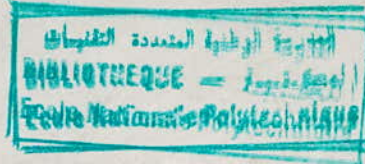


المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية بالجزائر
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

1ex

دائرة الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

Sujet :

ETUDE D'UN
PONT MIXTE

Dirigé par :

A. REZKALLAH
G. SALORT

Etudié par :

B. BAHIDJ
O. AMMARI

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية بالجزائر
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

دائرة الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

Sujet :

ETUDE D'UN
PONT MIXTE

Dirigé par :

A. REZKALLAH
G. SALORT

Etudié par :

B. BAHIDJ
O. AMMARI

REMERCIEMENTS

Nos remerciements vont à :

- M^e le directeur général
- M^e AHRIZ qui a bien voulu nous accueillir au sein de la société
- M^e REZKALLAH
- M^e SALORT
qui par leurs conseils éclairés et leur dévouement sans réserve, nous ont guidé dans notre travail
- Tous les membres du bureau d'étude
 - ABDERRAHIM
 - OMAR
 - HOCINE
 - MOHAMED
 - ABDELAZIZ
 - RABAH
 - ALI
 - MOHAMED ZOUBIRI
 - SELHAB

pour leur valeureuse aide et leur bon accueil.

- M^e CHENAF
- M^e KORDJANI
- M^e YAVARI

pour leurs conseils.

JE DEDIE CE TRAVAIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

II

- A ma mere pour sa tendresse
- A mon pere pour tous ses sacrifices
- A mes freres et soeurs, à qui je demande de
 - perseverer dans le travail, d'oublier le passé
 - pour honorer l'avenir
- A SLITANE
- Tous mes amis en particulier
Hawlene, Yazid, Ahmed
- A Mourad O-H pour notre amitie
- A toute la famille : oncles, tantes, cousins
grand-pere, grand-mere
- A Toi: OTAR

A Toi

Azzedine-Brahim
Bahid

JE DEDIE CE TRAVAIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- ma mère
- mon père
- mes frères et sœurs
- ma famille (grand-mère, grand-père, cousins, cousines ...)
- mes amis

II

Omar Juij

S'OMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

<u>DESIGNATION</u>	<u>PAGES</u>
INTRODUCTION	1
DALLE	12
POUTRES PRINCIPALES	41
ENTRETOISES	135
CONNECTEURS	159
ASSEMBLAGES	165
APPAREILS D'APPUI	173
PILE	197
CULEE	217

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un double pont, nous limiterons à l'étude d'un seul pont.

Faisant suite à une demande adressée par la D.I.B de la wilaya d'ALGER. La SAPTA est chargée de l'étude et la réalisation d'un double pont (Echangeur des quatre Chemins (CW 13) ROCADE SUD) reliant Kouba à Birhadem.

Ce pont est mixte, la justification du choix est due à la rapidité d'exécution et des travées importantes et sa faible sollicitation dans les fondations par rapport au béton armé.

Un ouvrage mixte acier-béton est un ouvrage qui se compose d'une partie métallique liée à une partie en béton, de telle sorte que l'ensemble se comporte comme un ouvrage monolithique. Le type même de la construction mixte est évidemment le béton armé qui allie le béton, matériau fragile supportant sans inconvénient des efforts élevés de compression, mais se fissurant sous des efforts modérés de traction, à des armatures métalliques dans la section est déterminée pour reprendre intégralement les efforts de traction.

L'intérêt de cette liaison acier-béton est avant tout économique donc on a à concevoir, par analogie au béton armé, des ouvrages qui allieraient les qualités propres de ces deux matériaux et dont les éléments comprimés seraient en béton armé (dalle) et les éléments tendus en métal (poutres principales, entretoises)

TYPES DE PONTS MIXTES

Les deux types de ponts mixtes le plus couramment utilisés actuellement sont les ponts à poutrelles enrobées et les ponts à poutres sous chaussée surmontées d'une dalle en béton armé.

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Ce pont est constitué de 3 travées inégales de 30 m
22 m
17,5 m

Compte tenu de la route au dessous du pont et de la disposition des appuis (piles, culées). Toutes les travées sont isostatiques, reposant sur deux culées extrêmes et deux piles intermédiaires.

Le profil en travers comporte pour chaque pont deux voies de 4,00 m de large chacune, 2 trottoirs de 2,25 m de large et de 2 garde-corps de 1,10 m de hauteur.

Le revêtement de la chaussée est assuré par une couche de bitume de 6 cm d'épaisseur, par des dalles préfabriquées posées sur des bordures laissant des vides pour la canalisation.

Des corniches situées aux extrémités du tablier supportent des garde-corps, les surfaces de la chaussée et des trottoirs présentent des fentes transversales de 2,5% pour permettre le ruissellement des eaux pluviales vers les gorgouilles situées au bas des bordures du trottoir.

Le tablier métallique est constitué par 3 poutres principales distantes de 3,60 m et des entretoises à âmes pleines assurent une bonne rigidité de l'ensemble du tablier. Le tablier repose uniquement sur les éléments porteurs (culées, piles) au moyen d'appareils d'appuis en élastomère fretté.

Les piles encreées dans le sol par des semelles superficielles (ou que le sol a une bonne portance) sont constituées d'un voile et d'un chapeau surmonté de dés.

Chaque culée est constituée d'éléments qui résistent aux différentes sollicitations imposées par le fonctionnement de cette culée, à savoir les réactions, de la travée, la poussée des terres, les actions développées par le freinage des véhicules.

Les culées plantées dans le talus par des semelles superficielles sont composées d'un mur frontal dont le rôle est de soutenir le tablier et retenir les poussées des terres, d'un mur garde-grève faisant écran entre le tablier et le remblai, et des murs en retour reprenant la poussée du remblai.

Le pont présente un biais de 54° , mais faute de manque de notes de calcul et documentation dans ce domaine, nous allons étudier le tablier comme étant droit, méthode qui nous place en sécurité vis à vis de la flexion tout en tenant compte de certaines considérations dues au biais.

DONNEES DE BASE

Sur le plan topographique, nous disposons d'un levé planimétrique du tracé de la route et son profil en long réalisé par le bureau d'étude, de même un topographique établi par le service topographique de la SAPTA.

Sur le plan géotechnique, nous disposons d'un rapport de sol indiquant les morphologies et la nature du terrain.

CHARACTERISTIQUES

MECANIQUES

ET

CONTRAINTES

ADMISSIBLES

Concernant les caractéristiques mécaniques des matériaux, on prendra les dimensions standardisées élaborées par la SAPTA

Béton

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68, et à tous les règlements en vigueur appliqués en Algérie.

Le dosage étant de 350 kg/m³ (ciment CPA 325) avec un contrôle atténué.

La résistance nominale à 28 jours sera de 27,5 kg/cm² pour la compression ; pour la traction, elle sera de 2,35 kg/cm²

* Contrainte de compression admissible (art. 9.4 CCBA 68)

Elle est égale à $\bar{\sigma}'_b = S'_b \sigma'_{es}$ avec $S'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$

où : * α : coefficient dépendant de la classe du ciment
 $\alpha = 1$ pour le ciment 250/325

* β : dépend de la rigueur du contrôle
 $\beta = \frac{5}{6}$ contrôle atténué

* γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

$\gamma = 1$ si $h_m > 4 C_g$

$\gamma = \frac{h_m}{4 C_g}$ sinon

h_m : épaisseur min. de la pièce étudiée
 C_g : diamètre du plus gros agrégats utilisé.

Dans notre cas $C_g = 25 \text{ mm}$
donc

$\gamma = 1$

* δ : dépend de la nature de la sollicitation

$S = 0,30$ pour la compression simple
 $S = 0,60$ pour la flexion simple.

Pour la flexion composée

$S = 0,6$ si l'effort est une traction

$S = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) & \text{si } S < 0,60 \\ 0,6 & \text{si } S > 0,60 \end{cases}$ si l'effort est une compression

e_0 : l'excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

Pour les sollicitations du second genre, les valeurs de $\bar{\sigma}$ fixées pour les sollicitations du premier genre seront à multiplier par 1,5.

* ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$\epsilon = 1$ pour la compression simple et quelque soit la forme de la section

$\epsilon = 1$ pour la flexion simple ou composée, pour les sections rectangulaires

$0,5 < \epsilon < 1$ pour les autres cas, qui est déterminé par $\frac{F'_b}{B'} < \bar{\sigma}_{b_0}$

En compression simple

$$\bar{\sigma}_{b_0} = \frac{1 \times 5 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 275}{6} = \underline{68,5} \text{ sous SP1}$$

En flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 0,25 \times 2 \times 275 = \underline{137} \text{ kg/cm}^2$$

* Contraintes de référence de traction (art 9,5 CCBA 68)

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

α, β, γ définis précédemment.

* θ

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

donc
$$\bar{\sigma}_b = \frac{1 \times 5 \times 1 \times 0,026 \times 275}{6} = \underline{5,9} \text{ kg/cm}^2$$

- Aciers

On utilisera des aciers à haute adhérence ; Ces aciers seront propres, débarrassés de toute trace de rouille non adhérentes, de peinture, de graisse.

Aciers à haute adhérence, nuance FeE 40

Ø (mm)	σ _{en} (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)
≤ 20	4200	2800
> 20	4000	2667

σ_a = $\frac{2}{3}$ σ_{en} = β_a σ_{en}

β_a = $\frac{2}{3}$ sous SP1

β_a = 1 sous SP2

Le béton utilisé avec les aciers à haute adhérence doit vérifier la condition suivante : (art. 18 CCBA 68)

σ' b₀ ≥ 20 (1 + 1,25 ψ_d) avec ψ_d = $\frac{1,5}{\sqrt{l}}$ m_d

où m_d = coefficient d'adhérence
= 1 pour aciers doux
= 1,6 pour aciers TOR

ψ_d = 1,7

σ' b₀ ≥ 20 (1 + 1,25 x 1,7) = 62,5 kg/cm² Vérifiée

L'acier utilisé pour les fentes principales et les entretoises est de nuance FeE 24 soit σ_{en} = 2400 kg/cm²

* Contraintes de traction imposées par les conditions de fissuration du béton

La théorie de fissuration permet le calcul de la répartition et de l'ouverture de fissures de flexion et de traction, supposée normale à la direction de l'armature. La résistance à la traction sera prise égale à zéro c à d que l'effort de traction devra être équilibré par les armatures.

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a \quad \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \sigma_{en} & \text{sous SP1} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

σ_1, σ_2 contraintes de fissuration définies par :

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} \quad \text{contrainte de fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad \text{Contrainte de fissuration accidentelle}$$

où : k : coefficient dépendant des conséquences de l'ouverture de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage durant son service.

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration peu nuisible.}$$

η : coefficient de fissuration = 1,6 pour HA

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue en mm

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

A : section des barres tendues
 B_f : section d'enrobage des barres tendues, ayant même centre de gravité que les barres.

ТАБЛИЦА

DALLE

- Dalle en Béton armé $0,2 \times 8 \times 2500 = 4000 \text{ Kg/ml}$
 - Goussets $= 90 \text{ Kg/ml}$
 - Revêtement chaussée $= \underline{1056 \text{ Kg/ml}}$
- $G = 5146 \text{ Kg/ml}$

$$G = 5146 \times 8 = 41168 \text{ Kg} = \underline{41,17 \text{ t}}$$

- Détermination des surcharges maximales

Les surcharges max. doivent être prises à l'intérieur du carré considéré de longueur L

- Surcharge Bc

On prendra 2 convois roulant de front

$$B_c = 2 \times 30 = 60 \text{ t} \quad b_c = 1,1$$

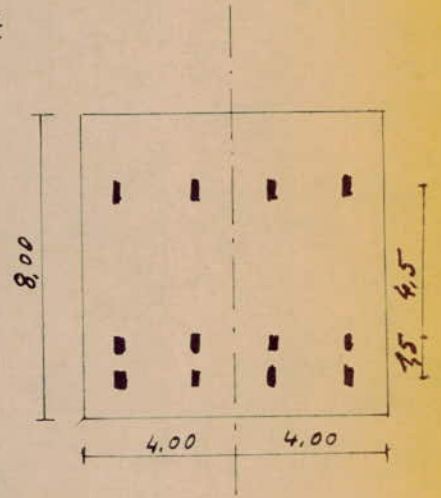
$$\text{donc } S_{B_c \text{ max}} = 60 \times 1,1 = \underline{66 \text{ t}}$$

- Surcharge Bt

On peut disposer 2 tandems

$$B_t = 2 \times 32 = 64 \text{ t} \quad b_t = 1$$

$$\text{donc } S_{B_t \text{ max}} = 64 \times 1 = \underline{64 \text{ t}}$$



- Surcharges Militaires Mc 120

Un seul convoi est supposé circuler sur le pont

$$S_{M_c \text{ max}} = \underline{110 \text{ t}}$$

- Calcul de S

- Surcharge $\frac{B_c}{B_t}$

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{41,17}{66}}$$

$$S = \underline{1,325}$$

La dalle est un élément rectangulaire de dimensions l_x et l_y ($l_x < l_y$) armée suivant une ou deux directions. Le rôle de la dalle est de résister aux efforts locaux.

Dans l'étude de la flexion générale du tablier, les poutres métalliques seules résistent à la flexion longitudinale, les entretoises n'interviennent que pour répartir les surcharges entre les différentes poutres et la dalle n'intervient que comme poids mort.

La dalle est liée aux poutres par l'intermédiaire de connecteurs qui empêchent le glissement et le soulèvement du béton par rapport à l'acier.

La dalle se déforme avec les poutres et le béton qui la constitue doit rester comprimé.

La dalle a une épaisseur de 20 cm recouverte d'une couche de revêtement de 6 cm, repose sur les poutres d'entraxe 3,60 m mais ne repose pas sur les entretoises intermédiaires.

- Détermination de L

Le CPS prescrit les conditions pour le calcul de S :

On a à faire à un tablier d'un pont à poutres multiples, sous chaussée ayant couverture une dalle en béton armé continue donc la longueur L est prise égale à :

$$L = \min [\max(l_r, l), L']$$

l_r = largeur roulable

l = distance entre axes des poutres principales de rive

L' = portée des poutres principales.

$$l_r = l_s = 8 \text{ m}, \quad l = 7,20 \text{ m} = 2 \times 3,60 \text{ m}$$

$$\max(l_r, l) = 8 \text{ m}$$

$$L' = 30 \text{ m}$$

$$\text{donc } L = \min [\max(l_r, l), L'] = \underline{8 \text{ m}}$$

- Détermination du poids du tablier G

C'est le poids total du tablier (sauf poids des poutres principales et des entretoises) correspondant à la surface $L \times$ largeur totale du pont.

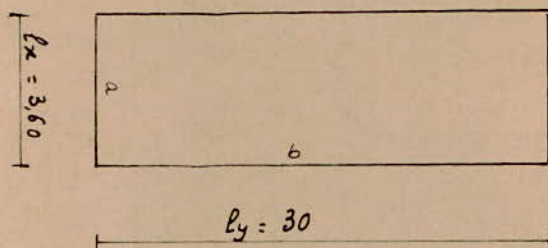
- Surcharges militaires Mc 120

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 8} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{41,17}{110}} = \underline{1,39}$$

$$S = \underline{1,39}$$

CALCUL DES EFFORTS

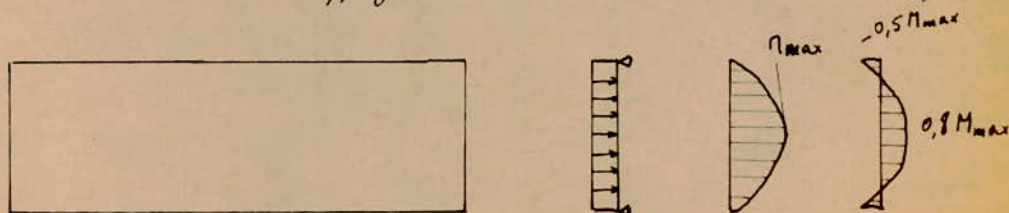
La dalle est considérée comme portant sur 4 côtés : les deux entretoises d'about et les deux poutres principales. Elle sera calculée, suivant la portée de la travée longitudinalement (côté b) et transversalement suivant l'écartement entre entretoises (côté a), en flexion simple.



On fera le calcul que pour la travée de 30m puisqu'elle est la plus défavorable.
Les efforts seront déterminés par la méthode de PIGEAUD pour les charges permanentes et suivant les abaques du "S.E.T.R.A" « CALCUL DE HOURDIS DE PONTS » bulletin technique N°1 pour les surcharges

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,60}{30} = \underline{0,12} < 0,4$$

$f < 0,4$ donc la dalle ne travaille que dans un seul sens soit le sens de la petite portée, la dalle sera considérée donc appuyée sur deux côtés seulement (poutres)



Détermination des moments flechissants

- Charges permanentes
 - Dalle en Béton armé $0,2 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$
 - Revêtement $0,06 \times 2200 = \underline{132 \text{ kg/m}^2}$
- 632 kg/m^2

$$f_1 = 0,12 \quad f_2 = \frac{1}{f_1} = 8,33$$

Les abaques de PIGEAUD sont établis pour une valeur limite de $f = 3$ donc nous prendrons pour $f_2 = 3$

$$f_1 = 0,12 \quad M_1 = 0,028$$

$$f_2 = 3 \quad M_2 = 0,003$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) P \quad \begin{array}{l} M_a \text{ moment transversal} \\ \nu \text{ coefficient de poisson} = 0,15 \end{array}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) P \quad M_b \text{ moment longitudinal}$$

$$P = 632 \times 3,6 \times 30 = \underline{68256 \text{ kg}}$$

$$M_a = (0,028 + 0,15 \times 0,003) 68256 = \underline{1941,89 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}}$$

$$M_b = (0,003 + 0,15 \times 0,028) 68256 = \underline{491,44 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{ml}}$$

Surcharges

Les abaques du S.E.T.R.A permettent de déterminer les moments flechissants maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires en fonction :

- de l'épaisseur $E = \frac{3}{4}$ de l'épaisseur de la chaussée + $\frac{1}{2}$ épaisseur des plaques
- des dimensions a et b de la dalle

Ainsi on déterminera les moments transversaux M_a et longitudinaux M_b tout en affectant les valeurs obtenues par les coefficients suivants :

- coefficient de majoration dynamique
- coefficient b_c (Surcharges B_c)
- coefficient de pondération des surcharges
- " de réduction tenant compte de l'encastrement partiel sur appuis (0,5 en appui et 0,8 en travée)

Données

$a = 3,60\text{m}$
 épaisseur de la dalle 20cm
 $b = \infty$
 épaisseur de la chaussée 6cm
 $b_c = 1,1$
 Coefficient de pondération des surcharges $1,2$
 " de majoration dynamique

$$\delta_{(B_c)} = 1,325$$

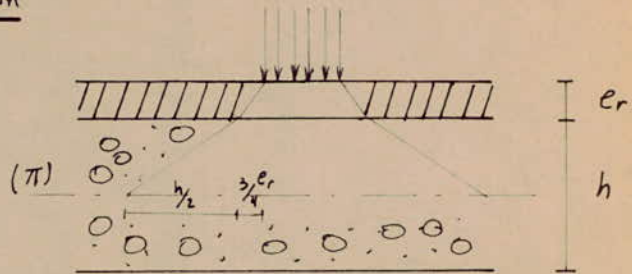
$$\delta_{(M_{c,120})} = 1,39$$

$$\delta_{(Br)} = 1,325$$

Les calculs seront effectués d'après la répartition des charges sur le plan (π) moyen de la dalle situé à mi-hauteur

Hauteur de répartition

$$E = \frac{3}{4} e_r + \frac{h}{2}$$



$$E = \frac{3}{4} \cdot 6 + \frac{20}{2} = \underline{14,5\text{ cm}}$$

Moments transversaux en travéea) Système B_c

$$M_a' = \underline{3772\text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

$$M_a = 3772 \times 1,1 \times 1,2 \times 1,325 = \underline{6597,23\text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

b) Système B_t

$$M_a' = \underline{4218\text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

$$M_a = 1,2 \times 1,325 \times 4218 = \underline{6706,62\text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

c) Roue B_r

$$M_a' = \underline{2250\text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

$$M_a = 2250 \times 1,2 \times 1,325 = \underline{3577,5\text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

d) Mc 120

$$Ma' = \underline{5522 \text{ kg.m/ml}}$$

$$Ma = 1,39 \times 5522 = \underline{7675,6 \text{ kg.m/ml}}$$

Moments longitudinaux en travée

a) Système Bc

$$Mb' = \underline{2109 \text{ kg.m/ml}}$$

$$Mb = 2109 \times 1,1 \times 1,2 \times 1,325 = \underline{3688,6 \text{ kg.m/ml}}$$

b) Système Bc

$$Mb' = \underline{2261 \text{ kg.m/ml}}$$

$$Mb = 2261 \times 1,2 \times 1,325 = \underline{3595 \text{ kg.m/ml}}$$

c) Système Br (roue)

$$Mb' = \underline{1750 \text{ kg.m/ml}}$$

$$Mb = 1750 \times 1,2 \times 1,325 = \underline{2782,5 \text{ kg.m/ml}}$$

Les surcharges Mc 120 sont moins défavorables (SETRA)
En conclusion le cas le plus défavorable est le
Système Bc.

