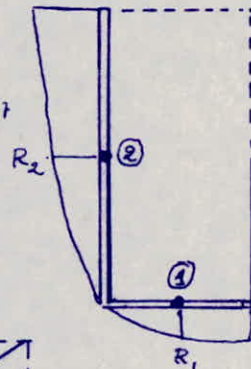
$E = 0,47 \quad \beta = 0,5$

M_i / p_i	①	②	③	④	⑤	⑥
M_x (t.m)	-11,78	-9,76	/	/	-1,04	/
M_y (t.m)	/	/	-13,47	-8,4	/	3,16

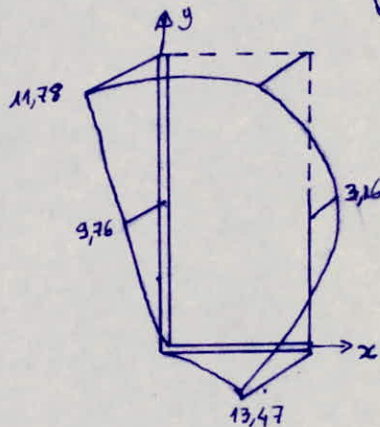
b) Reactions aux encastrements du mur en retour

Les coef. multiplicateurs α_i sont donnes pour la surcharge de remplai p , la poussée des terres q et l'effort tranchant provient de l'ovale du mur en retour: T_0 .
Les reactions de chaque type de chargement sont donnees

$R_1 = 32,87t \quad R_2 = 45,13t$



* Diagramme des moments flechissants



VI-6 INTERACTION MUR FRONTAL- MUR EN RETOUR

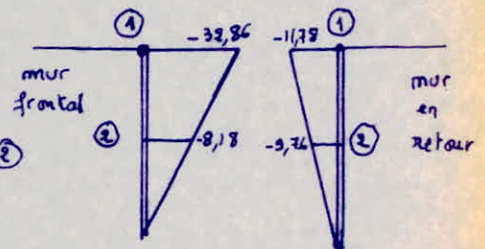
a) Les diagrammes de moments flechissant montre que le cote' commun du mur frontal et du mur en retour est sollicite' differemment de chaque cote' d'encastrement. Par raison de continuite' et de compatibilite' les moments flechissants de ce cote' seront uniformises' en chaque point.

En chaque point le moment d'encastrement commun sera la moyenne arithmetique des m_i d'encastrement de chaque partie.

Les moments d'encastrements communs aux points ① et ②

$$m_{1x} = \frac{-32,86 - 11,78}{2} = -22,32 \text{ t.m/ml}$$

$$m_{2x} = \frac{-8,18 - 9,76}{2} = -8,97 \text{ t.m/ml}$$



La comparaison des moments moyens et reels de chaque cote', mais revele une augmentation sur le mur en retour de $\Delta_{m_{1x}} = +22,12 - 11,78 = +10,54 \text{ t.m}$, $\Delta_{m_{2x}} = -9,76 + 8,97 = -0,79 \text{ t.m/ml}$. Nous avons une diminution d'effort d'egale valeur sur le mur frontal.

La variation du m_i flechissant est negligeable au niveau du pt ②

Nous considèrerons la variation des moments au point ① en calculant l'effet de l'accroissement (resp. la diminution) sur le mur en retour (resp. mur frontal) de la répartition des moments supplémentaires M_0 triangulaire. Les moments induits par ces suppléments d'efforts seront déterminés à l'aide des abaques allemandes (20,22) pour $\epsilon = \frac{e_x}{e_y} = 2,76$

b) Moments supplémentaires obtenus

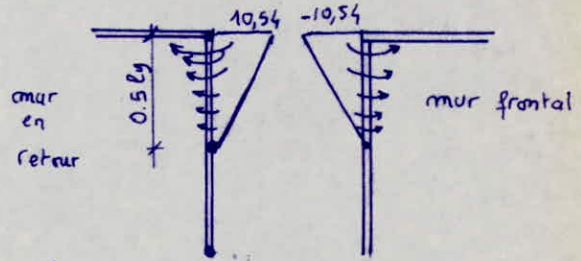
*) mur frontal

$$m_x^2 = -0,263 \text{ t.m} \quad m_x^4 = -0,132 \text{ t.m}$$

$$m_y^2 = -0,505 \text{ t.m} \quad m_y^4 = -1,44 \text{ t.m}$$

*) mur en retour

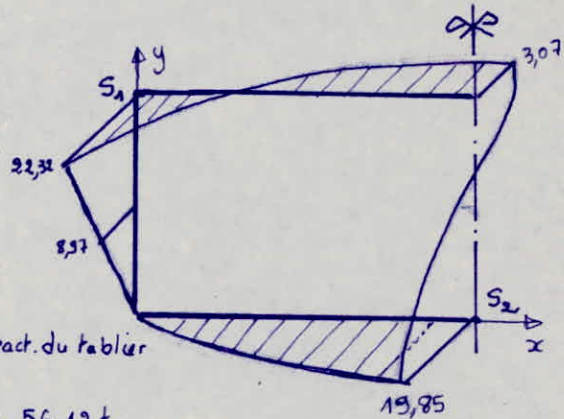
$$m_x^5 = 0,221 \quad m_y^6 = 0,22 \text{ t.m} \quad m_y^3 = -0,105$$



VI-7 FERRAILLAGE DU MUR FRONTAL

VI-7-1 Ferrailage vertical

Le mur frontal est ferrillé dans le sens y pour M_y et l'effort de compression provenant du tablier. Nous calculerons les sections S_1 et S_2 les plus sollicitées.



*) Section S_2

$$M = 19,85 \text{ t.m} \quad N = \text{poids du mur} + \text{react. du tablier}$$

$$N = 2,5(1,20 \times 4,88 + 0,4 \times 1,834) + \frac{79,29}{2} = 56,12 \text{ t}$$

.) excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = 0,353 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = 0,20 \text{ m}$, section partiellement comprimée

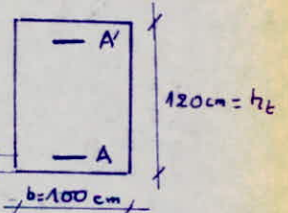
.) Contrainte admissible de compression du béton

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) = 14,3 \text{ kg/cm}^2$$

.) Moment fictif : $M_f = N \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d\right) = 0,303 \times 56,12 = 50,7 \text{ t.m}$

.) Moment résistant du béton

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot d \cdot b \cdot h^2 = 350,68 \text{ t.m} > M_f \Rightarrow A' = 0$$



.) la section d'aciers tendues : $A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_s \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} < 0$

nous ferrillerons donc avec la section minimale de flexion : $A_{min} = 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 14,17 \text{ cm}^2$
nous disposerons $7 \phi 16 \text{ HA/mL}$.