Moments de continuité sur poutre

Dans la détermination des moments de continuité, les abaques de la S.E.T.R.A visent à déterminer directement les moments fléchissants maximaux produits au milieu des côtés encastres de la dalle par les surcharges réglementaires et ceci en fonction:

- de l'épaisseur E (hauteur de répartition)
- de la demi-largeur A de l'appui constitué par la poutre principal ou de la demi-largeur de la semelle supérieure.
- des dimensions a et b de la dalle.

Données

$$E = 0,145 \text{ m} = 14,5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{60}{2} = 30 \text{ cm}$$

a) Système Bc

$$M'_{cp} = \underline{4392 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

$$M_{cp} = 1,1 \times 1,2 \times 1,325 \times 4392 = \underline{7681,6 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

b) Système Bt

$$M'_{cp} = \underline{3978 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

$$M_{cp} = 1,2 \times 1,325 \times 3978 = \underline{6325 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

c) Mc 120

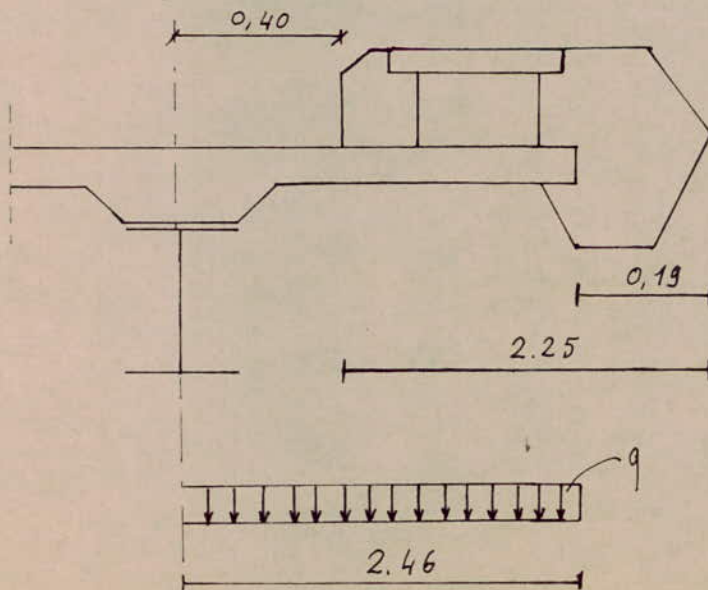
$$M'_{cp} = \underline{5435 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

$$M_{cp} = 1,39 \times 5435 = \underline{7554,65 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

DALLE EN ENCORBELLEMENT

On suppose que la dalle est encastree au droit de la poutre principale de rive et supporte :

- son poids propre (dalle, dallette, corniche etc ...)
- une surcharge uniforme de $450 \text{ kg}/\text{m}^2$ ou une roue isolée de 6t



- poids propre

- Dalle en Béton Armé	$0,20 \times 2,46 \times 2500 =$	1230
- Dalle		= 304,5
- Corniche		= 285
- bordure de trottoir		= 137,5
- Muret		= 56,25
- Garde-corps		= 50
- Revêtement trottoir		= 50
		<hr/>
	total	= 2113,25 kg/ml

Soit la distribution au m^2 .

$$q = \frac{2113,25}{2,46} = \underline{859 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{d'où le moment } M_{pp} = q \frac{l^2}{2} = \frac{859 \times 2,46^2}{2} = \underline{2599 \text{ kg.m/ml}}$$

$$T_{pp} = q \cdot l = 859 \times 2,46 = \underline{2113,25 \text{ kg/ml}}$$

- Surcharges- Surcharge uniforme sur trottoir

$$p = 450 \times 1,2 = 540 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{d'où } M_s = \frac{p l^2}{2} = 540 \times \frac{2,46^2}{2} = \underline{1633,93 \text{ kg.m/ml}}$$

$$T_s = p l = 540 \times 2,46 = \underline{1328,4 \text{ kg/ml}}$$

- Roue isolée de 6t

On admettra une répartition à 45° d'une charge concentrée

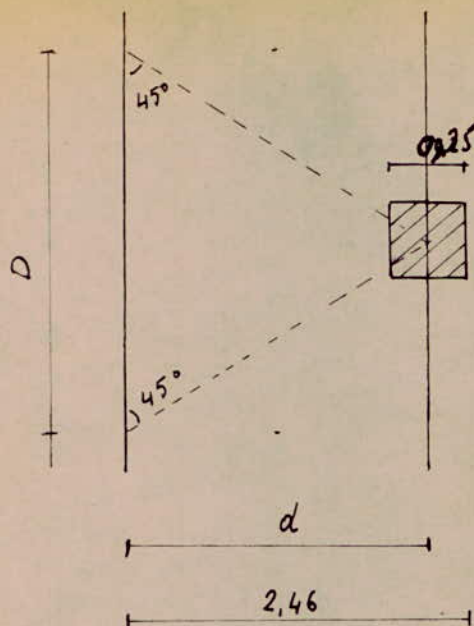
$$d = 2,46 - 0,125 = \underline{2,335 \text{ m}}$$

longueur de la dalle intéressée

$$D = 2d = 2 \times 2,335 = \underline{4,67 \text{ m}}$$

$$P = 6 \times 1,2 = 7,2 \text{ t} = \underline{7200 \text{ kg}}$$

$$M = \frac{7200 \times 2,335}{4,67} = \underline{3600 \text{ kg.m/ml}}$$



$$T = \frac{7200}{4,67} = \underline{1541,76 \text{ kg}}$$

la roue isolée de 6t est la plus défavorable

Moments transversaux

- En encorbellement

$$M_a = M_{pp} + M_{Br} = -2599 - 3600 = \underline{-6199 \text{ kg.m/ml}}$$

- En travée

$$\begin{aligned} M_a &= 0,8 (M_{pp} + M_c 120) - \\ &= 0,8 (1941,89 + 7675,6) = \underline{7693,99 \text{ kg.m/ml}} \end{aligned}$$

- Sur poutre de rive

$$\begin{aligned} M_a &= -0,5 (M_{pp} + M_c 120) \\ &= -0,5 (1941,89 + 7675,6) = \underline{-4808,74 \text{ kg.m/ml}} \end{aligned}$$

- Sur poutre intermédiaire

$$M_a = 0,5 M_{pp} + M_c \cdot 120 = -(0,5 \times 1941,89 + 7675,6) =$$

$$= \underline{\underline{-8646,54 \text{ kg.m/ml}}}$$

- Moments longitudinaux

- En travée

$$M_b = 0,8 (M_{pp} + M_{3c})$$

$$= 0,8 (491,44 + 3688,6) = \underline{\underline{3344 \text{ kg.m/ml}}}$$

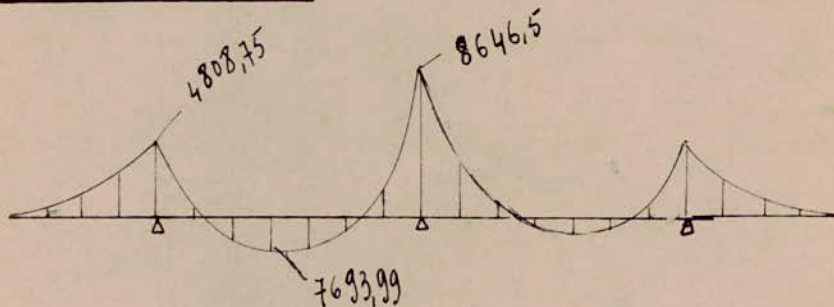
- Sur appui

$$M_b = -0,5 (M_{pp} + M_{3c})$$

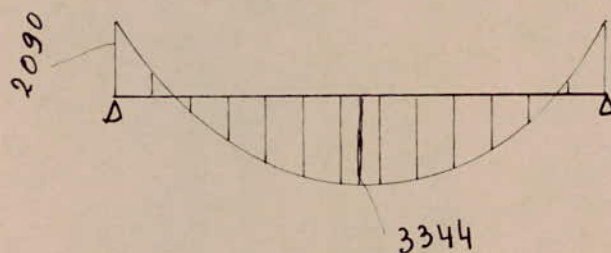
$$= -0,5 (491,44 + 3688,6) = \underline{\underline{-2090 \text{ kg.m/ml}}}$$

Diagramme des moments

Transversalement



Longitudinalement

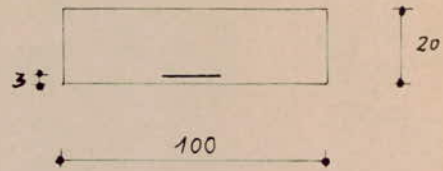


Le ferrailage de la dalle sera calculé sous les sollicitations pondérées du 1^{er} genre $S = G + 1,2P$ S est introduit dans P
 Le diamètre des barres employées comme armature de dalle doit vérifier $\phi \leq \frac{h_0}{10}$ h_0 étant l'épaisseur de la dalle

Dans le sens de l_x

Pour ferrailer la dalle, on effectuera les calculs sur une section de dimensions

$$\begin{aligned} h_t &= h_0 = 20 \text{ cm} \\ b &= 1,00 \text{ m} \\ \text{enrobage} & 3 \text{ cm} \end{aligned}$$



On utilisera pour le calcul du ferrailage, la méthode de M^{re} P. CHARON

- En travée

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

en flexion simple la section d'acier minimale est obtenue pour $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$

comme ϕ doit être $\leq \frac{h_0}{10} = 2 \text{ cm}$ on utilisera des $\phi \leq 20 \text{ mm}$ soit

$$F_e E 40 A \quad \phi \leq 20$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 7693,89 \text{ kg.m/ml}$$

$$d = 3 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 7693,89 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 17^2} = 0,143$$

d'après les tables de CHARON on aura

$$\varepsilon = 0,8551$$

$$k = 19,5$$

Vérifions la contrainte de compression du béton

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} \leq \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{19,5} = 143,59 > \bar{\sigma}'_b$$

donc les armatures comprimées sont nécessaires

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,44$$

$$K = \frac{15(h-d')}{\bar{\sigma}_a(h+d')} = \frac{15(17.3)}{17+3} = 10,5 < 20,44$$

on prend $K = 20,44$

d'où

$$\varepsilon = 0,8588$$

$$\mu' = 0,1819$$

$$\alpha = 0,4237$$

$$\bar{\omega} = 1,038$$

$$M_0 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}_b = 0,1819 \times 100 \times 17^2 \times 137 = 720\,196,67 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Delta M = 769389 - 720196,67 = 49\,192,33 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a(h-d')} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{15(\alpha - \delta')}{\alpha} \bar{\sigma}_b$$

$$\delta' = \frac{d'}{h} = \frac{3}{17}$$

$$\bar{\sigma}_a = 15 \left(\frac{0,4237 - 0,1765}{0,4237} \right) \times 137 = 1198,65 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$A' = \frac{49\,192,33}{14 \times 1198,65} = 2,93 \text{ cm}^2$$

soit 2 T20 p.m = 6,28 cm²

$$A = \frac{wbh}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d')\bar{\sigma}_a} = \frac{1,038 \times 100 \times 17}{100} + \frac{49\,192,33}{14 \times 2800} = 18,9 \text{ cm}^2$$

soit 7 T20 p.m = 21,99 cm²

Espacement $\frac{100}{8} = 12,5 \text{ cm}$

- Sur poutre intermédiaire

$$M = 8646,5 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 8646,5 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 17^2} = 0,16$$

$$\varepsilon = 0,8485$$

$$K = 18$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{18} = 155,56 > \bar{\sigma}_b$$

donc les armatures comprimées sont nécessaires

$$\text{on prendra } \kappa = 20,4$$

$$\varepsilon = 0,8588$$

$$\mu' = 0,1819$$

$$\alpha = 0,4237$$

$$\bar{\omega} = 1,038$$

$$M_0 = \underline{720\,196,67 \text{ kg}\cdot\text{cm}}$$

$$\Delta M = 864650 - 720196,67 = \underline{144453,33 \text{ kg}\cdot\text{cm}}$$

$$\sigma'_a = 1198,65 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$A' = \frac{144453,33}{14 \times 1198,65} = 8,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \underline{3T20 \text{ p.m}} = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\omega b h}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d')\bar{\omega}} = \frac{1,038 \times 100 \times 17}{100} + \frac{144453,33}{14 \times 2800} = 21,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \underline{7T20 \text{ p.m}} = 21,99 \text{ cm}^2$$

- En Encorbellement

$$M = \underline{6199 \text{ kg}\cdot\text{m}/\text{ml}}$$

$$\text{d'où } \mu = \frac{15 \times 6199 \cdot 10^2}{2800 \times 17^2 \times 100} = 0,115$$

$$\text{donc } \kappa = 22,5$$

$$\varepsilon = 0,8667$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{22,5} = 124,44 \text{ kg}/\text{cm}^2 < 137 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

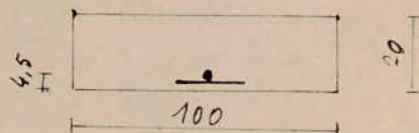
donc pas d'armatures comprimées

$$A = \frac{6199 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8667 \times 17} = 15,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 5T20 \text{ p.m} = 15,70 \text{ cm}^2$$

Dans le sens de l_y

$$h = 20 - 4,5 = 15,5 \text{ cm}$$



- En travée

$$M = \underline{3344 \text{ kg.m/ml}}$$

$$h = 15,5 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = 0,8886$$

$$\kappa = 29,9$$

$$\text{d'où } \mu = \frac{15 \times 3344 \cdot 10^2}{2800 \times 15,5^2 \times 100} = 0,0745$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{29,9} = 93,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{3344 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8886 \cdot 15,5} = 8,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \underline{6T16 \text{ p.m}} = 12,06 \text{ cm}^2$$

- Sur appui

$$M = \underline{2090 \text{ kg.m/ml}}$$

$$h = 15,5 \text{ cm}$$

$$\varepsilon = 0,9088$$

$$\kappa = 39,8$$

$$\mu = \frac{15 \times 2090 \cdot 10^2}{2800 \times 15,5^2 \times 100} = 0,0466$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{39,8} = 70,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{2090 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9088 \times 15,5} = 5,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \underline{3T16 \text{ p.m}} = 6,03 \text{ cm}^2$$

RECAPITULATION DES CALCULS

Dans le sens de l_x :

en travée : 2T20

7T20

Sur Poutre intermédiaire : 3T20
7T20

En encorbellement : 5T20

Dans le sens de l_y :

en travée : 6T16

Sur appui : 3T16

- Pourcentage minimal des armatures (Conditions de non fragilité)

$$\rho = \frac{3,60}{30} = 0,12 < 0,4$$

$$\frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{\Psi_u}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$\frac{A_y}{b h_y} \geq 0,35 \Psi_u \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

A_x et A_y sections par bande de largeur b des armatures
Longitudinales tendues disposées suivant les deux portées
 l_x et l_y

h_x et h_y les hauteurs utiles respectives

$\bar{\sigma}_b$ contrainte de traction de référence du béton

$\bar{\sigma}_a$ contrainte de traction admissible de l'acier

h_0 hauteur totale de la dalle

Ψ_u coefficient égal à 0,54 pour les aciers écrouis
(dans notre cas)

- transversalement

$$\frac{A_x}{100 \times 17} \geq \frac{0,54}{2} (2 - 0,12) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{20}{17} \right)^2$$

$$A_x \geq \underline{2,52 \text{ cm}^2} \quad \text{vérifié}$$

- Longitudinalement

$$\frac{A_y}{100 \times 15,5} \geq 0,35 \times 0,54 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{20}{15,5} \right)^2$$

$$A_y \geq \underline{1,03 \text{ cm}^2}$$

- fissuration

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

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

\emptyset : diamètre nominal, en mm, de la plus grosse des barres tendues

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence

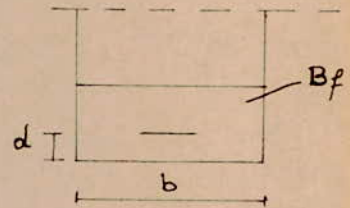
K : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration ayant pour valeur

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

\bar{w}_f : pourcentage de fissuration $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f}$

A section totale des armatures tendues

B_f surface du béton ayant pour centre de gravité le centre de gravité des armatures tendues et limitée par le contour de la dalle et une parallèle à l'axe neutre.



- transversalement

$$A = 21,99 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 2 \times 3 \times 100 = 600 \text{ cm}^2$$

$$\bar{w}_f = \frac{21,99}{600} = 0,0367$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 0,0367}{20 (1 + 0,367)} = \underline{\underline{3221,7 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{20}} = \underline{\underline{2019,4 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \underline{\underline{3221,7 \text{ kg/cm}^2}} > \underline{\underline{2800 \text{ kg/cm}^2}}$$

verifié

- Longitudinalement

$$A = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$B_f = 2 \times 4,5 \times 100 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\bar{w}_f = \frac{12,06}{900} = 0,0134$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 0,0134}{16 (1 + 0,134)} = \underline{\underline{1772,5 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{16}} = \underline{\underline{2257,8 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \underline{2257,8 \text{ kg/cm}^2} < \underline{2800 \text{ kg/cm}^2} \quad \text{donc}$$

la fissuration n'est pas vérifiée donc on prendra

$$\bar{\sigma}_a = 2257,8 \text{ kg/cm}^2$$

donc on aura comme armatures

$$A = \frac{12,06}{2257,8} \times 2800 = 14,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \underline{8T16 \text{ p.m}} = 16,08 \text{ cm}^2$$

- Poinçonnement

Une force est considérée comme force localisée vis à vis de la justification de la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant si le rapport des diamètres extrêmes du contour de l'aire de répartition sur le plan moyen de la dalle est au plus égal à 2.5 (ou au moins égal à 0.4)

La condition de non poinçonnement sous ces charges localisées doit être satisfaite sous les sollicitations fondées du 1^{er} genre.

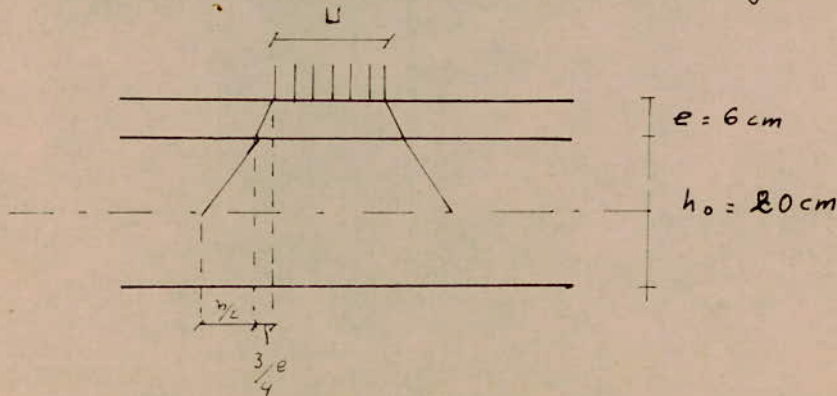
Article 39.54 CCBA 68

Contrainte maximale de cisaillement

$$\tau_{\max} = \frac{1,5 P}{1,2 P_c h_0} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{où :}$$

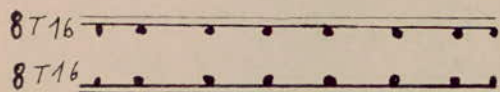
P représente la valeur de la charge localisée
 h_0 épaisseur totale de l'élément sollicité
 P_c périmètre du contour de diffusion sur le plan moyen de la dalle situé à $\frac{h_0}{2}$

$\bar{\sigma}_b$ contrainte de traction de référence du béton

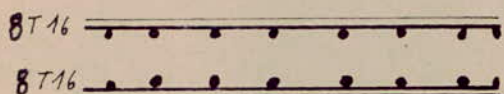


longitudinalement

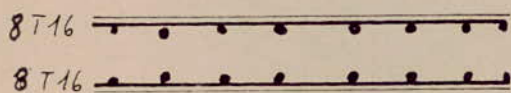
- En travée



- Sur appui



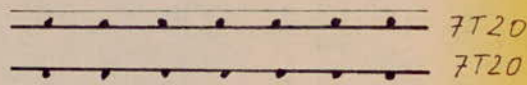
- En encorbellement



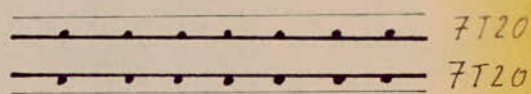
$e = 11 \text{ cm}$

transversalement

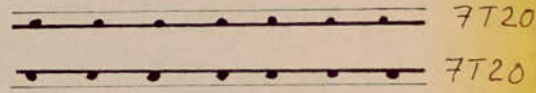
- En travée



- Sur poutre



- En encorbellement



$e = 12,5 \text{ cm}$

Pour la vérification au poinçonnement, la roue Br est la plus prépondérante

Roue Br

$$E = \frac{3}{4}e + \frac{h_0}{2} = \frac{3}{4} \times 6 + \frac{20}{2} = \underline{14,5 \text{ cm}}$$

$$U' = U + 2E = 60 + 2 \times 14,5 = 89 \text{ cm}$$

$$V' = V + 2E = 30 + 2 \times 14,5 = 59 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(U' + V') = 2(89 + 59) = 296 \text{ cm}$$

$$\tau_{\max} = \frac{1,5 \times 10.000}{1,2 \times 296 \times 20} = \underline{2,1 \text{ kg/cm}^2} < 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

donc il n'y a pas risque de poinçonnement.

- Contraintes de cisaillement dans le béton

- Efforts tranchants

- poids propre

$a < b$

* au milieu du petit côté (sur entretoise)

$$T_y = \frac{1}{3} q l_x = \frac{1}{3} 632 \times 3,6 = \underline{758,4 \text{ kg}}$$

* au milieu du grand côté (sur poutre)

$$T_x = q \frac{l_x l_y}{2l_y + l_x} = 632 \frac{3,6 \times 30}{2 \times 30 + 3,6} = \underline{1073,2 \text{ kg}}$$

- Surcharges

- Surcharge A $A = \underline{951,25 \text{ kg/m}}$

* au milieu du petit côté

$$T_y = 1,2 \times \frac{1}{3} \times 951,25 \times 3,6 = \underline{1369,8 \text{ kg}}$$

* au milieu du grand côté

$$T_x = 1,2 \times 951,25 \frac{3,6 \times 30}{2 \times 30 + 3,6} = \underline{1938,4 \text{ kg}}$$

- Surcharge Br

$$U = 60 \text{ cm}$$

$$V = 30 \text{ cm}$$

$$U' = 0,6 + 0,2 + 1,5 \times 0,06 = 0,89 \text{ m}$$

$$V' = 0,3 + 0,2 + 1,5 \times 0,06 = 0,59 \text{ m}$$

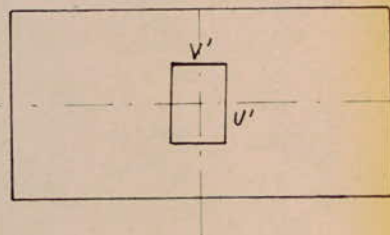
$$U' > V' \quad T_{U'} = \frac{10}{2 \times 0,89 + 0,59} = \underline{4,22 \text{ t}}$$

$$T_{V'} = \frac{10}{3 \times 0,89} = \underline{3,75 \text{ t}}$$

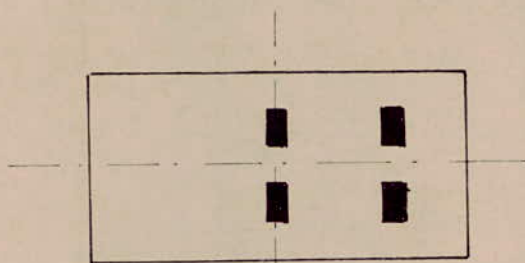
T majoré et pondéré

$$T_{U'} = 4,22 \times 1,2 \times 1,325 = \underline{6,71 \text{ t}}$$

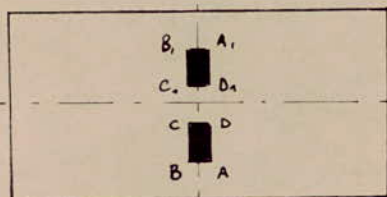
$$T_{V'} = 3,75 \times 1,2 \times 1,325 = \underline{5,96 \text{ t}}$$

- Système Bt

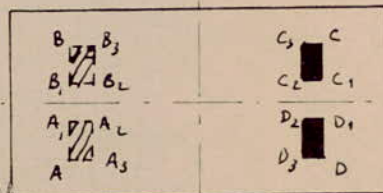
Pour avoir la position la plus défavorable, il faut disposer un essieu sur l'axe transversal de symétrie



on décomposera ce système en 2 parties pour faciliter les calculs



I



II

$$u = 60 \text{ cm} \quad u' = 60 + 2 \times 14,5 = 89 \text{ cm}$$

$$v = 25 \text{ cm} \quad v' = 25 + 2 \times 14,5 = 54 \text{ cm}$$

Interférence

$$\text{suivant } l_x, \frac{u'}{2} = 44,5 < 50 \text{ cm}$$

$$\text{suivant } l_y, \frac{v'}{2} = 27 < 67,5 \text{ cm}$$

} donc pas d'interférence

Pression de répartition sur le plan moyen

$$q = \frac{8}{u' \times v'} = \frac{8}{0,89 \times 0,54} = \underline{16,65 \text{ t/m}^2}$$

Surface ABB₁A₁

$$\begin{aligned} \text{Aire (ABB}_1\text{A}_1) &= [0,54 + (1 + 0,2 + 1,5 \times 0,06 + 0,6)] = 0,54 \times 1,89 \\ &= \underline{1,021 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

$$P_1 = q \times S_1 = 16,65 \times 1,021 = \underline{17 \text{ t}}$$

$$u_1 > v_1 \quad T_{u_1} = \frac{P_1}{3u_1} = \frac{17}{3 \times 1,89} = \underline{2,998 \text{ t}}$$

$$T_{v_1} = \frac{P_1}{2u_1 + v_1} = \frac{17}{2 \times 1,89 + 0,54} = \underline{3,935 \text{ t}}$$

Surface CC₁D₁D

$$v_2 = 0,54 \text{ m}$$

$$u_2 = 1 - 0,6 - 0,29 = 0,11 \text{ m}$$

$$\text{Aire (CC}_1\text{D}_1\text{D)} = 0,54 \times 0,11 = \underline{0,0594 \text{ m}^2}$$

$$P_2 = q S_2 = 16,65 \times 0,0594 = \underline{1 \text{ t}}$$

$$u_2 < v_2 \quad T_{u_2} = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = \frac{1}{2 \times 0,54 + 0,11} = \underline{0,831 \text{ t}}$$

$$T_{v_2} = \frac{P_2}{3v_2} = \frac{1}{3 \times 0,54} = \underline{0,61 \text{ t}}$$

$$T_{u_T} = T_{u_1} - T_{u_2} = 2,998 - 0,831 = \underline{2,167 \text{ t}}$$

$$T_{v_1} = T_{v_1} - T_{v_2} = 3,935 - 0,61 = \underline{3,325 \text{ t}}$$

$$T \text{ majoré et pondéré} \quad T_{u_T} = 1,2 \times 1,325 \times 2,167 = \underline{3,45 \text{ t}}$$

$$T_{v_T} = 1,2 \times 1,325 \times \underline{3,325} = \underline{5,29 \text{ t}}$$

D^{ème} partie

Surface ABCD

$$U_1 = 1,89 \text{ m}$$

$$V_1 = 3,24 \text{ m}$$

$$\Omega_1 = 1,89 \times 3,24 = \underline{6,12 \text{ m}^2}$$

$$q = \underline{16,65 \text{ t/m}^2}$$

$$P_1 = q \Omega_1 = 16,65 \times 6,12 = \underline{101,9 \text{ t}}$$

$$U_1 < v_1, \quad T_{u_1} = \frac{P_1}{2v_1 + u_1} = \frac{101,9}{2 \times 3,24 + 1,89} = \underline{12,18 \text{ t}}$$

$$T_{v_1} = \frac{P_1}{3v_1} = \frac{101,9}{3 \times 3,24} = \underline{10,49 \text{ t}}$$

Surface A₁B₁C₁D₁

$$U_2 = 0,11 \text{ m}$$

$$V_2 = 3,24 \text{ m}$$

$$\Omega_2 = 0,11 \times 3,24 = \underline{0,3564 \text{ m}^2}$$

$$P_2 = q \Omega_2 = 16,65 \times 0,3564 = \underline{5,93 \text{ t}}$$

$$U_2 < v_2, \quad T_{u_2} = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = \frac{5,93}{2 \times 3,24 + 0,11} = \underline{0,9 \text{ t}}$$

$$T_{v_2} = \frac{P_2}{3v_2} = \frac{5,93}{3 \times 3,24} = \underline{0,61 \text{ t}}$$

Surface A₂B₂C₂D₂

$$U_3 = 0,11 \text{ m}$$

$$V_3 = 2,16 \text{ m}$$

$$\Omega_3 = 0,11 \times 2,16 = \underline{0,24 \text{ m}^2}$$

$$P_3 = q \Omega_3 = 16,65 \times 0,24 = \underline{4 \text{ t}}$$

$$U_3 < v_3, \quad T_{u_3} = \frac{P_3}{2v_3 + u_3} = \frac{4}{2 \times 2,16 + 0,11} = \underline{0,9 \text{ t}}$$

$$T_{v_3} = \frac{P_3}{3v_3} = \frac{4}{3 \times 2,16} = \underline{0,62 \text{ t}}$$

Surface A₃B₃C₃D₃

$$U_4 = 1,89 \text{ m}$$

$$V_4 = 2,16 \text{ m}$$

$$\Omega_4 = 1,89 \times 2,16 = \underline{4,08 \text{ m}^2}$$

$$P_4 = q \Omega_4 = 16,65 \times 4,08 = \underline{67,97 \text{ t}}$$

$$U_4 < v_4, \quad T_{u_4} = \frac{P_4}{2v_4 + u_4} = \frac{67,97}{4 \times 2,16 + 1,89} = \underline{10,94 \text{ t}}$$

$$T_{v_4} = \frac{P_4}{3v_4} = \frac{67,97}{3 \times 2,16} = \underline{10,49 \text{ t}}$$

donc on a

$$T_u = \frac{T_{u1} - T_{u2} + T_{u3} - T_{u4}}{2} = \frac{12,18 - 0,9 + 0,9 - 10,94}{2} = 0,62t$$

$$T_v = \frac{T_{v1} - T_{v2} + T_{v3} - T_{v4}}{2} = \frac{10,49 - 0,61 + 0,61 - 10,49}{2}$$

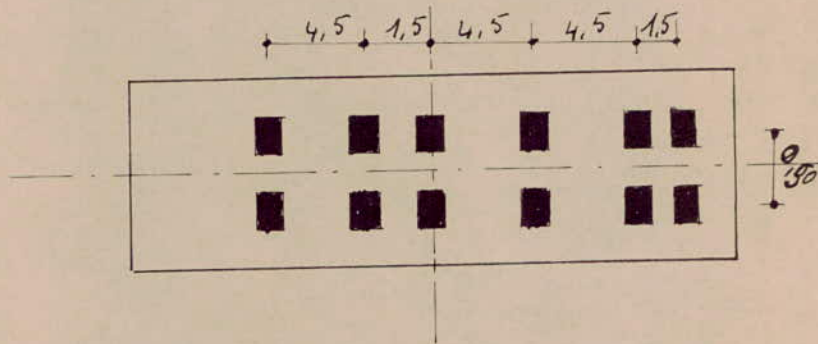
donc on aura pour tout le système

$$T_u = 2,787 \times 1,2 \times 1,325 = \underline{4,43t}$$

$$T_v = \underline{5,29t}$$

. Surcharge Bc

Pour avoir la position la plus défavorable il faut placer le convoi de la façon suivante :



- essieu avant (3t)

$$u = v = 20 \text{ cm} \quad u' = v' = 49 \text{ cm}$$

$$\text{Pression sur le plan moyen} \quad q = \frac{3}{0,49^2} = \underline{12,495t/m^2}$$

- essieu arrière (6t)

$$u = v = 25 \text{ cm} \quad u' = v' = 54 \text{ cm}$$

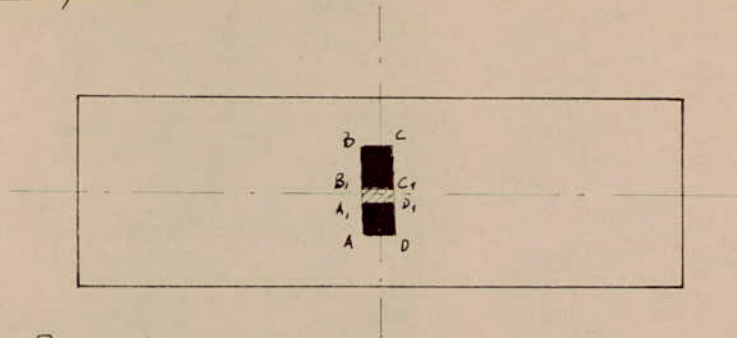
$$\text{Pression sur le plan moyen} \quad q = \frac{6}{0,54^2} = \underline{20,58t/m^2}$$

$$\frac{u'}{2} = \frac{54}{2} = 27 > 25 \quad \text{donc il y a interférence}$$

$$\Delta = h_0 + 1,5e_r - 25 = 20 + 1,5 \times 6 - 25 = 4 \text{ cm}$$

On prendra que les 2 essieux arrières du 1^{er} camion
On partagera le système en 2 parties

1^{ère} partie



Surface ABCD

$$S_1 = (2U' - \Delta) V' = (2 \times 0,54 - 0,04) \times 0,54 = \underline{0,56 \text{ m}^2}$$