*) Section S_1

$$M = 22,32 \text{ t.m} \quad N = 39,642 \text{ t} \quad (\text{le poids du mur n'intervient pas})$$

la section est partiellement comprimée, mais la section d'acier tendue est faible ($A = 1,87 \text{ cm}^2$). Nous ferrillerons avec la section minimale de flexion soit

$$7 \phi 16 / \text{mL}$$

Dans le sens y, le mur frontal sera donc ferrillé sur toute sa longueur avec $7 \phi 16 \text{ HA/mL}$.

7-2 Les aciers transversaux seront choisis à $6 \phi 10 \text{ HA/mL}$ ($A_r = 0,25 \div 0,5 A$)

VI-8- FERRAILLAGE DU MUREN RETOUR

8-1 Ferrailage vertical

Le mur en retour présente 2 sections plus sollicitées S_1 et S_2 , que les autres, qui nous serviront à déterminer le ferrailage

* Section S_1

$M = 22,32 \text{ t.m}$, l'effort normal étant nul, la section est sollicitée par la flexion simple
Abaques de Charon

$$\mu = 0,0132 \Rightarrow A = 8,45 \text{ cm}^2 \text{ (} 5\phi 16 \text{ HA/ml)}$$

mais la condition de non fissuration n'est vérifiée, nous impose $\bar{\sigma}_a = 2078 \text{ cm}^2$
la nouvelle section recalculée est

$$A = 13,54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\phi 16 \text{ HA/ml}$$

.) vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = 0,105 \Rightarrow \sigma_a = 2471 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = 32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

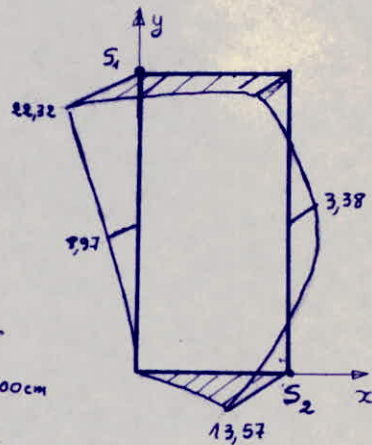
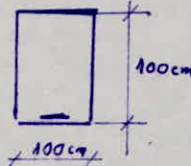


diagramme des moments fléchissants.

* Section S_2

$M = 13,57 \text{ t.m}$, $N = 20 \text{ t}$ (poids de l'acille du mur en retour)

.) excentricité: $e_0 = \frac{M}{N} = 0,678 > \frac{h_e}{6} = 0,167$, section partiellement comprimée.

le calcul donne une section d'acier négative, nous ferrailons avec le % minimal de flexion:

$$A_m = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 11,71 \text{ cm}^2$$

mais choisissons $7\phi 16 \text{ HA/ml}$ ($14,07 \text{ cm}^2$), de façon à obtenir un ferrailage vertical uniforme sur toute la longueur du mur.

8-2 Ferrailage horizontal

.) à l'encastrement: $M = 22,32 \text{ t.m}$, D'autre part un effort de traction provenant de la réaction du mur en retour évalué à: $T_R = R_{yfr} + R_{ym} = 29,06 + 45,13 = 74,19 \text{ t}$
Nous prenons un effort de traction moyen réparti

$$N' = \frac{T_R \times 2}{2} = -21,27 \text{ t}$$

Nous avons une section sollicitée par une flexion composée e_y

.) excentricité: $e_0 = \frac{M}{N'} = 1,043 > \frac{R_e}{6} = 0,167 \text{ m} \Rightarrow$ section partiellement tendue

la section d'acier trouvée: $A = 17,62 \text{ cm}^2$, nous prenons $9\phi 16 \text{ HA/ml}$ ($A = 18,1 \text{ cm}^2$)

.) vérification des contraintes

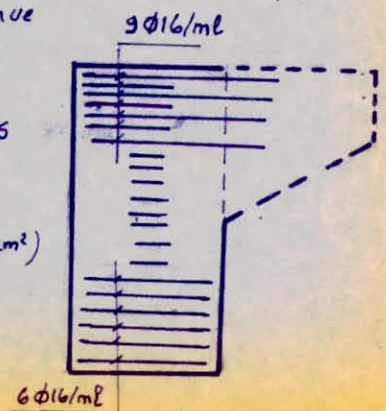
$$\sigma_a = 656 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ et } \sigma'_b = 23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

En s'éloignant de l'encastrement, le moment fléchissant diminue sensiblement et pour ce nous utiliserons une barre sur 2 des $9\phi 16 \text{ HA/ml}$ obtenue

* Partie basse du mur en retour:

$M = 13,57 \text{ t.m}$, l'effort de traction provenant des réactions est nul. Nous ferrailons la section simple.

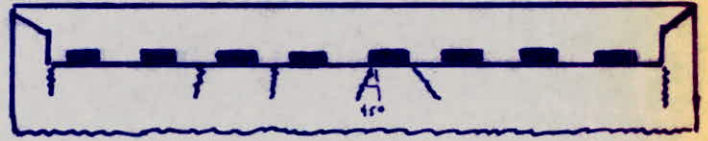
La section d'acier calculée est faible ($A = 5,3 \text{ cm}^2$). Nous disposerons le % minimum de flexion soit $6\phi 16 \text{ HA/ml}$ ($A = 12 \text{ cm}^2$)



VI-9 Ferrailage du sommier d'appui

La liaison tablier-appui est assurée par les appareils d'appuis discontinus. Il y a un risque de fissuration suivant le plan vertical et plan oblique ($\alpha = 45^\circ$)

Pour parer à ce risque nous prévoiront des :



VI-9-1 Armature de chaînage

Les documents du SETRA proposent une quantité d'acier pouvant équilibrer

0,25 fois la charge localisée la plus défavorable. (Réaction d'appui max. dans notre cas

$R_{max} = 60,166t$). La section d'acier est donc

$$A = 0,25 \frac{R_{max}}{\sigma_a} = 0,25 \frac{60,166 \times 10^3}{2800} = 5,37 \text{ cm}^2 \text{ soit 2 rapps de } 3\phi 14 \text{ chacune}$$