Pression de répartition sur le plan moyen

$$q = \frac{6}{(0,54)^2} = \underline{20,576 \text{ t/m}^2}$$

$$P_1 = q S_1 = 20,576 \times 0,56 = \underline{11,564 \text{ t}}$$

$$U'_1 = 1,04 \text{ m} \quad V'_1 = 0,54 \text{ m}$$

$$U'_1 > V'_1 \quad T_{U'_1} = \frac{11,564}{3 \times 1,04} = \underline{3,71 \text{ t}}$$

$$T_{V'_1} = \frac{11,564}{2 \times 1,04 + 0,54} = \underline{4,41 \text{ t}}$$

Surface A₁B₁C₁D₁ U₂ = 4 cm V₂ = 54 cm

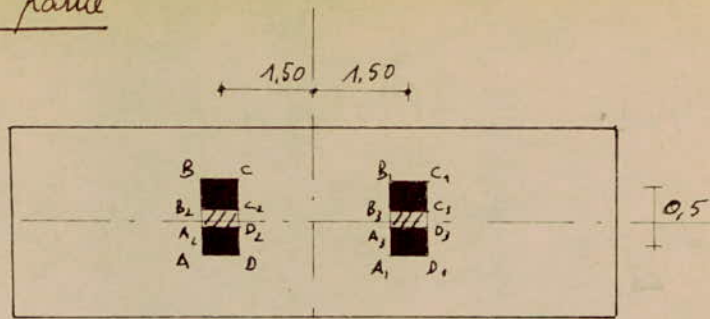
$$P_2 = q S_2 = 20,576 \times 0,54 \times 0,04 = \underline{0,44 \text{ t}}$$

$$U'_2 < V'_2 \quad T_{U'_2} = \frac{0,44}{2 \times 0,54 + 0,04} = \underline{0,39 \text{ t}}$$

$$T_{V'_2} = \frac{0,44}{3 \times 0,54} = \underline{0,27 \text{ t}}$$

$$\text{donc } T_{U_1} = 3,71 - 0,39 = \underline{3,32 \text{ t}}$$

$$T_{V_1} = 4,41 - 0,27 = \underline{4,14 \text{ t}}$$

2^{ème} partie

Surface ABC_1D_1 $U_1 = 1,04 \text{ m}$ $V_1 = 3,54 \text{ m}$

$$P_1 = 20,576 \times 1,04 \times 3,54 = \underline{75,75 \text{ t}}$$

$$U_1 < V_1 \quad T_{U_1} = \frac{75,75}{2 \times 3,54 + 1,04} = \underline{9,33 \text{ t}}$$

$$T_{V_1} = \frac{75,75}{3 \times 3,54} = \underline{7,13 \text{ t}}$$

Surface CDA_1B_1 $U_2 = 1,04 \text{ m}$ $V_2 = 3 - 0,54 = 2,46 \text{ m}$

$$P_2 = 20,576 \times 1,04 \times 2,46 = \underline{52,64 \text{ t}}$$

$$U_2 < V_2 \quad T_{U_2} = \frac{52,64}{2 \times 2,46 + 1,04} = \underline{8,83 \text{ t}}$$

$$T_{V_2} = \frac{52,64}{3 \times 2,46} = \underline{7,13 \text{ t}}$$

Surface $A_2B_2C_3D_3$ $U_3 = 0,04 \text{ m}$ $V_3 = 3,54 \text{ m}$

$$P_3 = 20,576 \times 0,04 \times 3,54 = \underline{2,91 \text{ t}}$$

$$U_3 < V_3 \quad T_{U_3} = \frac{2,91}{2 \times 3,54 + 0,04} = \underline{0,41 \text{ t}}$$

$$T_{V_3} = \frac{2,91}{3 \times 3,54} = \underline{0,274 \text{ t}}$$

Surface C₂D₂A₃B₃

$u_4 = 0,04 \text{ m}$

$v_4 = 2,46 \text{ m}$

$$P_4 = 20,576 \times 0,04 \times 2,46 = \underline{2,025 \text{ t}}$$

$$u_4 < v_4 \quad T_{u_4} = \frac{2,025}{2 \times 2,46 + 0,04} = \underline{0,408 \text{ t}}$$

$$T_{v_4} = \frac{2,025}{3 \times 2,46} = \underline{0,274 \text{ t}}$$

$$\text{donc } T_{u_{II}} = \frac{T_{u_1} - T_{u_2} + T_{u_3} - T_{u_4}}{2} = \frac{9,33 - 8,83 + 0,41 - 0,408}{2} \\ = \underline{0,251 \text{ t}}$$

$$T_{v_{II}} = \frac{T_{v_1} - T_{v_2} + T_{v_3} - T_{v_4}}{2} = 0$$

donc pour le système on aura

$$T_u = T_{u_I} + T_{u_{II}} = 3,32 + 0,251 = \underline{3,57 \text{ t}}$$

$$T_v = T_{v_I} = \underline{4,14 \text{ t}}$$

T majoré et pondéré

$$T_u = 1,1 \times 1,325 \times 3,57 = \underline{5,20 \text{ t}}$$

$$T_v = 1,1 \times 1,325 \times 4,14 = \underline{6,03 \text{ t}}$$

$$T_u = 1,2 \times 5,20 = \underline{6,24 \text{ t}}$$

$$T_v = 1,2 \times 6,03 = \underline{7,24 \text{ t}}$$

tableau récapitulatif

charges et surcharges	CP	A	B _r	B _t	B _c
T _x	1073,2	1938,4	8387,5	5537,5	7800
T _y	758,4	1369,8	7450	6612,5	9,05.10 ³

Effort tranchant maximum

$$T = T_{pp} + T_{sur. \max}$$

$$T_x = 1073,2 + 8387,5 = 9460,7 \text{ kg}$$

$$T_y = 758,4 + 9050 = 9808,4 \text{ kg}$$

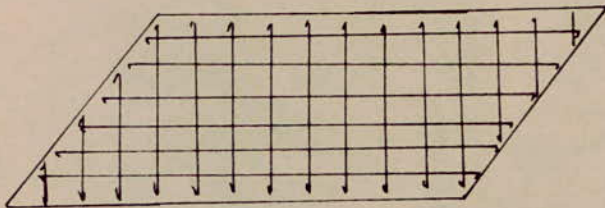
L'effort tranchant max $T_y = 9808,4 \text{ kg}$
 Verification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{9808,4}{100 \times \frac{7 \times 17}{8}} = \underline{6,59 \text{ kg/cm}^2}$$

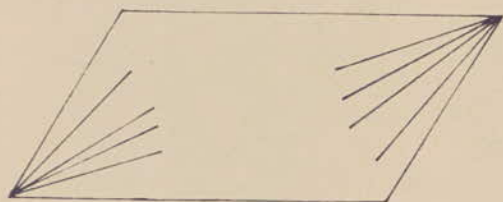
$$\tau_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = \underline{6,78 \text{ kg/cm}^2}$$

donc la condition est vérifiée donc
 pas d'armatures transversales.

Ferraillage de la dalle

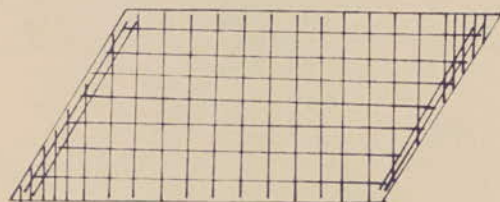


Compte tenu de quelques considérations du biais, nous remarquons qu'il y a soulèvement des 2 bouts extrêmes donc notre dalle pourrait se fissurer donc on devra prévoir une section d'acier pour remédier à la fissuration.
 A cet effet on a prévu des armatures en faisceau qui sortent de l'about.



Faute de note de calcul sur la solution envisagée on armera notre dalle forfaitairement 4 T20

Autre solution diminuer l'espacement des armatures transversales au niveau de l'about



POUITRES'

PRINCIPALES'

CALCUL DES CHARGES

Poids propre du tablier

Avant prise du béton (charges permanentes CP)

- Ossature métallique:	=	1500	kg/ml
- Dalle en Béton armé (épaisseur 20cm):... $0,2 \times 12,5 \times 1 \times 2500$	=	6250	"
- Gousset $0,3 \times 0,04 \times 1 \times 3 \times 2500$	=	90	"
- Coffrage métallique (70 kg/m^2) $12 \times 5 \times 70$	=	875	"
		<hr/>	
	total	8715	kg/ml

Après prise du béton (Compléments de charges permanentes CCP)

- Coffrage métallique:		=	- 875	kg/ml
- Revêtement chaussée: $8 \times 0,06 \times 2200 \times 1$		=	1056	"
- Revêtement trottoirs: $2 \times 2,25 \times 2200 \times 0,01 \times 1$		=	100	"
- Corniche		=	570	"
- Bordures de trottoir:		=	275	"
- Dallettes de trottoir: $0,87 \times 0,07 \times 1 \times 4 \times 2500$		=	609	"
- Muret $2 \times 0,15 \times 0,15 \times 1 \times 2500$		=	112,5	"
- Garde - corps 50×2		=	100	"
		<hr/>		
	total		1947	kg/ml

Poids total du pont

$$8715 + 1947 = 10662 \text{ kg/ml}$$

CALCUL DES SURCHARGES

Les surcharges qui seront prises en compte sont données par le CPC " Cahier de prescriptions communes " algérien

Surcharges sur la chaussée

Nous avons à considérer deux systèmes de surcharges A et B, en plus, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de convois (véhicules) militaires lourds, dans notre cas on doit tenir compte du système Mc 120

- Système de surcharge A (Art. 4 CH II CPC)

C'est une charge uniformément répartie en kg/m² donnée par la formule suivante :

$$A = K A_{(l)} \frac{l_0}{l}$$

avec l_v : largeur d'une voie (m)
 l_0 : (m)
 l : longueur surchargée (m)

K: coefficient addimensionnel donné en fonction du nbre de voies chargées et de la classe du pont

$A_{(l)}$ est donnée par la formule suivante :

$$A_{(l)} = 230 + \frac{36000}{l + 12}$$

les largeurs et les longueurs des zones surchargées sont choisies de façon à produire les effets maximum dans l'élément d'ouvrage. Dans le sens transversal, la largeur à surcharger comprend un nombre entier de voies de circulation

Surcharge B

Le système de surcharges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément du pont et retenir le plus défavorable des effets. Les surcharges B sont des surcharges roulantes concentrées, il en existe 3 sortes :

- Le système B_c se compose de camions types
- Le système B_z se compose d'une roue isolée
- Le système B_t se compose de deux essieux appelés essieux tandems

Système B_c : On dispose sur la chaussée au plus autant de files

ou de convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par files est limité à deux et l'on place toujours ces files dans le cas le plus défavorable pour l'élément étudié. Les camions homologues des dernières files sont disposés de front.

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur.

Les valeurs des surcharges du système B_c prises en compte seront multipliées par les coefficients b_c qui dépendent du nombre de files et de la classe du pont

Dans notre cas : nbre de files = 2
pont de 1^{ère} classe

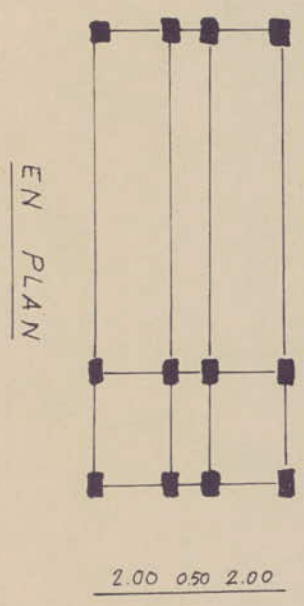
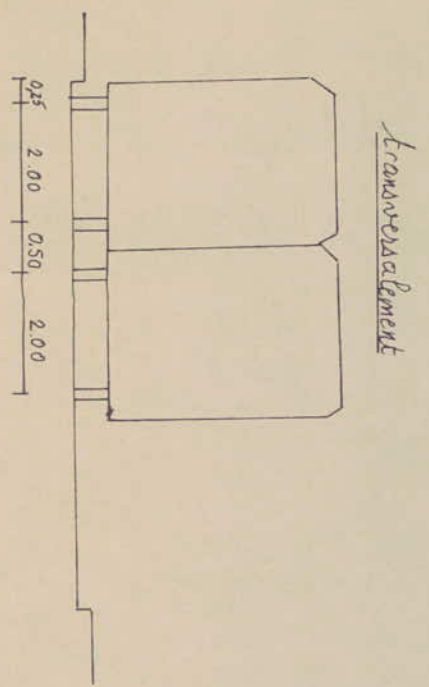
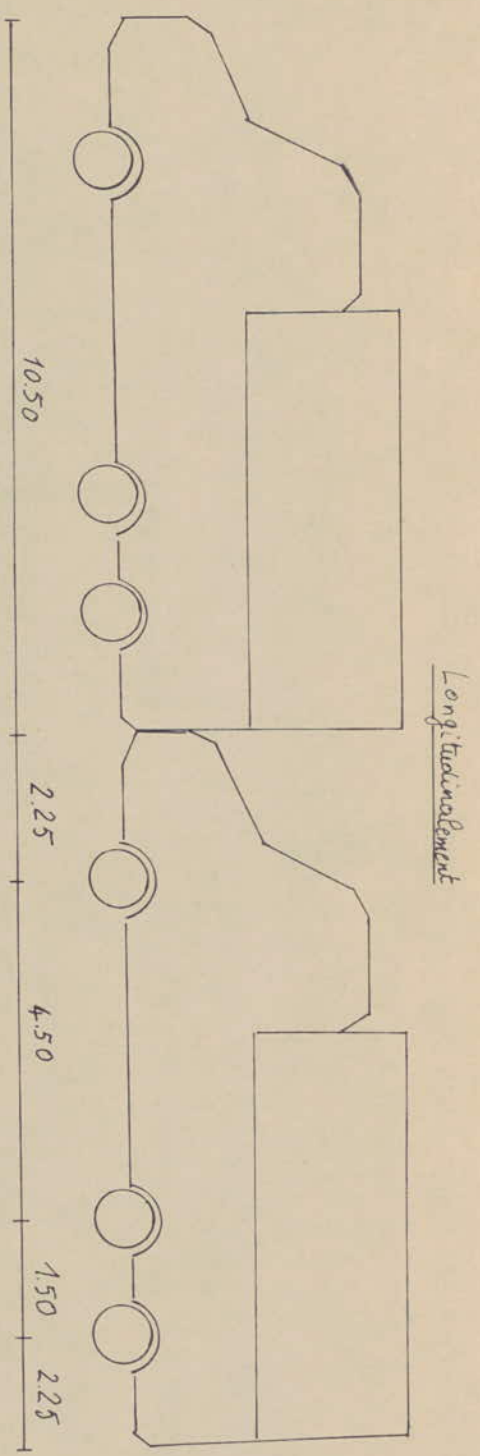
$$\text{donc } b_c = 1,10$$

Valeurs de b_c suivant le nbre de voies chargées

1 seule voie chargée	$b_c = 1,20$
2 voies chargées	$b_c = 1,10$

Nota: Pour les ponts biais, il est plus commode, pour faciliter le calcul, de décaler suivant le biais les 2 tandems ainsi que les roues homologues de chacun des essieux et le rectangle d'impact de chaque roue.

SYSTEME Bc



Système B_t :

CPC un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques. La surface d'impact de chaque roue sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et l'autre côté 0,25 m. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande de 3 m de large.

Transversalement pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus seront placés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pourront être contigües ou séparées de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Les valeurs des surcharges B_t prises en compte seront multipliées par les coefficients b_t qui dépendent de la classe du pont.

Dans notre cas on a un pont de 1^{ère} classe

$$\text{donc } b_t = 1,0$$

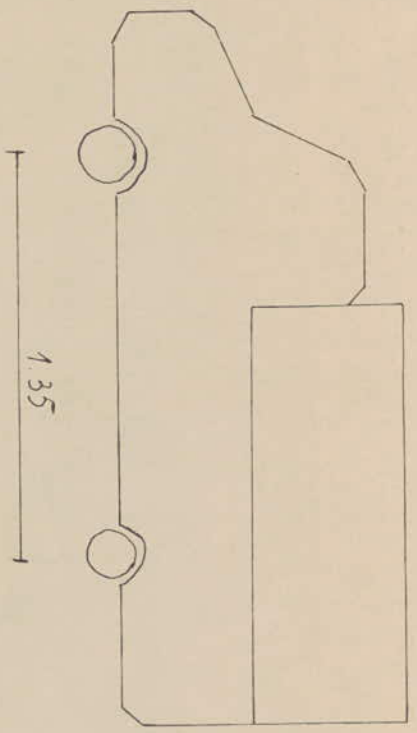
Même remarque que pour le système B_c à savoir que pour les ponts biais, il est plus commode, pour faciliter le calcul, de décaler suivant le biais les deux tandems.

Système B_r :

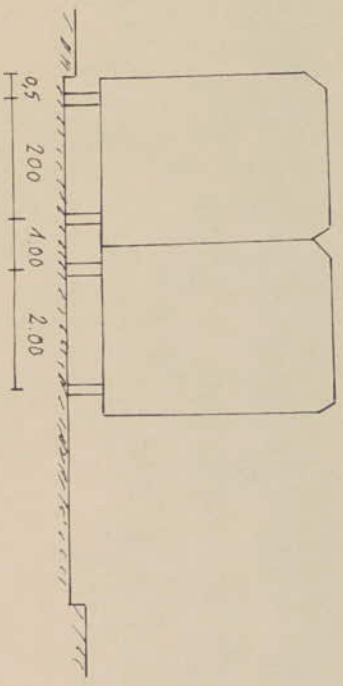
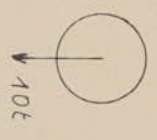
La roue isolée qui constitue le système B_r porte une masse de 10 t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et l'autre côté 0,30 m. Le rectangle d'impact peut être placé n'importe où sur la largeur disponible.

Les surcharges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration dynamique (est) applicable aux trois systèmes B_c, B_t, B_r est le même pour chaque élément de l'ouvrage.

SYSTEME B1



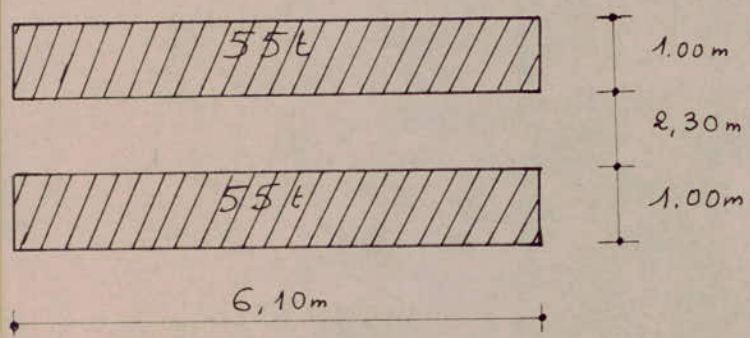
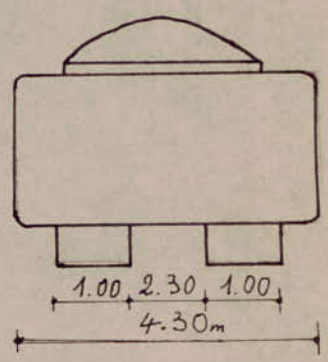
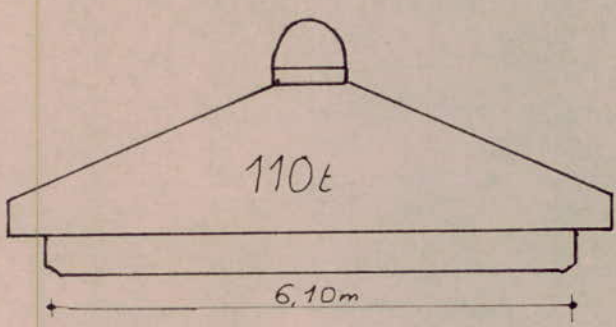
ROUE BR



Surcharge militaire

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules du type M80 et M120. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts Mc et Mc dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de l'ouvrage, chaque système étant exclusif de toute autre surcharge routière. Les effets du système Mc 120 étant les plus prépondérants donc on ne considèrera que le système Mc 120.

Système Mc 120



Les véhicules du type Mc peuvent circuler en convoi, dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée, dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable,

La distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devra être d'au moins de 30,6 pour Mc 120
 Les efforts ainsi obtenus devront être multipliés par le coefficient de majoration dynamique

$$S = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

L : Longueur de l'élément de l'ouvrage

G : Charge permanente

S : Surcharge maximale que peut supporter l'élément.

On a 2 sortes : Surcharges locales et surcharges générales
 Pour les surcharges locales on a le cas de la surcharge de 450 kg/m^2 et la roue de 6t

Cas de la surcharge de 450 kg/m^2 envisagée pour le calcul du tablier sauf les poutres principales, cumulable avec les surcharges B' et militaires

Cas de la roue de 6t disposée sur le trottoir s'il n'existe pas d'obstacle infranchissable séparant la chaussée du trottoir. Son impact sur le trottoir est un carré de 25 cm de côté, elle est incompatible avec les autres surcharges.

Surcharges générales

Pour la justification des poutres principales, la surcharge à prendre en compte est uniformément répartie et d'intensité $0,15 \text{ t/m}^2$. Cette surcharge sera disposée sur le trottoir de façon à produire l'effet le plus défavorable.

Calcul du coefficient de majoration dynamique

Le coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

$$S = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

dans laquelle

- L Longueur de l'élément de l'ouvrage
- G Charge permanente
- S Surcharge maximale que peut supporter l'élément.

- Calcul des surcharges Max.

* Pour les surcharges B_c , on peut disposer 2 convois de 2 camions (2 camions transversalement, 2 camions longitudinalement) la charge S est donnée par la formule :

$$S_{max} = b_c \times m \times P$$

$b_c = 1,2$ pour une file
 $b_c = 1,1$ pour 2 files

$$S_{max} = 1,1 \times 4 \times 30 = \underline{132t}$$

* Pour les surcharges B_t , on peut disposer 2 tandems

$$S_{B_t \max} = \underline{64t}$$

* Pour les surcharges militaires, on peut placer un seul convoi dans le sens transversal et un seul char dans le sens longitudinal.

$$S_{mac} = \underline{110t}$$

Pour la travée 30

- Surcharges civiles

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{319860}{132000}} = \underline{1,109}$$

- Surcharges militaires

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{319860}{110000}} = \underline{1,101}$$

- Pour la travée de 22 m

- Surcharges civiles

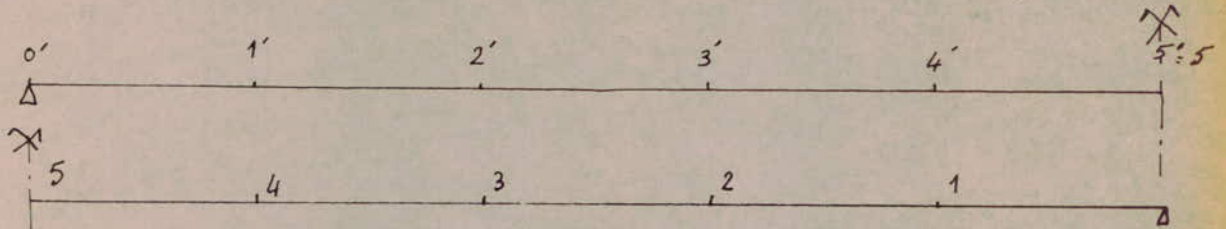
S = 1,14

- Surcharges militaires

S = 1,13

CALCUL DES SOLLICITATIONS

On calculera les efforts dans 11 sections différentes soit tous les $\frac{1}{10}$ de la portée. On calculera les efforts que les travées de 30m et aussi de 22m qui sont les plus défavorables (la travée de 30m est la plus défavorable).



Moments fléchissants

Pour les charges permanentes on a une charge uniformément répartie q donc on aura le Moment en chaque section qui vaudra

$$M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} \quad \text{avec } q = 8715 \text{ kg}$$

Pour la travée de 30m

$x = 0 \text{ m}$	$M_0 = 0$
$x = 3 \text{ m}$	$M_1 = \frac{8715 \times 30}{2} \times 3 - 8715 \frac{3^2}{2} = 352957,5 \text{ kg.m}$
$x = 6 \text{ m}$	$M_2 = 627480 \text{ kg.m}$
$x = 9 \text{ m}$	$M_3 = 823567,5 \text{ kg.m}$
$x = 12 \text{ m}$	$M_4 = 941220 \text{ kg.m}$
$x = 15 \text{ m}$	$M_5 = 980437,5 \text{ kg.m}$

pour la travée de 22m, On essaiera de prendre les mêmes sections

$x = 0 \text{ m}$	$M_0 = 0$
$x = 3 \text{ m}$	$M_1 = 248377,5 \text{ kg.m}$
$x = 6 \text{ m}$	$M_2 = 418320 \text{ kg.m}$
$x = 9 \text{ m}$	$M_3 = 509827,5 \text{ kg.m}$
$x = 11 \text{ m}$	$M_4 = 527257,5 \text{ kg.m}$

Efforts tranchants

Pour les charges permanentes on a une charge uniformément répartie q donc l'effort tranchant en chaque section vaudra :

$$T(x) = q \frac{l}{2} - qx \quad \text{avec } q = 8715 \text{ kg}$$

Pour la travée de 30m

$x = 0 \text{ m}$	$T_0 = \frac{8715}{2} \times 30 = 130725 \text{ kg}$
$x = 3 \text{ m}$	$T_1 = 104580 \text{ kg}$
$x = 6 \text{ m}$	$T_2 = 78435 \text{ kg}$
$x = 9 \text{ m}$	$T_3 = 52290 \text{ kg}$
$x = 12 \text{ m}$	$T_4 = 26145 \text{ kg}$
$x = 15 \text{ m}$	$T_5 = 0$

Pour la travée de 22m

$x = 0m$	$T_0 = 95865 \text{ kg}$
$x = 3m$	$T_1 = 69720 \text{ kg}$
$x = 6m$	$T_2 = 43575 \text{ kg}$
$x = 9m$	$T_3 = 17430 \text{ kg}$
$x = 11m$	$T_4 = 0$

Moments fléchissants

Pour le complément de charges permanentes on a une charge uniformément répartie q' donc le moment en chaque section vaudra :

$$M(x) = q' \frac{l}{2} x - q' \frac{x^2}{2} \quad \text{avec } q' = 1947 \text{ kg}$$

$l = 30m$

$x(m)$	$M(x)(\text{kg.m})$
0	0
3	78853,5
6	140184
9	183991,5
12	210276
15	219037,5

$l = 22m$

$x(m)$	$M(x)(\text{kg.m})$
0	0
3	55489,5
6	93456
9	113899,5
11	117793,5

Efforts tranchants

L'effort tranchant en chaque section vaudra :

$$T(x) = q' \frac{l}{2} - q' x \quad \text{avec } q' = 1947 \text{ kg}$$

$l = 30m$

$x(m)$	$T(x)(\text{kg})$
0	29205
3	23364
6	17523
9	11682
12	5841
15	0

$l = 22m$

$x(m)$	$T(x)(\text{kg})$
0	21417
3	15576
6	9735
9	3894
11	

Les efforts seront calculés avec les 2 voies chargées.
La surcharge A déjà définie auparavant vaut:

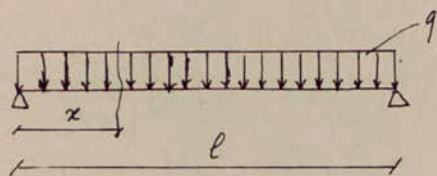
$$A = K A(e) \frac{l_0}{l_v} \quad l_v = 4 \text{ m} \quad l_0 = 3,50 \text{ m}$$

$$K = 1$$

$$A(e) = 230 + \frac{36000}{L + 12} = \begin{matrix} A(e) = 1087,14 \text{ kg/m}^2 & L = 30 \text{ m} \\ A(e) = 1288,82 \text{ kg/m}^2 & L = 22 \text{ m} \end{matrix}$$

$$\text{Soit } A = \begin{matrix} 951,25 \text{ kg/m}^2 & L = 30 \text{ m} \\ 1127,7 \text{ kg/m}^2 & L = 22 \text{ m} \end{matrix}$$

Moments fléchissants



Le moment fléchissant pour la surcharge A (charge uniformément répartie) vaudra:

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

avec $q = A \times l'$ $l' = \text{largeur de la chaussée}$
 $= 8 \text{ m}$

$$q_1 = 7610 \text{ kg/ml} \quad \text{pour } l = 30 \text{ m}$$

$$q_2 = 9021,6 \text{ kg/ml} \quad \text{pour } l = 22 \text{ m}$$

Pour avoir les efforts maximums pour les moments fléchissants, il faut charger le pont sur toute sa longueur, c'est à dire charger la travée toute entière.

travée de 30m

$x(m)$	$M(x)(kg.m)$
0	0
3	257004,19
6	547918,56
9	719143,1
12	821877,82
15	856122,75

travée de 22m

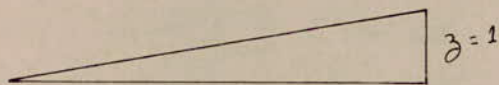
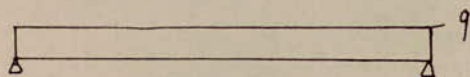
$x(m)$	$M(x)(kg.m)$
0	0
3	257119,59
6	433043,52
9	527771,79
11	545815,27

Efforts tranchants

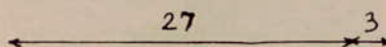
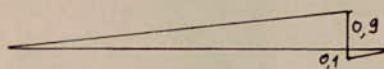
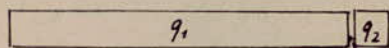
Pour avoir le plus grand effort ^{tranchant} il faut charger longitudinalement entre les zéros de la ligne d'influence et transversalement les 2 voies.

Pour la travée de 30m

Section 0: $l = 30m$ $A = 951,25 kg/m^2$ $q = 7610 kg/ml$



$$T = \frac{q \cdot l}{2} \cdot z = \frac{7610 \times 30 \times 1}{2} = 114149,7 kg$$

Section 1 $x = 3m$ 

Chargement 1 $l = 27\text{m}$ $A = 1008,94 \text{ kg/m}^2$ $q_1 = 8071,54 \text{ kg/ml}$
 $z = 0,9$

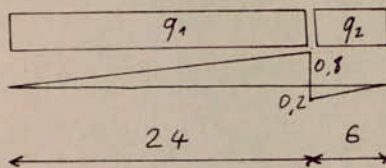
$$T_1 = 0,9 \times 8071,54 \times \frac{27}{2} = 98069,18 \text{ kg}$$

Chargement 2 $l = 3\text{m}$ $A = 2301,25 \text{ kg/m}^2$ $q_2 = 18410 \text{ kg/ml}$
 $z = 0,1$

$$T_2 = 0,1 \times 18410 \times \frac{3}{2} = 2761,5 \text{ kg}$$

On prendra pour valeur de $T = \max(T_1, T_2)$ donc
 $T = 98069,18 \text{ kg}$

Section 2



Chargement 1 $l = 24\text{m}$ $A = 1076,25 \text{ kg/m}^2$ $q_1 = 8610 \text{ kg/ml}$
 $z = 0,8$

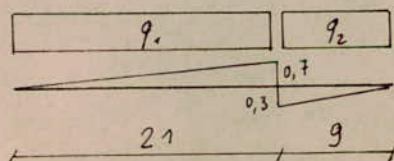
$$T_1 = 0,8 \times 8610 \times \frac{24}{2} = 82656 \text{ kg}$$

Chargement 2 $l = 6\text{m}$ $A = 2230 \text{ kg/m}^2$ $q_2 = 17840 \text{ kg/ml}$
 $z = 0,2$

$$T_2 = 0,2 \times 17840 \times \frac{6}{2} = 10704 \text{ kg}$$

$$T = 82656 \text{ kg}$$

Section 3



Chargement 1

$$l = 21 \text{ m}$$

$$z = 0,7$$

$$A = 1155,79 \text{ kg/m}^2 \quad q_1 = 9246,36 \text{ kg/ml}$$

$$T_1 = 0,7 \times 9246,36 \times \frac{21}{2} = 67960,77 \text{ kg}$$

Chargement 2

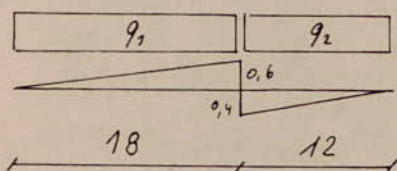
$$l = 9 \text{ m}$$

$$z = 0,3$$

$$A = 1701,25 \text{ kg/m}^2 \quad q_2 = 13610 \text{ kg/ml}$$

$$T_2 = 0,3 \times 13610 \times \frac{9}{2} = 18373,5 \text{ kg}$$

$$T = 67960,77 \text{ kg}$$

Section 4Chargement 1

$$l = 18 \text{ m}$$

$$z = 0,6$$

$$A = 1251,25 \text{ kg/m}^2 \quad q_1 = 10010 \text{ kg/ml}$$

$$T_1 = 0,6 \times 10010 \times \frac{18}{2} = 54054 \text{ kg}$$

Chargement 2

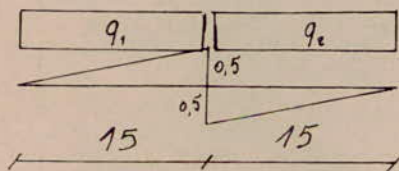
$$l = 12 \text{ m}$$

$$z = 0,4$$

$$A = 1513,75 \text{ kg/m}^2 \quad q_2 = 12110 \text{ kg/ml}$$

$$T_2 = 0,4 \times 12110 \times \frac{12}{2} = 29064 \text{ kg}$$

$$T = 54054 \text{ kg}$$

Section 5

$$l = 15 \text{ m}$$

$$A = 1563,33 \text{ kg/m}^2 \times 0,875 = 1367,92 \text{ kg/m}^2$$

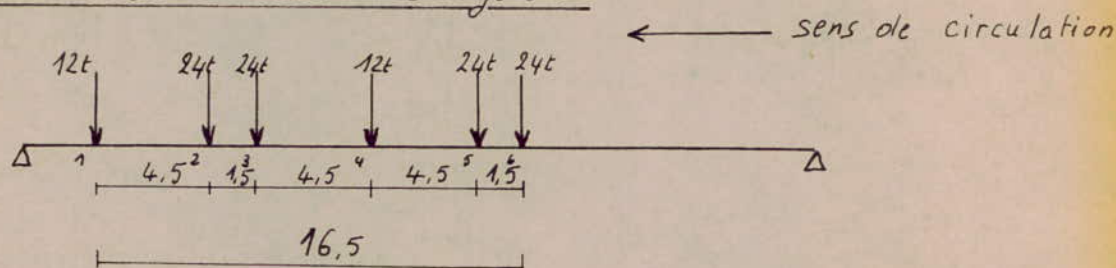
$$q_1 = q_2 = 12506,67 \text{ kg/ml} \times 0,97 = 10943,33 \text{ kg/ml}$$

$$z = 0,5$$

$$T = 0,5 \times 12506,67 \times \frac{15}{2} \times 0,875 = 41037,5 \text{ kg}$$

D'après le nbre de voies ($n=2$) on a dans le sens longitudinal on peut placer 2 camions par convoi et dans le sens transversal 2 convois, on calculera les efforts pour les 2 rangées (4 camions)

Recherche de la section dangereuse



Pour la recherche de la section dangereuse, on se référera au théorème de Barré; on appelle par section dangereuse la section qui nous permet d'évaluer les efforts maximums qui nous permettent le dimensionnement.

Théorème de BARRÉ :

Le moment fléchissant dû aux charges mobiles sera maximum au droit de la charge P_i lorsque cette charge P_i et la résultante ($R = \sum_{i=1}^n P_n$) de toutes les charges P_k seront symétriques par rapport au milieu de la poutre.

L'expérience montre que dans les cas courants la charge P_k sous laquelle se produira le plus grand des moments fléchissants réalisés au droit de charge est celle pour laquelle l'inégalité suivante est satisfaite :

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

$$R = 12 + 24 + 24 + 12 + 24 + 24 = 120t$$

$$\text{donc } \frac{R}{2} = 60t$$

1. $0 \leq 60 \notin 12$
2. $12 \leq 60 \notin 36$
3. $36 \leq 60 \leq 60$
4. $60 \leq 60 \leq 72$
5. $72 \notin 60 \leq 96$
6. $96 \notin 60 \leq 120$

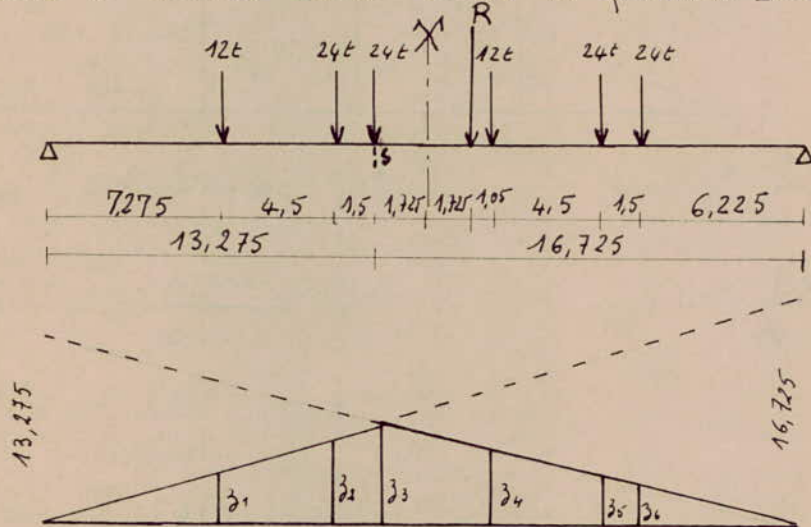
Dans le cas 3 et 4, l'inégalité est vérifiée donc le moment maximum se produira sous le 3^{ème} essieu ou le 1^{er} camion ou sous le 1^{er} essieu du 2^{ème} camion. Il faudra calculer les moments sous chaque essieu c-à-d sous le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion ou sous le 1^{er} essieu du 2^{ème} camion et de ne retenir que le plus grand des 2 moments avec la position de la section dangereuse.

* Moment maximum sous le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion

- abscisse de R par rapport à cet essieu

$$x = \frac{-12 \times 6 - 24 \times 1,5 + 12 \times 4,5 + 24 \times 9 + 24 \times 10,5}{120} = 3,45 \text{ m}$$

donc le convoi sera dans la position suivante:



$$z_3 = \frac{16,725}{13,275} \Rightarrow z_3 = 7,4$$

$$z_4 = 7,4 \quad \frac{12,225}{16,725} = 5,41$$

$$z_2 = 7,4 \quad \frac{11,775}{13,275} = 6,564$$

$$z_5 = 7,4 \quad \frac{7,725}{16,725} = 3,418$$

$$z_1 = 7,4 \quad \frac{7,275}{13,275} = 4,055$$

$$z_6 = 7,4 \quad \frac{6,225}{16,725} = 2,75$$

Moment au droit de la section "s"

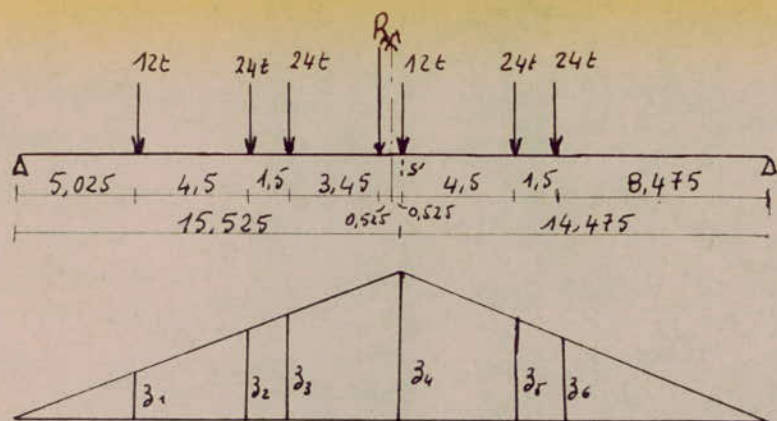
$$M = 12(4,055 + 5,41) + 24(7,4 + 6,564 + 2,75 + 3,418) = 596,75 \text{ t.m}$$

$$b_c = 1,1 \quad \text{donc} \quad M_{\max} = 1,1 \times 596,75 = 656,425 \text{ t.m}$$

* Moment maximum sous le 1^{er} essieu du 2^{ème} camion

- abscisse de R par rapport à cet essieu

$$x = \frac{-12 \times 10,5 - 24 \times 6 - 24 \times 4,5 + 24 \times 4,5 + 24 \times 6}{120} = -1,05 \text{ m}$$



$$z_4 = 15,525 \frac{14,475}{30} = 7,49$$

$$z_5 = 7,49 \frac{9,975}{14,475} = 5,16$$

$$z_3 = 7,49 \frac{11,025}{15,525} = 5,319$$

$$z_6 = 7,49 \frac{8,475}{14,475} = 4,385$$

$$z_2 = 7,49 \frac{9,525}{15,525} = 4,59$$

$$z_1 = 7,49 \frac{5,025}{15,525} = 2,42$$

Moment au droit de la section "s,"

$$M_{\max} = 12(2,42 + 7,49) + 24(4,59 + 5,319 + 5,16 + 4,385) = \underline{585,87 \text{ t.m}}$$

$$b_c = 1,1 \quad \text{donc} \quad M_{\max} = 1,1 \times 585,87 = \underline{644,46 \text{ t.m}}$$

Conclusion : le moment maximum est obtenu sous le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion. Par conséquent la section dangereuse est située à 1,725 m de l'axe de symétrie de la poutre

$$M_{\max} = \underline{656,425 \text{ t.m}}$$

Pour la travée de 22 m même processus de calcul, le moment maximum est obtenu sous le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion et la section dangereuse est toujours située à 1,725 m de l'axe de symétrie de la poutre

$$M_{\max} = \underline{397,38 \text{ t.m}}$$

Dans une section transversale "s" du pont, le moment sera maximum en cette section en plaçant une charge P_i en "s" et tel que, quand cette charge P_i passe de la gauche à la droite de la section "s", l'inégalité suivante changera de sens :

$$\frac{\sum P_G}{a} < \frac{\sum P_D}{b}$$

- où a : distance de l'appui gauche à la section "s"
- b : distance de l'appui droit à la section "s"
- P_G : Charge se trouvant à gauche de la section "s"
- P_D : Charge se trouvant à droite de la section "s"

Dans ce cas on envisagera les 2 sens de circulation et prendra l'effet le plus défavorable pour chaque section.