La propagation d'éventuelles fissures sera limitée par les armatures de flexion du mur frontal (Armatures horizontales)

VI-9-2 Armature de surface et d'éclatement

Nous disposerons des frettes au droit des appareils d'appui. La section des frettes doit être suffisante pour reprendre un effort

$$\text{avec } \delta = \frac{20}{120} = 0,167$$

$$\text{d'où } N = 12,53t$$

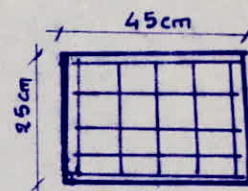
soit une section d'armature :

$$A = \frac{N}{\sigma_a} = 4,476 \text{ cm}^2$$

Nous disposerons une nappe de $5\phi 8HA$ dans les 2 directions pour chaque appareil d'appui avec un enrobage de 2 cm en dessus et en dessous de la nappe



mur frontal et appareil d'appui



bossage prismatique

VI-10 Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition a pour but d'éviter la divergence chaussée-courante-pont en cas de tassement du remblai. Ce qui est probable car le compactage des remblais derrière les murs de la culée ne peut être jamais parfait.

La dalle choisie a pour largeur, celle de la chaussée augmentée de 1 m de chaque côté soit $\ell = 13,5m$. La longueur est $L = 5m$, pour épaisseur de $h \approx \frac{L}{20} = 30cm$.

10-1 Calcul des effets sur la dalle de transition

Le choix du système de calcul dépend de la rigidité de la dalle.

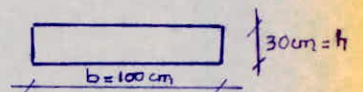
La dalle est considérée raide si $\ell \leq \frac{\pi}{2} \ell_e$ ℓ_e = longueur élastique ayant pour

expression

$$\ell_e = \sqrt[4]{\frac{4E \cdot I}{k \cdot b}}$$

$$k = 4, \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$E = 126 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour le béton}$$



$$\text{d'où } \ell_e = 1,297m$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot \ell_e = \frac{1,297 \times \pi}{2} = 2,04m < \ell = 5m$$

notre dalle est donc raide, on doit tenir compte de la flèche pour les sollicitations agissant sur la dalle.

a) Calcul des sollicitations

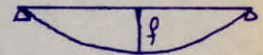
- .) poids propre de la dalle $2,5 \times 0,3 \times 1,0 \times 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$
 - .) remblai sur la dalle $1,834 \times 2 \times 1 \times 1 = 3,668 \text{ t/m}^2$
 - .) Surcharge sur remblai $1,2 \times 1 = 1,2 \text{ t/m}^2$
-
- $P = 5,62 \text{ t/m}^2$

* Influence du remblai proportionnellement à la fleche :

Si $f(x)$ est la fleche prise par la dalle, le remblai aura une réaction sur la dalle $K \cdot f(x)$ qui equivaut à appliquer sur la dalle une charge répartie ascendante $q = P - K \cdot f(x)$
 K = coefficient caractéristique du remblai.

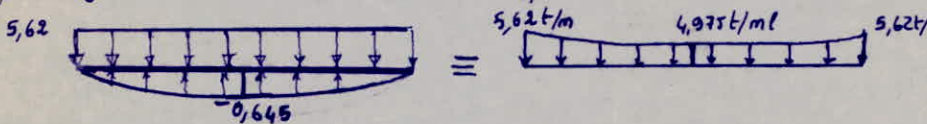
l'expression de la fleche d'une poutre simplement appuyée est $f(x) = \frac{P \cdot x}{24EI} (l^3 - 2l \cdot x^2 + x^3)$

La réaction $K \cdot f(x)$ aura donc une forme de charge parabolique ascendante de valeur maximale à mi-travée :



$$q_r = K f\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{5}{384} \frac{K \cdot P \cdot l^4}{E \cdot I} = 0,645 \text{ t/ml}$$

x) Diagramme des sollicitations et efforts



Pour une telle superposition de charge

$$M_{\max} = \frac{P l^2}{8} - \frac{5}{48} \cdot q_r \cdot l^2 = 15,88 \text{ t.m/ml}$$

$$T_{\max} = P \cdot \frac{l}{2} - q_r \cdot \frac{l}{3} = 13 \text{ t}$$

10-2 Ferraillage de la dalle

Abaques de P.CHARON

$M = 15,88 \text{ t.m}$ $\mu = 0,126$ $\left\{ \begin{array}{l} A = 25,28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9T20/\text{ml} \text{ (} A = 28,26 \text{ cm}^2 \text{)} \\ A' = 0 \end{array} \right.$

.) vérification des contraintes

$\bar{\omega} = 1,03 \rightarrow \sigma_a = 2524 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma'_b = 127,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

.) condition de non fissuration

$\sigma_1 = 3132 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_2 = 2278 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ vérifié donc.

x) Armature de repartition : nous prenons $6\phi 14 \text{ HA/ml}$ ($A_r = 0,25 \div 0,5 A$)

x) vérification au cisaillement

$T_{\max} = 13 \text{ t}$

contrainte admissible de cisaillement : à l'appui $\sigma'_b = 0 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,25 \text{ kg/cm}^2$

$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = 5,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$ vérifié

VI-11 Ferraillage du corbeau arriere

La réaction T de la dalle de transition provoque les efforts $\left\{ \begin{array}{l} M = 13 \times 0,3 = 3,9 \text{ t.m/ml} \\ T = 13 \text{ t} \end{array} \right.$

le ferraillage sera calculé pour une section de hauteur moyenne

$h_t = 100 + \frac{40}{2} = 120 \text{ cm}$

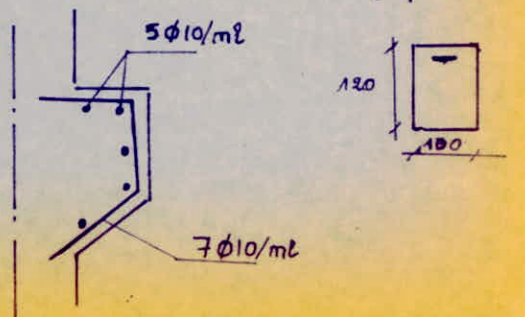
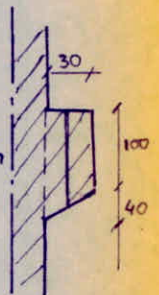
$M = 3,9 \text{ t.m}$ $\mu = 0,0015 \Rightarrow A = 1,23 \text{ cm}^2$ faible

mais prenons $7\phi 10 \text{ HA/ml}$ ($A = 5,46 \text{ cm}^2$)

.) vérification au cisaillement

$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = 1,29 \text{ kg/cm}^2$ valeur faible

il sera prévu des aciers constructifs $5\phi 10/\text{ml}$



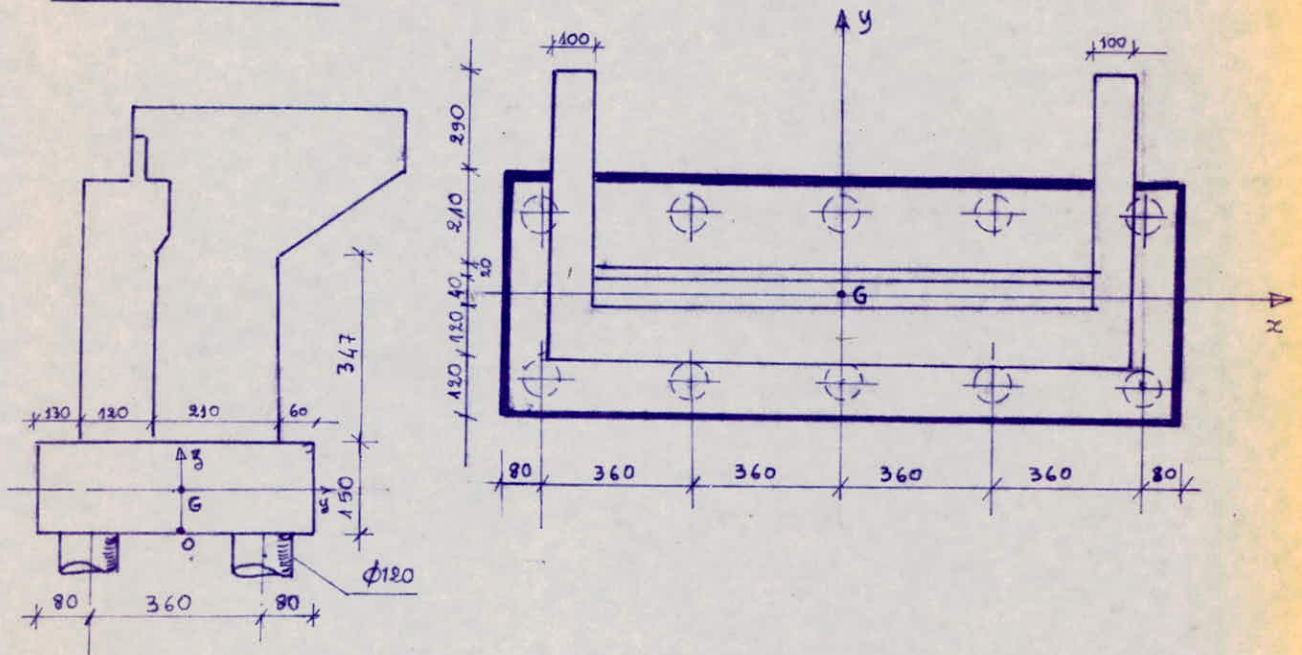
VII/

FONDATION

VII-1 INTRODUCTION

La semelle de la culée est de forme rectangulaire. Elle lie 2 files de 5 pieux forés ancrés dans le BED-ROCK. La culée est sollicitée suivant 2 directions. Les efforts dus à ces sollicitations sont ramenés au centre de gravité de la semelle.

Schema de calcul



VII-2 Evaluation des efforts globaux sollicitant la culée

Les sollicitations et les efforts qui s'en suivent sont les suivantes:

2-1 poids propre de la culée :

Tous les éléments constituant la culée (semelle, mur en retour, mur frontal, mur garde-grève et carbeau) sont considérés. Le poids propre de chaque élément sera évalué, ensuite les moments flechissants dans les 2 directions G_x et G_y .

Pour tous ces éléments, on envisagera aussi les sollicitations du 2^{ème} genre. Afin d'étayer ces explications, nous donnons l'exemple calcul pour la semelle.

*) Condition normale

- 1) poids propre $V = 5,20 \times 16 \times 1,5 \times 2,5 = 312 \text{ t}$
- 2) coordonnées du centre de gravité de la semelle $x_{G_0} = 0, y_{G_0} = 0$
- 3) Moments flechissants : $M_x = V \cdot y_{G_0} = 0$
 $M_y = V \cdot x_{G_0} = 0$

*) Condition dynamique

- 1) charge verticale $V' = E_v \cdot V = 1,07 \times 312 = 333,84 \text{ t}$
- 2) charge horizontale $H = E_h \cdot V = 0,10 \times 312 = 31,2 \text{ t}$
cette charge crée un moment flechissant $M_x = \pm H \cdot z = \pm 31,2 \times \frac{1,50}{2} = \pm 23,4 \text{ t.m}$
- 3) les moments flechissants totaux sont
 $M_y = V' \cdot x_{G_0}, M_x = V' \cdot y_{G_0} \pm H \cdot z = 0 \pm 23,4 = \pm 23,4 \text{ t.m}$
 $= 0$

Tous les éléments de la culée seront calculés suivant cette démarche.

2-2 Poids des terres sur la semelle

Le poids propre du remblai a pour expression $V = \gamma \cdot h \cdot L \cdot l$
 créant des efforts $M_y = V \cdot x$ et $M_x = V \cdot y$

en condition sismique

le poids propre s'exprime par : $V' = E_v \cdot \gamma_{\Delta} \cdot L \cdot l \cdot h$

γ_{Δ} = densité du remblai sous le bisme ($\gamma_{\Delta} = 2,15 \text{ t/m}^3$)

la charge horizontale est

$$H = E_h \cdot V'$$

$$\text{les efforts : } M_y = V' \cdot x_n \quad M_x = V' \cdot y_n \pm H \cdot z$$

h = hauteur de la culée

L = longueur de la semelle

l = largeur du potin avant de la semelle

γ = densité du remblai : 2 t/m^3

2.3 Poussée des terres et surcharge sur remblai :

*) condition normale

la charge horizontale est $H = \left(\frac{1}{2} \gamma h + p\right) \cdot K_{ah} \cdot L \cdot h$ p = surcharge sur remblai

les efforts engendrés

$$M_x = -\left(\frac{\gamma h}{3} + p\right) \cdot K_{ah} \cdot \frac{L \cdot h^2}{2} ; \quad M_y = \left(p + \frac{\gamma h}{3}\right) \cdot K_{ah} \cdot l \cdot h^2$$

*) en condition sismique

les expressions de H , M_x et M_y restent les mêmes, seuls sont remplacés γ , p et K_{ah} par (resp.) γ_{Δ} , p_{Δ} et $K_{ah\Delta}$ calculés précédemment.