Pour la travée de 30m

Section 1 $b = 3m$ de l'appui
 $a = 27m$

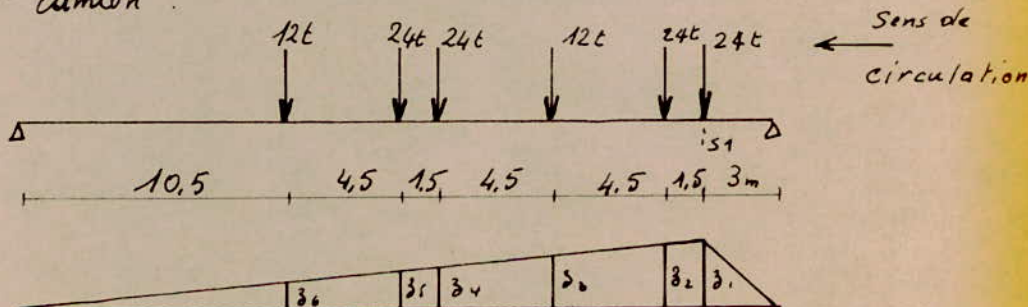
Soit à considérer l'inégalité suivante $\frac{\sum P_G}{a} < \frac{\sum P_D}{b}$ et voir si elle changera de sens sous une charge P_i .

Cas 1 . Aucune charge à droite de "s" donc on aura $\frac{\sum P_G}{a} = \frac{120}{27} > \frac{\sum P_D}{b} = 0$

Cas 2 . Le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion à droite de "s" donc on aura

$$\frac{96}{27} < \frac{24}{3}$$

On voit bien que l'inégalité a changé de signe donc on aura un moment maximum sous le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion.



$$z_1 = \frac{27}{30} \cdot 3 = 2,7 \text{ m}$$

$$z_4 = \frac{16,5}{27} \cdot 2,7 = 1,65 \text{ m}$$

$$z_2 = \frac{25,5}{27} \cdot 2,7 = 2,55 \text{ m}$$

$$z_5 = \frac{15}{27} \cdot 2,7 = 1,5 \text{ m}$$

$$z_3 = \frac{21}{27} \cdot 2,7 = 2,1 \text{ m}$$

$$z_6 = \frac{10,5}{27} \cdot 2,7 = 1,05 \text{ m}$$

$$M_v = \sum_{i=1}^6 P_i z_i = 12(1,05 + 2,1) + 24(2,7 + 2,55 + 1,65 + 1,5) = \underline{239,4 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Section 2 $b = 6 \text{ m}$ de l'appui
 $a = 24 \text{ m}$

$$\frac{\sum P_0}{a} \leq \frac{\sum P_d}{b}$$

cas 1 Aucune charge à droite de "s" donc $\frac{120}{24} > 0$

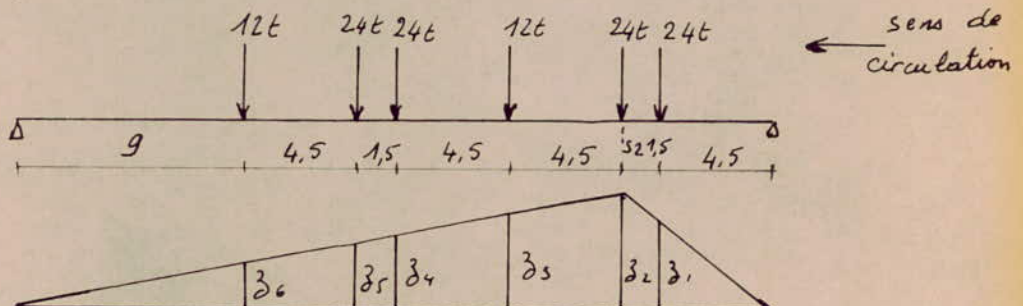
cas 2 Le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion à droite de "s" donc

$$\frac{96}{24} = \frac{24}{6}$$

cas 3 Le 2^{ème} essieu avec le 3^{ème} essieu du 2^{ème} camion à droite de "s" donc.

$$\frac{72}{24} < \frac{48}{6}$$

donc on aura le moment maximum sous le 2^{ème} essieu du 2^{ème} camion en faisant une remarque sur le cas 2 qui pourrait nous donner un moment max

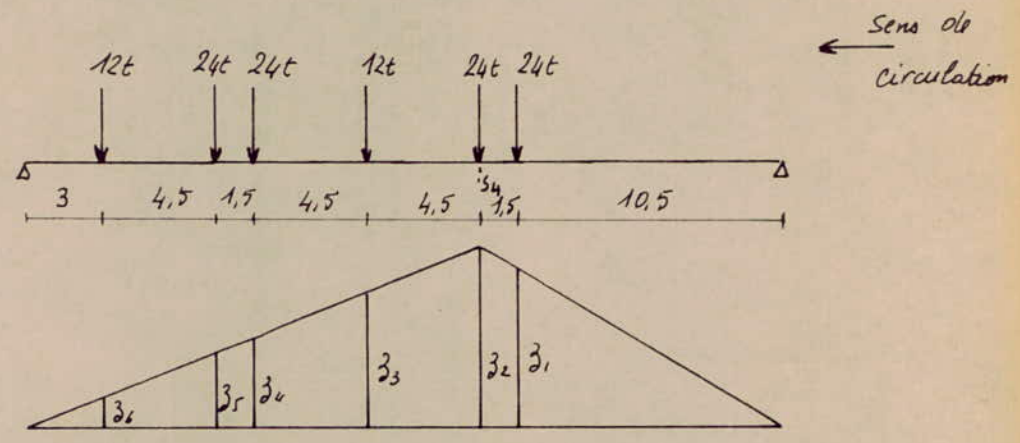


Section 4 $b = 12m$ de l'appui
 $a = 18m$

1. Sens de circulation ←
 $\frac{\sum P_G}{a} \leq \frac{\sum P_d}{b}$

- Cas 1 $\frac{120}{18} > 0$
- Cas 2 $\frac{96}{18} > \frac{24}{12}$
- Cas 3 $\frac{72}{18} = \frac{48}{12}$
- Cas 4 $\frac{60}{18} < \frac{60}{12}$

donc le moment maximum est obtenu sous le 2^{ème} essieu du 2^{ème} camion.



$$z_2 = \frac{18}{30} \times 12 = 7,2m \quad z_4 = 0,4 \times 9 = 3,6m$$

$$z_1 = \frac{10,5}{12} \times 7,2 = 6,3m \quad z_5 = 0,4 \times 7,5 = 3m$$

$$z_3 = \frac{13,5}{18} \times 7,2 = 5,4m \quad z_6 = 0,4 \times 3 = 1,2m$$

$$M_{41} = \sum_{i=1}^6 P_i z_i = 24(7,2 + 6,3 + 3,6 + 3) + 12(5,4 + 1,2) = \underline{561,6 t.m}$$

2. Sens de circulation →

Le moment maximum est obtenu sous le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion et a pour valeur

$$M_{42} = \underline{489,6 t.m}$$

donc le plus grand moment fléchissant est obtenu sous le 2^{ème} essieu du 2^{ème} camion et le sens de circulation étant (←)

$$M_4 = \underline{561,6 t.m}$$

Section 5 $a = b = 15 \text{ m}$

$$\frac{\sum P_e}{a} \leq \frac{\sum P_d}{b}$$

Cas 1 $\frac{120}{15} > 0$

Cas 2 $\frac{96}{15} > \frac{24}{15}$

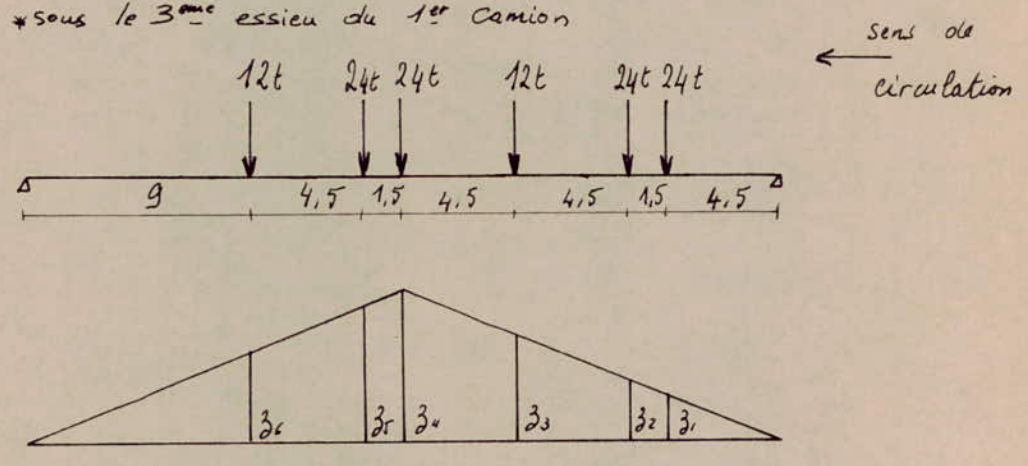
Cas 3 $\frac{72}{15} > \frac{48}{15}$

Cas 4 $\frac{60}{15} = \frac{60}{15}$

Cas 5 $\frac{36}{15} < \frac{84}{15}$

donc le moment maximum sera obtenu
 sous 3^{ème} essieu du 1^{er} camion ou
 sous 1^{er} essieu du 2^{ème} camion

* sous le 3^{ème} essieu du 1^{er} camion



$$z_4 = 7.5 \text{ m}$$

$$z_1 = 0.5 \times 4.5 = 2.25 \text{ m}$$

$$z_3 = 0.5 \times 10.5 = 5.25 \text{ m}$$

$$z_5 = 13.5 \times 0.5 = 6.75 \text{ m}$$

$$z_2 = 0.5 \times 6 = 3 \text{ m}$$

$$z_6 = 9 \times 0.5 = 4.5 \text{ m}$$

$$M_5 = \sum_{i=1}^{i=6} P_i z_i = 24 (2.25 + 3 + 7.5 + 6.75) + 12 (4.5 + 5.25) = \underline{585 \text{ t.m}}$$

* sous le 1^{er} essieu du 2^{ème} camion

On a, dans ce cas, le même moment $M_5 = \underline{585 \text{ t.m}}$.

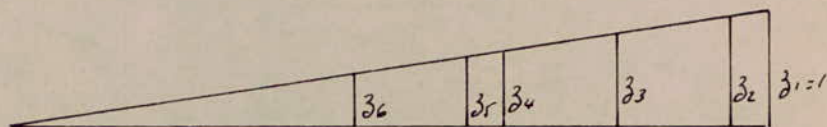
Pour la travée de 22m, même procédé de calcul, nous nous limiterons à dresser des tableaux.

Section	1	2	3	4
Moment (t.m)	195,48	314,12	360,75	345

L'effort tranchant est maximum en "5" quand une charge se trouve en "5" il suffit d'envisager toutes les différentes positions du convoi pour lesquelles on a une charge en "5".

$$T = \sum_{i=1}^{i=6} P_i z_i$$

Section 0



$$z_1 = 1$$

$$z_2 = \frac{28,5}{30} = 0,95$$

$$z_3 = \frac{24}{30} = 0,8$$

$$z_4 = \frac{19,5}{30} = 0,65$$

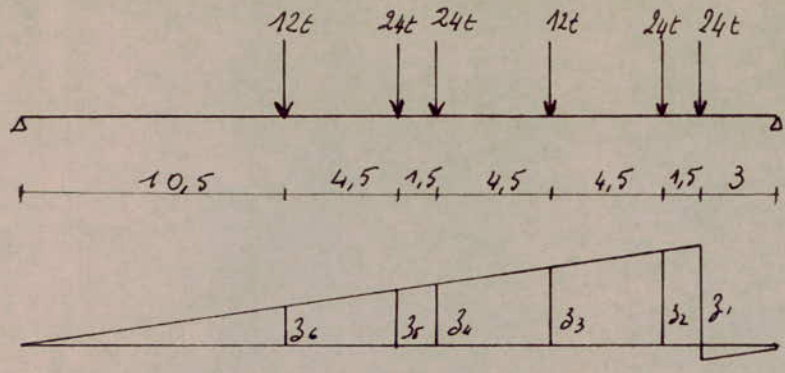
$$z_5 = \frac{18}{30} = 0,6$$

$$z_6 = \frac{13,5}{30} = 0,45$$

$$T_0 = \sum_{i=1}^{i=6} P_i z_i = 24(1 + 0,95 + 0,65 + 0,6) + 12(0,8 + 0,45) = \underline{91,8 \text{ t}}$$

$$T_0 = \underline{91,8 \text{ t}}$$

Section 1



$$z_1 = \frac{27 \times 1}{30} = 0,9$$

$$z_4 = \frac{16,5 \times 1}{30} = 0,55$$

$$z_2 = \frac{25,5 \times 1}{30} = 0,85$$

$$z_5 = \frac{15 \times 1}{30} = 0,5$$

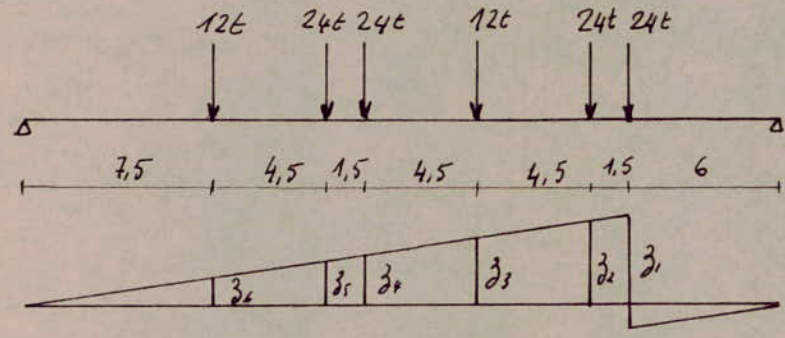
$$z_3 = \frac{21 \times 1}{30} = 0,7$$

$$z_6 = \frac{10,5 \times 1}{30} = 0,35$$

$$T_1 = \sum_{i=1}^{i=6} P_i z_i = 24(0,9 + 0,85 + 0,55 + 0,5) + 12(0,7 + 0,35) = \underline{79,8t}$$

$$T_1 = \underline{79,8t}$$

Section 2



$$z_1 = \frac{24}{30} = 0,8$$

$$z_4 = \frac{13,5}{30} = 0,45$$

$$z_2 = \frac{22,5}{30} = 0,75$$

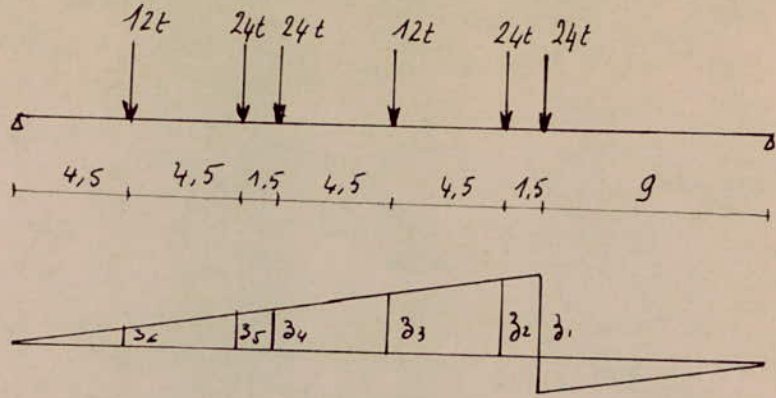
$$z_5 = \frac{12}{30} = 0,4$$

$$z_3 = \frac{18}{30} = 0,6$$

$$z_6 = \frac{7,5}{30} = 0,25$$

$$T_2 = \sum_{i=1}^{i=6} P_i z_i = 24(0,8 + 0,75 + 0,45 + 0,4) + 12(0,6 + 0,25) = \underline{67,8t}$$