2.4 Reaction du tablier excentrée

la charge permanente issue du tablier vaut $G = 317,04 \text{ t}$. Elle provoque des efforts, car elle est excentrée

2-5 Surcharge du tablier

la surcharge défavorable est le cas exceptionnel (voir répartition longitudinale)

son poids propre est $V = 164,28 \text{ t}$. Le cas est supposé circuler au milieu de la chaussée.

2-5 Tableau récapitulatif des efforts

a) SANS SEISME

Designation	V (t)	H (t)	M_x t.m	M_y t.m
Semelle	312	0	0	0
mur en retour droit	56,68	0	108,77	410,25
mur en retour gauche	56,68	0	-108,77	410,25
mur frontal	226,92	0	-181,53	0
mur garde-greve	24,76	0	0	0
coubeau	12,15	0	4,151	0
poids des terres	489,45	0	660,75	0
poussée + surcharge des terres	—	214,69	-493,95	95,13
poids du tablier	317,04	0	0	-190,224
surcharge du tablier	164,28	0	-38,56	0
freinage	0	14,73	-93,97	0
	1659,76	229,42	-143,11	725,31

Les efforts maxima en condition normale sont

$N = 1669,76 \text{ t}$ $M_x = 143,38 \text{ t.m}$ $M_y = 725,31 \text{ t.m}$ $T = 229,42 \text{ t}$

b) AVEC SEISME

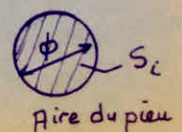
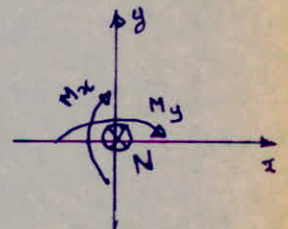
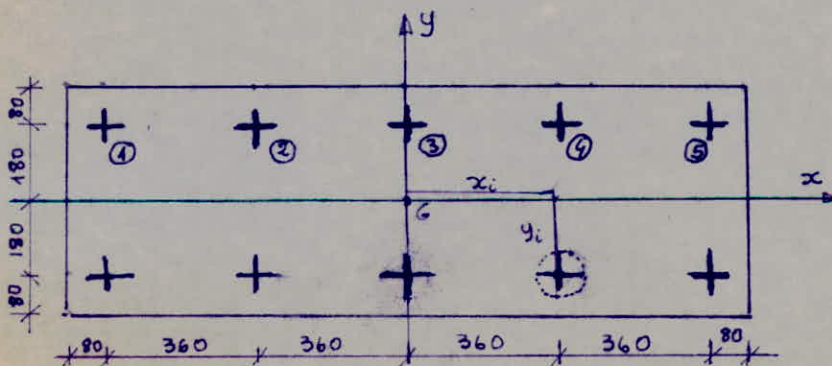
Designation	V (t)	H (t)	$M_x (H \rightarrow)$ (t.m)	$M_x (H \leftarrow)$ (t.m)	M_y (t.m)
Semelle	338,84	31,2	23,4	- 23,4	0
Muren retour droit	60,54	5,657	144,82	87,95	438,92
Muren retour gauche	60,54	5,657	-144,82	- 87,95	438,90
mur frontal	242,8	22,762	- 288,68	-76,371	0
mur garde-greve	26,49	3,676	18,06	-18,06	0
corbeau	13	1,214	12,45	- 3,56	0
poide des terres	602,28	66,28	1044,19	581,9	0
poussée + surch. des terres	-	268,79	208,33	- 586,47	+112,95
poide du tablier	339,23	31,704	202,27	- 202,27	- 203,54
Surcharge du tablier	164,28	-	-	- 38,56	-
freinage	-	14,73	93,97	- 93,97	0
Σ	1847,98	451,67	1084,26	-460,76	787,25

les efforts maxima : $N = 1847,98 \text{ t}$ $M_{x_{max}} = 1084,26 \text{ t.m}$ $M_{y_{max}} = 787,25 \text{ t.m}$

$T = 451,67 \text{ t}$

VII-3 Contrainte revenant à chaque pieu

3-1 Caracteristiques geometrique de l'ensemble pieux-semelle.



Inertie des pieux suivant G_x : $I_x = \frac{\sum \pi \phi^4}{64} + \sum S_i \cdot y_i^2$
 suivant G_y : $I_y = \frac{\sum \pi \phi^4}{64} + \sum S_i \cdot x_i^2$

En négligeant l'inertie propre de pieux de même section, il vient
 $I_x = S_i \sum y_i^2$ $I_y = S_i \sum x_i^2$
 Le système pieux-semelle est sollicité par une flexion composée déviée.
 La contrainte revenant à chaque pieu est :

$$\sigma = \frac{N}{\sum S_i} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_x} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_y} = \frac{N}{m S_i} \pm \frac{M_y \cdot x}{S_i \sum x_i^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{S_i \sum y_i^2}$$

Soit un effort maximal par pieu

$$\begin{cases} F_{\max} = \frac{N}{m} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \\ F_{\min} = \frac{N}{m} - \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} - \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \end{cases}$$

Pour notre cas $y_i = y = \pm 1,80 \text{ m} \Rightarrow \sum y_i^2 = m y^2$

$$x_1 = -7,2 \text{ m}, x_2 = -3,6 \text{ m}, x_3 = 0, x_4 = 3,6 \text{ m}, x_5 = 7,2 \text{ m}$$

Le calcul pas par pas des pieux a donné comme réactions défavorables (pieu N°1)

1^{er} genre: $N = 1659,76 \text{ t}$, $M_x = 14333 \text{ t}$, $M_y = 725,31 \text{ t.m}$

$$\begin{cases} F_{\max} = 194,08 \text{ t} < \bar{F} = 360 \text{ t} \\ F_{\min} = 137,86 \text{ t} > 0 \end{cases}$$

2^{ème} genre $N' = 1847,78 \text{ t}$ $M'_x = 1084,24 \text{ t}$ $M'_y = 787,25 \text{ t}$

$$\begin{cases} F_{\max} = 266,90 \text{ t} < \bar{F} = 360 \text{ t} \\ F_{\min} = 102,68 > 0 \end{cases}$$

Les pieux sont bien choisis, puisque leur portance (donnée par le laboratoire de mécanique des sols de la société) égale à $\bar{F} = 360 \text{ t}$ n'est pas atteinte.

D'autre part, la stabilité de la culée est assurée, car aucune réaction de traction n'est développée ($F_{\min} > 0$)

VII - 4 Ferraillage de la semelle

VII-4-1 Efforts sur la semelle

Dans le sens de la largeur de la semelle, le ferraillage sera déterminé par la méthode de la console, celle des bielles n'étant pas applicable (le mur frontal n'est pas centré par rapport aux pieux.) La méthode de la console suppose la semelle encadrée au mur frontal. La semelle est sollicitée par la réaction des pieux et par son poids propre.

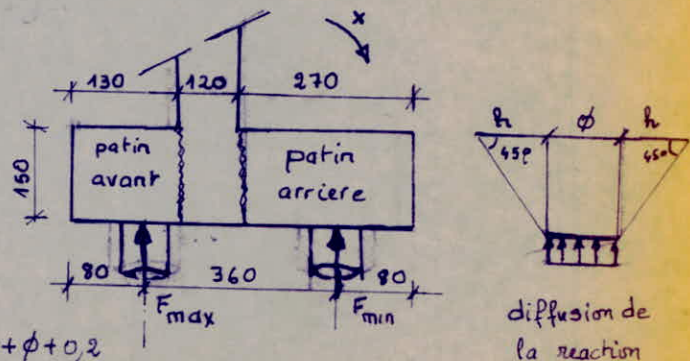
a) effort sur le patin arrière

La réaction F_{\min} donne naissance à un moment flechissant à l'encastrement
 $M'_{\text{par}} = F_{\min} \cdot (2,7 - 0,8) = 261,934 \text{ t.m}$

La contrainte due à F_{\min} se diffusant comme le montre la figure ci contre, le moment flechissant M'_{par} intéresse une largeur $h + \phi + 0,2$ par 2,9 m.

Le moment/ml à l'encastrement est donc $M_p = \frac{M'_{\text{par}}}{2,9} = 90,32 \text{ t.m/ml}$

Le moment flech./ml à l'encast. du au poids de la semelle: $M_s = P_D \cdot \frac{2,7^2}{2} = 1,5 \times 1 \times 2,5 \times \frac{2,7^2}{2} = 27,34 \text{ t.m/ml}$



d'axe le moment total à l'encastrement du patin arrière

$$M_{Par} = M_p + M_s = 27,34 - 90,32 = -62,982 \text{ t.m/m}$$

b) Efforts à l'encastrement du patin avant

De la même façon que pour le patin arrière

$$M_{Pav} = \frac{134,08(1,30-0,80)}{1,5+1,2+0,2} - 1,50 \times 1,0 \times \frac{1,3^2}{2} \times 2,5 = 30,29 \text{ t.m/m}$$

VII-4-1' Efforts sur la semelle sous les sollicitations du 2^{ème} genre

$$F_{max} = 266,89 \text{ t} \quad F_{min} = 102,68 \text{ t}$$

a) Patin arrière : $M'_{Par} = -\frac{102,68(2,7-0,8)}{2,9} + 1,5 \times 1 \times \frac{2,7^2}{2} \times 2,5 = -79,23 \text{ t.m/m}$

b) Patin avant : $M'_{Pav} = \frac{266,89(1,30-0,8)}{2,9} - 1,50 \times 1 \times \frac{1,30^2}{2} \times 2,5 = 42,846 \text{ t.m/m}$

VII-4-2 Ferraillage de la semelle

La semelle sera ferraillée avec les efforts dus aux sollicitations du 1^{er} genre. Les efforts obtenus pour le 2^{ème} genre des sollicitations, étant assez proche de ceux du 1^{er} genre, on ne procédera pas à la vérification aux conditions extrêmes.

4-2-1 Armatures supérieures

$$M_{Par} = 62,982 \text{ t.m/m} \quad \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0168 \rightarrow \epsilon = 0,9425$$

$$k = 72$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 17,28 \text{ cm}^2 \quad A' = 0$$

nous prenons $4 \phi 25 \text{ HA/m}$ ($A = 19,64 \text{ cm}^2$)

1) Vérification à la non fissuration

$$\sigma_1 = 1576 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 2036 \text{ kg/cm}^2 \text{ non vérifié}$$

mais recalculons la section avec $\bar{\sigma}_a = 2036 \text{ kg/cm}^2$

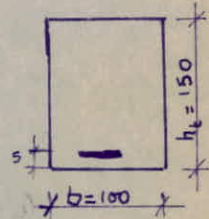
on trouve $A = 25,72 \text{ cm}^2$ soit $5 \phi 25 \text{ HA/m}$

2) Vérification des contraintes

$$\bar{\omega} = \frac{150A}{b \cdot h} = 0,173$$

$$\sigma_a = 1794 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2036 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 30,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$



4-2-3 Armatures inférieures

$$M_{Pav} = 30,29 \text{ t.m} \quad \mu = 0,0077 \rightarrow \epsilon = 0,9603 \rightarrow A = 7,77 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \phi 16 \text{ HA/m} \quad (A = 10,05 \text{ cm}^2)$$

$$k = 111$$

1) Vérification à la non fissuration

$$\sigma_1 = 1376 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 2545 \text{ kg/cm}^2 \text{ non vérifié (car } \sigma_2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2)$$

mais la section recalculée avec $\bar{\sigma}_a = 2545 \text{ kg/cm}^2$ reste inférieure à celle choisie

2) Vérification des contraintes

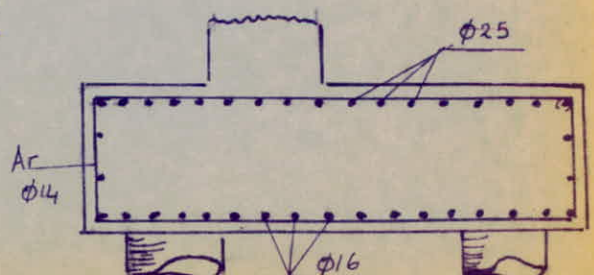
$$\bar{\omega} = 0,069 \Rightarrow \sigma_a = 2176 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a; \quad \sigma'_b = 23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