Section 3



$$z_1 = \frac{21}{30} = 0,7$$

$$z_4 = \frac{10,5}{30} = 0,35$$

$$z_2 = \frac{19,5}{30}$$

$$z_5 = \frac{9}{30} = 0,3$$

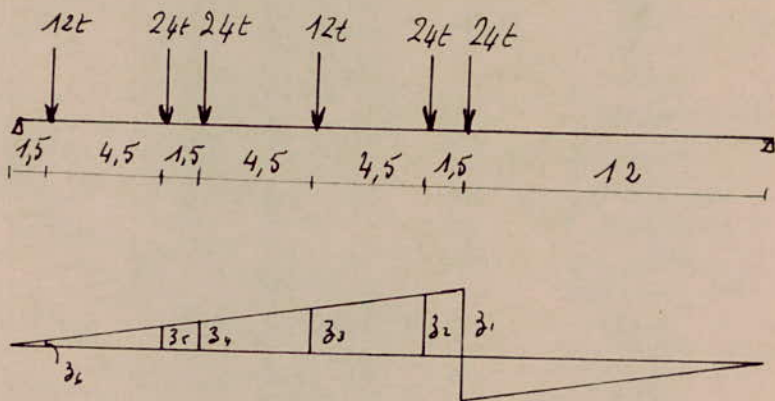
$$z_3 = \frac{15}{30}$$

$$z_6 = \frac{4,5}{30} = 0,15$$

$$T_3 = \sum_{i=1}^{i=6} P_i z_i = 24(0,7 + 0,65 + 0,35 + 0,3) + 12(0,5 + 0,15) = \underline{55,8t}$$

$$T_3 = \underline{55,8t}$$

Section 4



$$z_1 = \frac{18}{30} = 0,6$$

$$z_4 = \frac{7,5}{30} = 0,25$$

$$z_2 = \frac{16,5}{30} = 0,55$$

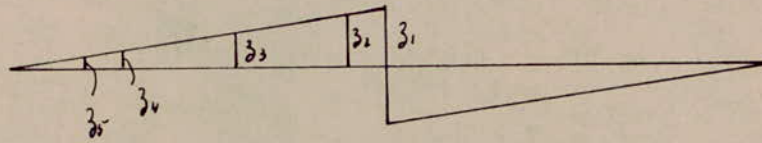
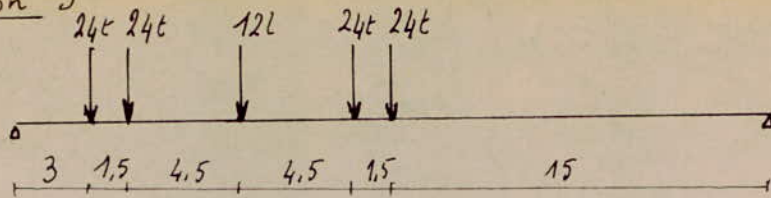
$$z_5 = \frac{6}{30} = 0,2$$

$$z_3 = \frac{12}{30} = 0,4$$

$$z_6 = \frac{1,5}{30} = 0,05$$

$$T_4 = \sum_{i=1}^{i=6} P_i z_i = 24(0,6 + 0,55 + 0,25 + 0,2) + 12(0,4 + 0,05) = \underline{43,8t}$$

Section 5



$$z_1 = \frac{15}{30} = 0,5$$

$$z_4 = \frac{4,5}{30} = 0,15$$

$$z_2 = \frac{13,5}{30} = 0,45$$

$$z_5 = \frac{3}{30} = 0,1$$

$$z_3 = \frac{9}{30} = 0,3$$

$$T_5 = \sum_{i=1}^{i=5} P_i z_i = 24(0,5 + 0,45 + 0,15 + 0,1) + 12(0,3) = \underline{32,4 t}$$

$$T_5 = \underline{32,4 t}$$

Pour la travée 22m

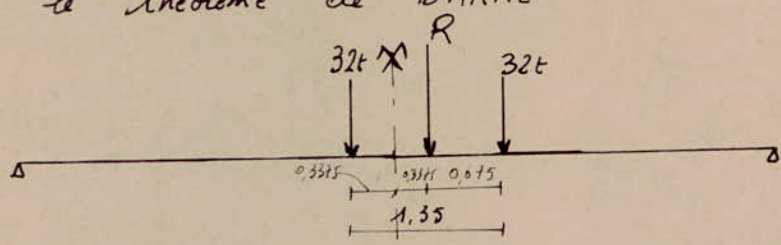
Section	0	1	2	3	4
$T_{(t)}$	81,36	60,58	49,60	34,21	25,63

Nota: On a calculé les efforts sous les 2 convois, pour avoir les efforts sous :

- un convoi $M' = 1,2 \frac{M}{2} = 0,6 M$ et $T' = \underline{0,6 T}$

- 2 convois $M' = 1,1 \times M$ et $T' = \underline{1,1 T}$

Le moment maximum est obtenu, comme pour la surcharge B_c , par le théorème de BARRÉ



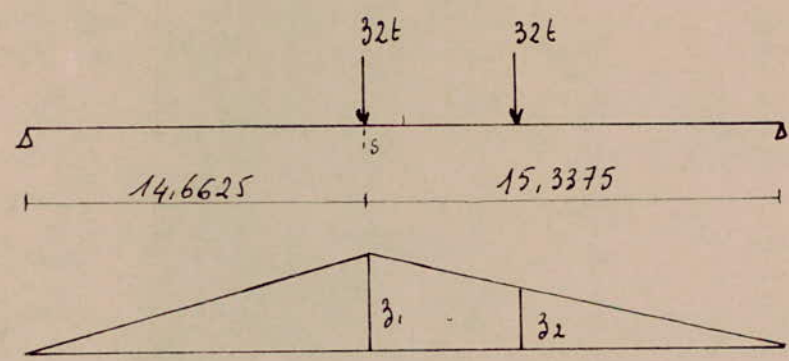
$$R = 32 + 32 = 64t \Rightarrow \frac{R}{2} = 32t$$

$$\sum_{\alpha=1}^{n=k} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^{n=k} P_{\alpha} \Rightarrow 32 \leq 32 \leq 32$$

$$\text{donc } x = \frac{32 \times 1,35}{64} = 0,675 \text{ m} \Rightarrow \frac{x}{2} = 0,3375 \text{ m}$$

donc la section dangereuse se trouve à $0,3375 \text{ m}$ de l'axe de symétrie.

1er cas:



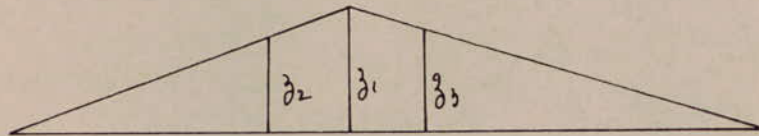
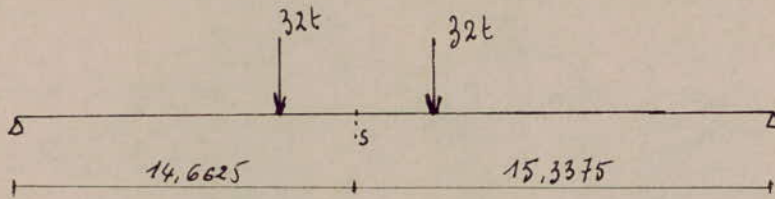
$$z_1 = \frac{14,6625}{30} \times 15,3375 = 7,5$$

$$z_2 = \frac{13,9875}{15,3375} \times 7,5 = 6,04$$

$$\text{donc } M_{1,2} = 32 (7,5 + 6,04) = 433,28 \text{ t.m}$$

2^{ème} cas

Supposons que les 2 charges se trouvent de part et d'autre de la section "S"



$$z_1 = 7,5$$

$$z_2 = \frac{13,9875}{14,6625} \times 7,5 = \underline{7,15}$$

$$z_3 = \frac{14,6625}{15,3375} \times 7,5 = \underline{7,17}$$

$$\text{d'où } M_{2d} = 32 (7,15 + 7,17) = \underline{458,24 \text{ t.m}}$$

Résumé: La section dangereuse se trouve à 0,3375 m de l'axe de symétrie de la poutre et le moment maximum retenu est celui du 2^{ème} cas soit $M_d = 458,24 \text{ t.m}$
coefficient $b_t = 1$ (1^{ère} classe)

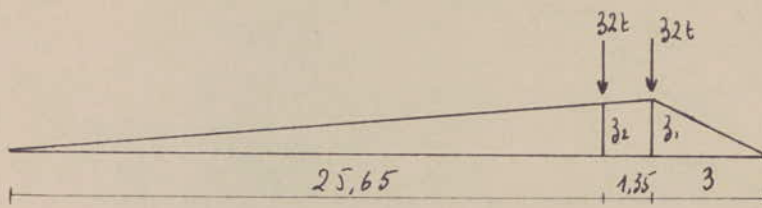
Pour la travée de 22m

On procède de la même façon, on aura la section dangereuse qui se situe à 0,3375 m de l'axe de symétrie de la poutre et on prendra comme moment maximum celui du 1^{er} cas $M'_d = \underline{330,75 \text{ t.m}}$

Pour le calcul des moments fléchissants et maximums en chaque section on procédera de la même façon que pour les surcharges B_c .

On donnera les détails nécessaires pour la travée de 30m et on dressera un tableau pour la travée de 22m

Section 1 $x = 3 \text{ m}$ $l = 30 \text{ m}$

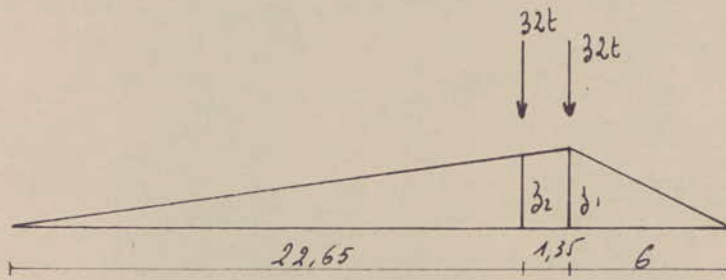


$$z_1 = \frac{27}{30} \times 3 = 2,7$$

$$z_2 = 0,1 \times 25,65 = 2,6$$

$$M_1 = 32 (2,7 + 2,6) = 168,48 \text{ t.m}$$

Section 2 $x = 6 \text{ m}$ $l = 30 \text{ m}$

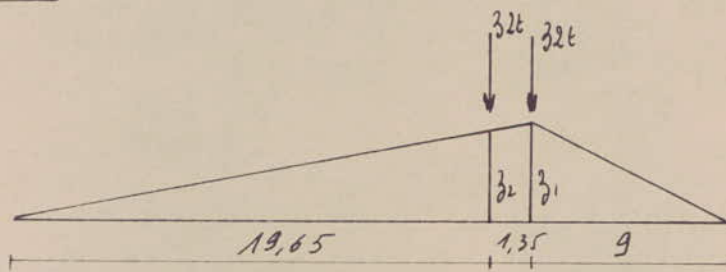


$$z_1 = \frac{24}{30} \times 6 = 4,8$$

$$z_2 = 0,2 \times 22,65 = 4,53$$

$$M_2 = 32 (4,8 + 4,53) = 298,56 \text{ t.m}$$

Section 3 $x = 9 \text{ m}$ $l = 30 \text{ m}$



$$z_1 = \frac{21}{30} \times 9 = 6,3$$

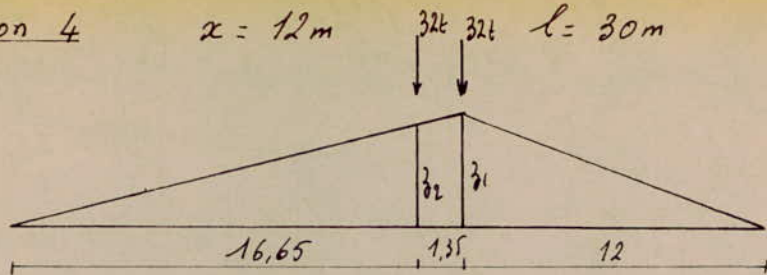
$$z_2 = 0,3 \times 19,65 = 5,9$$

$$M_3 = 32 (6,3 + 5,9) = 390,24 \text{ t.m}$$

Section 4

$x = 12\text{ m}$

$l = 30\text{ m}$



$z_1 = 0,4 \times 18 = 7,2\text{ m}$

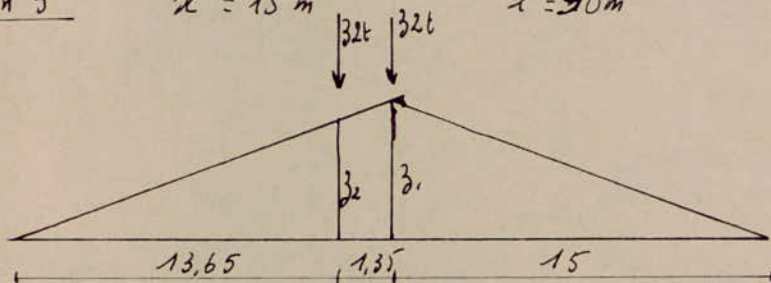
$z_2 = 0,4 \times 16,65 = 6,7\text{ m}$

$M_4 = 32 (7,2 + 6,7) = 443,52\text{ t.m}$

Section 5

$x = 15\text{ m}$

$l = 30\text{ m}$



$z_1 = 0,5 \times 15 = 7,5\text{ m}$

$z_2 = 0,5 \times 13,65 = 6,825\text{ m}$

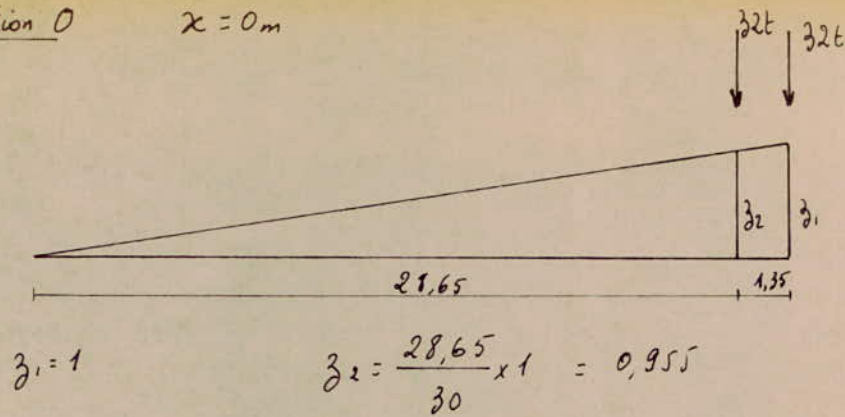
$M_5 = 32 (7,5 + 6,825) = 458,4\text{ t.m}$

Travée de 22m

Section	1	2	3	4
Moments (t.m)	159,94	267,65	322,75	330,4

Pour les efforts tranchants, on procédera de la même façon que la surcharge Bc. On fera le calcul approprié à la travée de 30m et on dressera un tableau pour la travée de 22m

Section 0 $x = 0\text{m}$

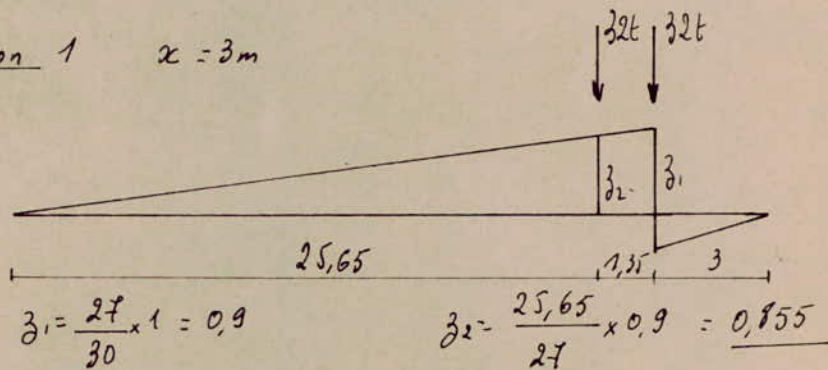


$$z_1 = 1$$

$$z_2 = \frac{28,65}{30} \times 1 = 0,955$$

$$T_0 = 32 (1 + 0,955) = 62,56\text{ t}$$

Section 1 $x = 3\text{m}$

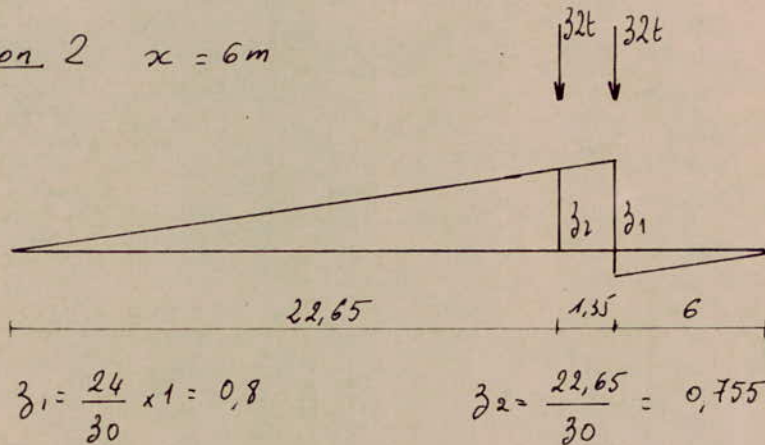


$$z_1 = \frac{27}{30} \times 1 = 0,9$$

$$z_2 = \frac{25,65}{27} \times 0,9 = 0,855$$

$$M_1 = T_1 = 32 (0,9 + 0,855) = 56,16\text{ t}$$

Section 2 $x = 6\text{m}$

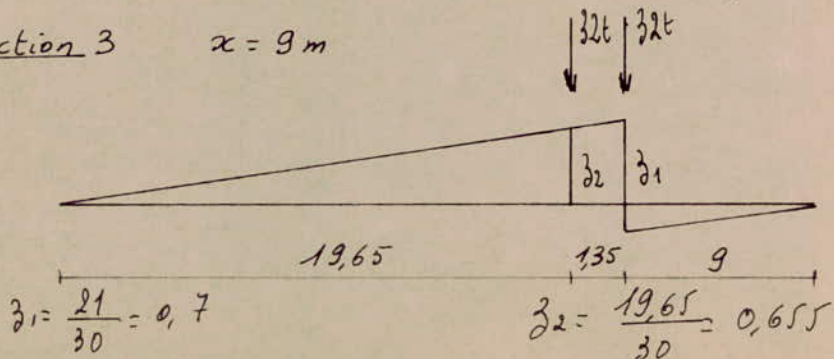


$$z_1 = \frac{24}{30} \times 1 = 0,8$$

$$z_2 = \frac{22,65}{30} = 0,755$$

$$T_2 = 32 (0,8 + 0,755) = 49,76\text{ t}$$

Section 3 $x = 9\text{m}$

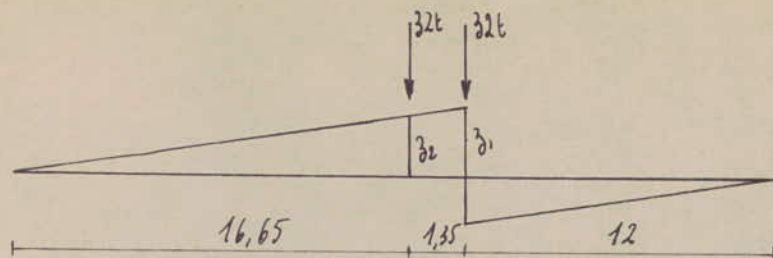


$$z_1 = \frac{21}{30} = 0,7$$

$$z_2 = \frac{19,65}{30} = 0,655$$

$$T_3 = 32 (0,7 + 0,655) = 43,36\text{ t}$$

Section 4 $x = 12\text{m}$

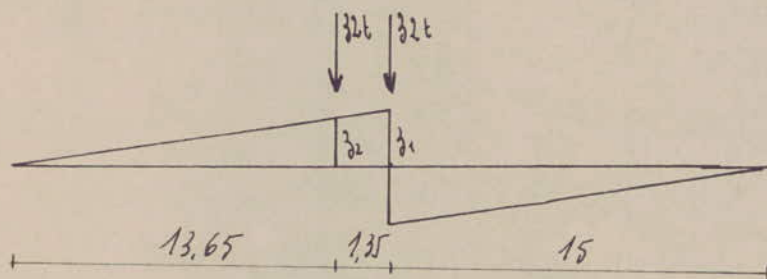


$$z_1 = \frac{18}{30} \times 1 = 0,6$$

$$z_2 = \frac{16,65}{30} = 0,555$$

$$T_4 = 32 (0,6 + 0,555) = \underline{36,96\text{t}}$$

Section 5 $x = 15\text{m}$



$$z_1 = \frac{15}{30} \times 1 = 0,5$$

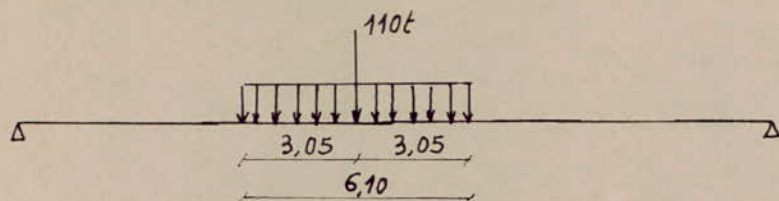
$$z_2 = \frac{13,65}{30} = 0,455$$

$$T_5 = 32 (0,5 + 0,455) = \underline{30,56\text{t}}$$

Travée de 22m

Section	0	1	2	3	4
$T_{(t)}$	62,08	53,31	44,67	35,87	30,08

On placera un seul char sur une travée de telle façon à obtenir le cas le plus défavorable.