4-2-4 Armatures dans le sens longitudinal

Nous prenons des aciers de répartition

$$\text{de section } A_r = 0,25A \approx 0,50A$$

nous prenons $5 \phi 14 \text{ HA/m}$ ($A_r = 7,7 \text{ cm}^2/\text{m}$)



VII - 5 CALCUL DES PIEUX SOUS CULÉE

VII - 5-1 EFFORT LE LONG DU PIEU:

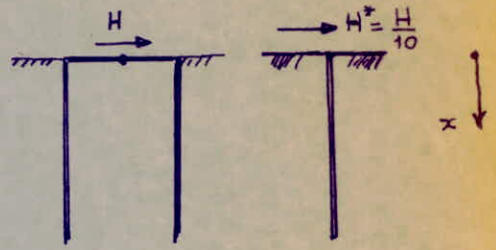
L'effort horizontal H ramené au centre de gravité de la fibre inférieure de la semelle va se répartir sur les 2 piles de pieu. Chaque pieu est soumis en tête à $H^* = \frac{H}{2}$.

Les pieux étant considérés encastrés à la semelle rigide, ne subissent pas de rotation en tête. ($\varphi = 0$).

Ceci étant, le sol développe une réaction (reaction)

$$M^* = - \frac{X_{\varphi_{H^*}}}{X_{\varphi_{M^*}}} \cdot \frac{H^*}{\lambda}$$

Le mode de réaction du sol, le genre d'appui en pied de pieu, λ et les coefficients $X_{\varphi_{H^*}}$, $X_{\varphi_{M^*}}$, $X_{w_{H^*}}$, $X_{w_{M^*}}$ ont été déterminés dans le chapitre: « Calcul des rigidités »



Le moment flechissant selon la théorie du Dr. Heinrich WERNER est

$$M(x) = M^* \cdot X_{w_{M^*}}(x) + H^* \cdot X_{w_{H^*}}(x)$$

Les coef. $X_{w_{H^*}}$, $X_{w_{M^*}}$ sont donnés par le table de WERNER en fonction de la profondeur pour le paramètre λ choisi

Application au projet

*.) Sous les sollicitations du 1^{er} genre

$H = 22,92 \text{ t}$ d'où l'effort horizontal en tête de pieu: $H^* = \frac{H}{2} = 11,46 \text{ t}$

$\lambda l = 4,54$, les tables ont donné $X_{\varphi_{H^*}}(x=0) = 1,311$, $X_{\varphi_{M^*}}(x=0) = 1,595$
(pour ces résultats, voir "calcul des rigidités")

Il s'ensuit un moment flechissant de réaction du sol $M^* = - \frac{X_{\varphi_{H^*}}(0)}{X_{\varphi_{M^*}}(0)} \cdot \frac{H^*}{\lambda} = - \frac{1,311}{1,595} \cdot \frac{11,46}{0,267} = -70,62 \text{ t.m}$

d'où l'expression du moment flechissant le long du pieu

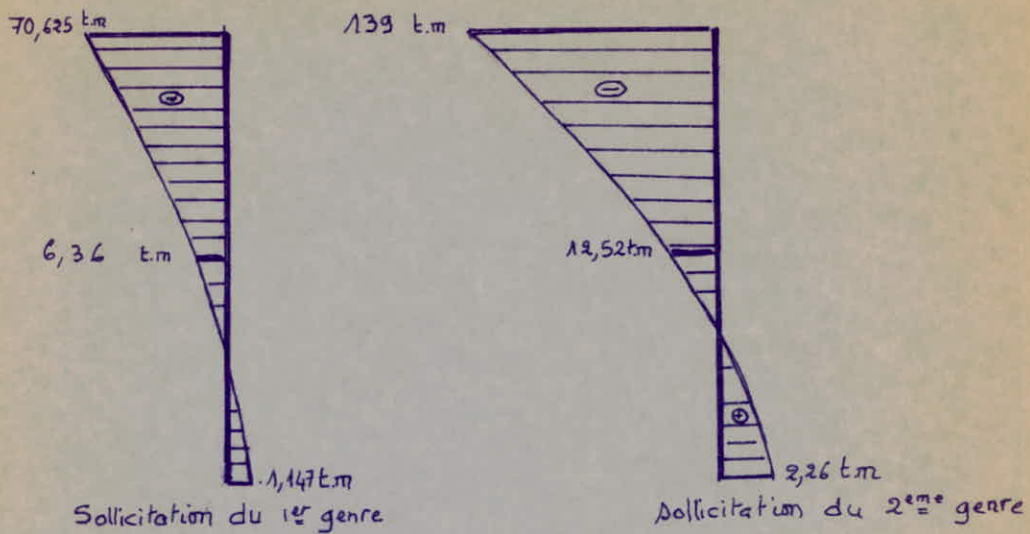
$$M(x) = 11,46 X_{w_{H^*}}(x) - 70,62 X_{w_{M^*}}(x) \quad (\text{t.m})$$

*.) Sous les sollicitations du 2^{ème} genre

L'effort horizontal global est $H = 45,167 \text{ t}$, $H^* = 22,583 \text{ t}$, $M^* = -139,04 \text{ t.m}$
de même calcul que ci-dessus, nous conduit à l'expression du moment flechissant

$$M(x) = 22,583 X_{w_{H^*}}(x) - 139,04 X_{w_{M^*}}(x) \quad (\text{t.m})$$

x	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l	0,7l	0,8l
$X_{w_{H^*}}$	0,4	0,65	0,67	0,58	0,4	0,21	0,1	0,05
$X_{w_{M^*}}$	0,97	0,83	0,62	0,42	0,22	0,08	0,03	0
M^{\pm} flech. 1 ^{er} genre	-59,33	-47,70	-29,56	-16,35	-6,36	-0,83	+0,175	1,147
M^{\pm} flech. 2 ^{ème} genre	-116,80	-86,05	-55,94	-32,20	-12,52	-1,64	+0,345	2,26

*) Diagramme des efforts le long du pieuVII- 5-2 Ferraillage du pieu5-2-1 Armatures longitudinales

La section en tete de pieu est nettement plus sollicitée que les autres pour les sollicitations des 2 genres. Cette section sera ferraillee sous les efforts dus au sollicitations du 1er genre à savoir l'effort normal $N = F_{V_{min}} = 137,68 \text{ t}$ et le moment flechissant $M = 70,62 \text{ t.m}$. Le ferraillage obtenu sera generalisé aux autres pieux. Nous procederons bien entendu à la verification de la section d'acier obtenue aux efforts en condition extreme.

Pour le calcul du ferraillage, nous recourrons aux tables de "DAVIDOVICCI" etablis pour les pieux en flexion composée.

*) Sous les sollicitations du 1er genre :

$$N = 137,86 \text{ t}, \quad M = 70,62 \text{ t.m}, \quad r = \text{rayon du pieu} = \frac{1,20}{2} = 0,60 \text{ m}, \quad d = \text{enrobage} = 0,06 \text{ m}$$

$$\text{excentricité : } e = \frac{M}{N} = \frac{70,62}{137,86} = 0,513 \text{ m} > \frac{r}{4} = 0,150 \text{ m}, \text{ la section est partiellement comprimée}$$

$$\left. \begin{aligned} K_e &= \frac{N \cdot r}{M} = \frac{137,86 \times 0,6}{70,62} = 1,17 \\ K_a &= \frac{M}{r^3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{70,62 \times 10^5}{0,6^3 \times 2800} = 0,0122 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \omega\% = 0,16 \\ K = 23,23 \end{cases}$$

le pourcentage d'acier trouve est inferieur au pourcentage minimale donnee par le B.T.4 à savoir $\omega\% = 0,5\%$

Nous prenons donc ce dernier pourcentage correspondant à une section d'acier $A = 56,55 \text{ cm}^2$ soit 19 $\phi 20$ HA ($A = 59,66 \text{ cm}^2$)

.) Verification des contraintes

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = 1,17$$

$$\omega\% = \frac{A}{\pi \cdot r^3} \times 100 = 0,527$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K_b = 0,45 \\ K = 19,65 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = \frac{M}{K_b \cdot r^3} = 72,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 1449,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

*) Verification aux sollicitations du 2^{me} genre

$$E_{efforts} \quad N' = F'_{min} = 102,68t \quad M' = 139,04 t.m$$

$$A = 59,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow \omega\% = 0,527 \quad K_b = 0,41 \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = \frac{M}{K_b \cdot r^3} = 161 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}_b \\ \sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 4565 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = 0,44 \quad \Rightarrow \quad K = 32,99$$

La contrainte sur les aciers tendus n'est pas vérifiée. Nous recalculons notre section d'acier en prenant $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M'} = \frac{102,68 \times 0,4}{139,04} = 0,44 \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \omega\% = 0,63 \\ K = 30,1 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 140 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}_b$$

$$K_a = \frac{M'}{r^3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{139,04 \times 10^5}{60^3 \cdot 4200} = 0,0153$$

La section d'acier est $A = \frac{\tilde{\omega} \cdot \pi r^2}{100} = \frac{0,63 \times \pi \times 60^2}{100} = 71,23 \text{ cm}^2$ soit 23 $\phi 20$ HA (72,22 cm²)
 $A' = 0$

.) Verification des contraintes

$$K_e = 0,44 \quad \Rightarrow \quad K_b = 0,49 \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = 132 \text{ kg/cm}^2 \ll 1,5 \bar{\sigma}'_b \\ \sigma_a = K \cdot \sigma'_b = 3686 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} \end{array} \right.$$

$$\omega\% = \frac{100 \cdot A}{\pi \cdot r^2} = 0,638 \quad \Rightarrow \quad K = 28,06$$

5-2-2 Armatures transversales

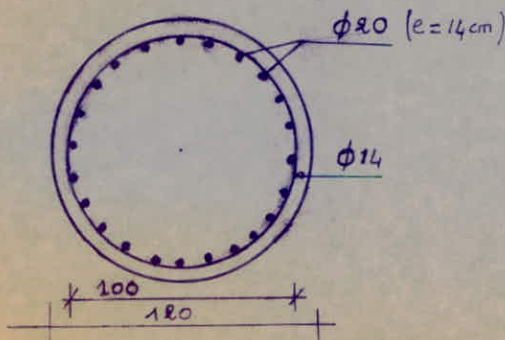
La section des armatures transversales par unité de longueur du pieu est donnée en fonction de l'effort tranchant $T = H = 229,42t$ (effort horizontal en tête de pieu.)

$$A_t = \frac{T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} \quad \text{avec } z = 0,8 \phi$$

$$A_t = \frac{22942}{0,8 \times 120 \times 2800} = 0,1 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Section très faible. Nous adopterons celle}$$

des pieux sous coulé à savoir 1 $\phi 14/15\text{cm}$ en zone courante

1 $\phi 14/10\text{cm}$ en zone de recouvrement



BIBLIOGRAPHIE

<u>Titre de l'ouvrage</u>	<u>Auteurs</u>	<u>Edition</u>
le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes	R. Barrés C. MASSONNET	DUNOD
Aide memoire beton armé	V. DAVIDOVICI	"
Le projet de beton precontraint	A. FUENTES R. LACROIX	EYROLLES
Construction en beton precontraint	Y. GLUYON	"
Pratique du beton precontraint	G. DREUX	"
Calcul et verification des ouvrages en beton armé	P. CHARON	"
Dessin technique de travaux publics et de batiment	G. KIENERT J. PELLETIER	"
Fascicule Freyssinet international	Freyssinet	"
Regles C.C.B.A 68	Titre VI du C.P.C des marchés de l'Etat	"
Fondations et ouvrage en terre	G. Philliponnat	"
Beton und Stahlbau	Heinrich WERNER	H. & F. Bauaktiengesellschaft - München
Berechnung von kastenformigen Wiederlagern	EIBL-IVANY CHAMBECK	T.U Braunschweig
Bautechnische Zahlentafeln	WENDERHORST-Muth	B.G Tarbner. Stuttgart. 83
Einflußfelder elastischer Platten	A. PÜCHER	Springer Verlag 1951
Effets des seismes sur les ouvrages d'art	M. H. DERRON DO TRONG THAN	Ecole Polytechnique de Lausanne
Instructions provisoires N°1 et N°2 sur l'emploi du beton precontraint	Ministere des transport	PARIS
Cahier des Prescriptions Communes	-	Ministere des T.P