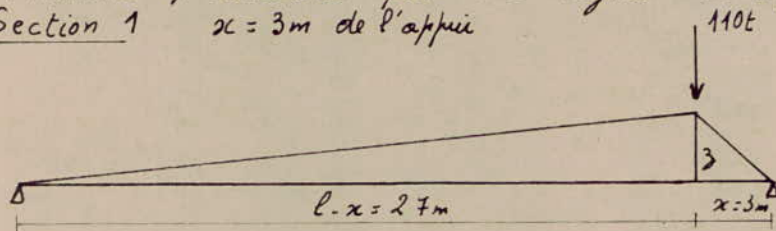
Recherche de la section dangereuse

La section dangereuse pour un tel système de charge se trouve éventuellement au milieu de la travée soit à 15m de l'appui pour la travée de 30m, soit à 11m de l'appui pour la travée de 22m.

Evaluation des efforts dans chaque section

• Moments fléchissants par les lignes d'influence

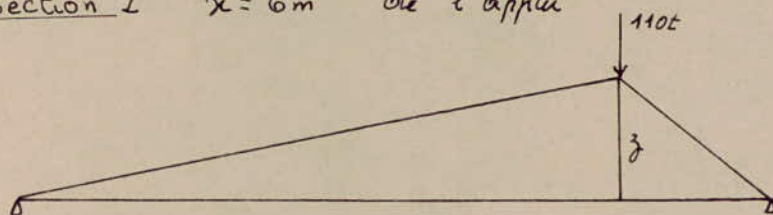
Section 1 $x = 3m$ de l'appui



$$z = \frac{x(l-x)}{l} = \frac{3(30-3)}{30} = 2,7$$

donc le moment $M_1 = 2,7 \times 110 = \underline{297 \text{ t.m}}$

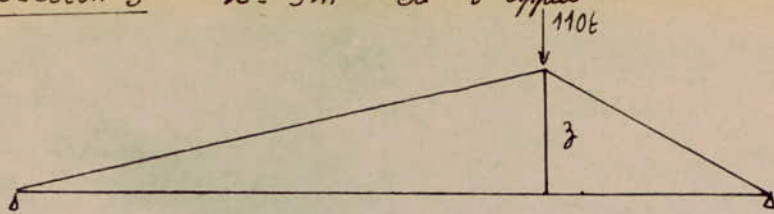
Section 2 $x = 6m$ de l'appui



$$z = \frac{6(24)}{30} = 4,8$$

$M_2 = 4,8 \times 110 = \underline{528 \text{ t.m}}$

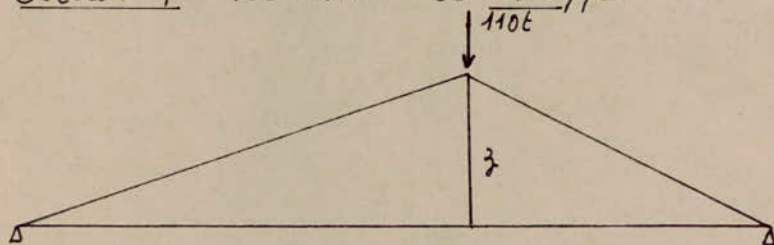
Section 3 $x = 9\text{ m}$ de l'appui



$$z = \frac{9 \times 21}{30} = 6,3$$

$$M_3 = 6,3 \times 110 = \underline{693 \text{ t.m}}$$

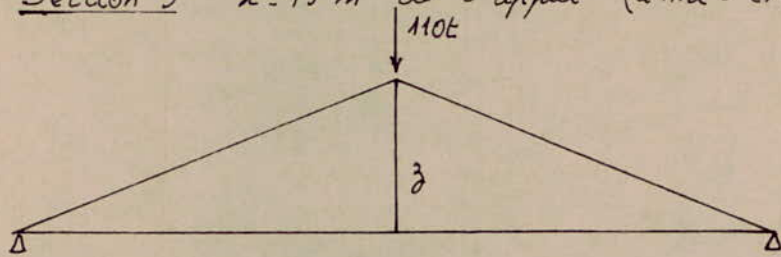
Section 4 $x = 12\text{ m}$ de l'appui



$$z = \frac{12 \times 18}{30} = 7,2$$

$$M_4 = 7,2 \times 110 = \underline{792 \text{ t.m}}$$

Section 5 $x = 15\text{ m}$ de l'appui (à mi-travée)



$$z = \frac{15 \times 15}{30} = 7,5$$

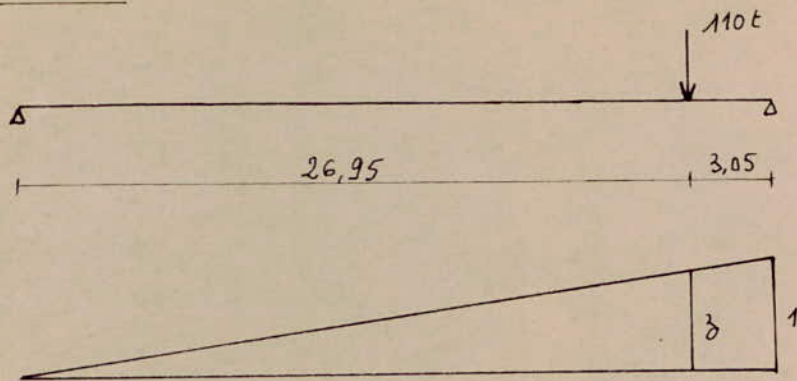
$$M = 7,5 \times 110 = \underline{825 \text{ t.m}}$$

Même calcul pour la travée de 22, à cet effet nous ne dresserons que des tableaux.

	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
z	2,59	4,36	5,32	5,5
$M_{(t.m)}$	285	480	585,2	605

Efforts tranchants par les lignes d'influence

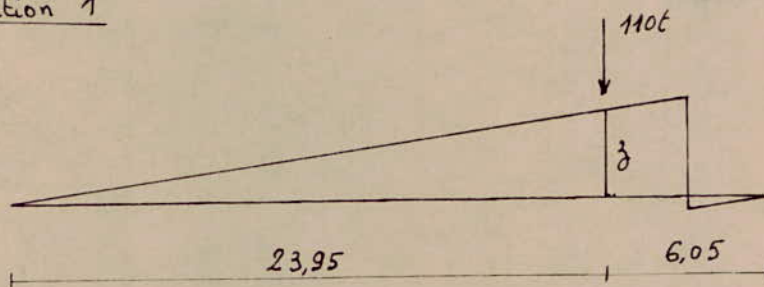
Section 0



$$z = 1 \cdot \frac{26,95}{30} = 0,898$$

$$T_0 = 98,82t = 0,898 \times 110t$$

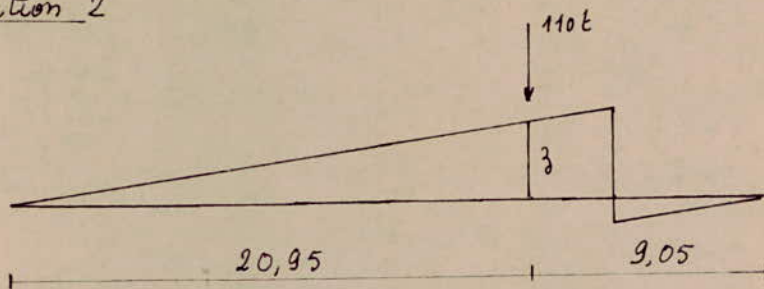
Section 1



$$z = 1 \cdot \frac{23,95}{30} = 0,798$$

$$T_1 = 0,798 \times 110 = \underline{87,82t}$$

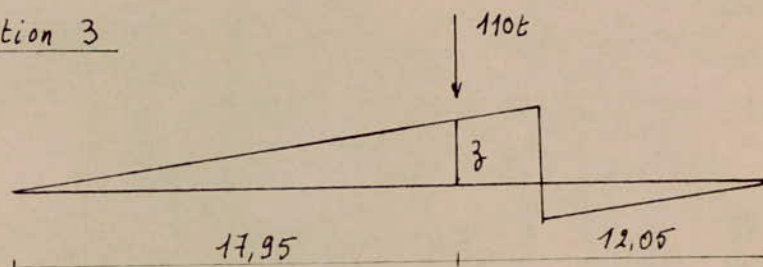
Section 2



$$z = 1 \cdot \frac{20,95}{30} = 0,698$$

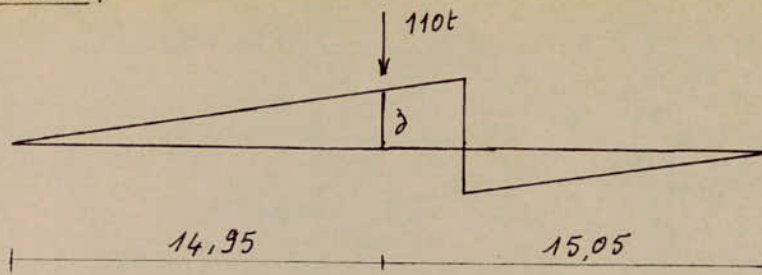
$$T_2 = 0,698 \times 110 = \underline{76,82t}$$

Section 3



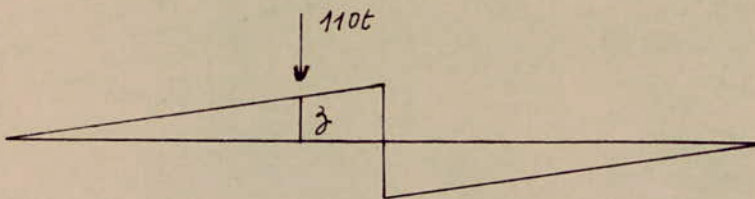
$$z = 1 \cdot \frac{17,95}{30} = 0,598$$

$$T_3 = 0,598 \times 110 = \underline{65,82t}$$

Section 4

$$z = 1 \cdot \frac{14,95}{30} = 0,498$$

$$T_4 = 0,498 \times 110 = \underline{54,82 t}$$

Section 5

$$z = 1 \cdot \frac{11,95}{30} = 0,398$$

$$T_5 = 0,398 \times 110 = \underline{43,82 t}$$

Même calcul pour la travée de 22m

	Section 0	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4
z	0,86	0,78	0,59	0,45	0,36
T(t)	94,75	79,75	64,75	49,75	39,75

La surcharge à prendre en compte, pour le calcul des poutres principales, c'est une surcharge uniformément répartie de $0,15 \text{ t/m}^2$ qu'on appelle aussi surcharges générales. elles ne sont pas frappées de coefficient de majoration pour effet dynamique. Dans le sens longitudinal, on prendra la distance surchargée qui nous donnera l'effet le plus défavorable. Dans le sens transversal, chaque trottoir est chargé dans sa totalité.

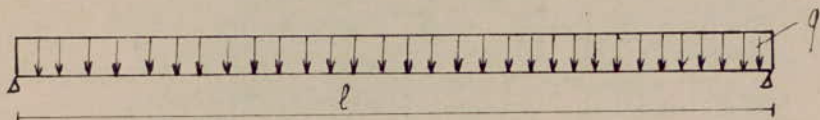
On procédera de la même façon que pour la surcharge A

$$\text{largeur du trottoir} = 2,25 \text{ m}$$

$$q = 0,15 \times 2,25 = 0,3375 \text{ t/ml} \quad (1 \text{ seul trottoir})$$

Travée de 30 m

Section 1 $x = 3 \text{ m}$



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

$$M_1 = 13,67 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 24,3 \text{ t.m}$$

$$M_3 = 31,89 \text{ t.m}$$

$$M_4 = 36,45 \text{ t.m}$$

$$M_5 = 37,97 \text{ t.m}$$

Travée de 22 m

Section	1	2	3	4
$M_{(t.m)}$	9,62	16,2	19,74	20,42

Pour le calcul des efforts tranchants, on procédera de la même façon que pour la surcharge, on ne dressera que les tableaux.

Travée de 30m

Section	0	1	2	3	4	5
$T_{(t)}$	5,06	4,1	3,24	2,48	1,82	1,26

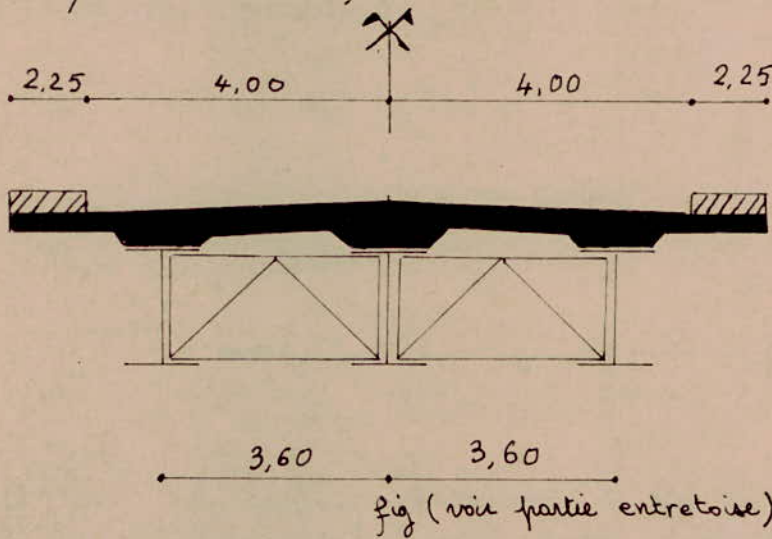
Travée de 22m

Section	0	1	2	3	4
$T_{(t)}$	3,71	2,76	1,97	1,3	0,93

Pour avoir les efforts pour 2 trottoirs, il suffit de multiplier par 2.

La chaussée est large de 8m et les trottoirs de part et d'autre de la chaussée sont de 2,25m de largeur. Les poutres principales sont parallèles et distantes de 3,60m. La poutre principale centrale se trouve confondue avec l'axe longitudinal du pont, les deux autres poutres sont situées de part et d'autre de celle-ci.

Pour des ponts à poutres sous chaussée, la répartition des efforts sur les poutres principales se fera suivant la méthode de COURBON. Sa théorie suppose les entretoises infiniment rigides reposant sur des appuis élastiques (Ces appuis élastiques étant la jonction poutre - entretoise)



- Calcul des coefficients de répartition

Soient les formules utilisées :

$$M_i = \frac{M}{n} \left[1 - 6 \frac{(n+1-2i)}{n^2-1} \left(\frac{e}{\lambda} \right) \right]$$

$$T_i = \frac{T}{n} \left[1 - 6 \frac{(n+1-2i)}{n^2-1} \left(\frac{e}{\lambda} \right) \right]$$

- où
- M_i représente le moment revenant à la poutre i
 - M le moment revenant à n poutres
 - n le nombre de poutres principales de même inertie
 - i le numéro de la poutre considérée
 - e distance entre l'axe de symétrie du pont et la résultante des forces
 - λ espacement de deux poutres principales voisines
 - T_i l'effort tranchant revenant à la poutre i
 - T l'effort tranchant revenant à n poutres.

$M_i = PM$

f coefficient de répartition

$$f = \frac{1}{n} \left[1 - 6 \frac{(m+1-2i)}{m^2-1} \left(\frac{e}{\lambda} \right) \right]$$

$$\frac{n=3}{\lambda = 3,60 \text{ m}}$$

donc
$$f = \frac{1}{3} \left[1 - 6 \frac{(4-2i)}{8} \left(\frac{e}{3,6} \right) \right]$$

$$f = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{(i-2)}{2,4} e \right]$$
 donc f varie en fonction de e .

• poutre principale N°1 : $i = 1$

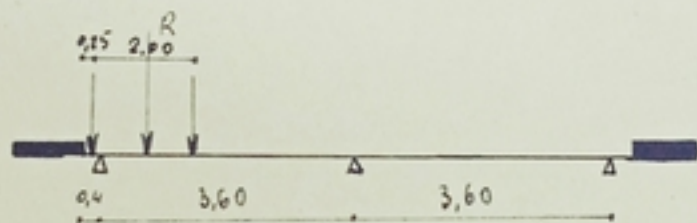
$$f_1 = \frac{1}{3} \left[1 - \frac{e}{2,4} \right]$$

• poutre principale N°2 : $i = 2$

$f_2 = \frac{1}{3}$ quelque soit le chargement

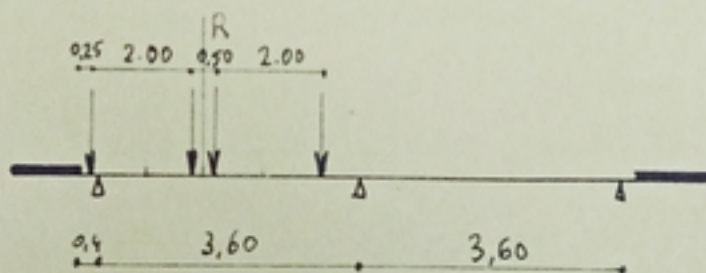
• Calcul de e

• Surcharge Bc
.. Cas d'un convoi



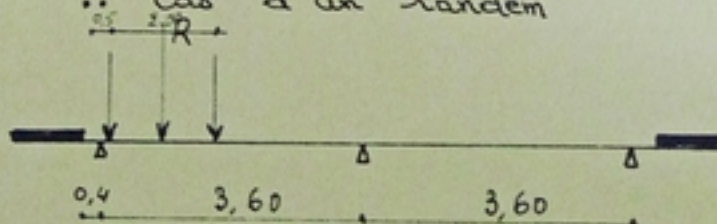
On placera le convoi le plus à gauche dans la sens transversal en tenant compte d'une distance de 0,25m entre la bordure du trottoir et le camion. La résultante se trouve à $e = -4 + 1,25 = -2,75 \text{ m}$

.. cas de 2 convois



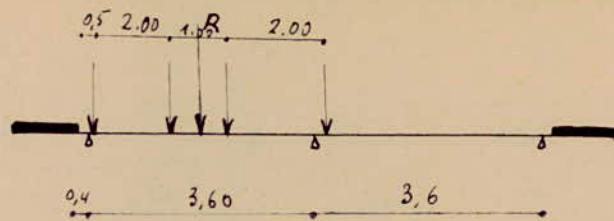
$$e = -4 + (0,25 + 2,0 + 0,25) = -1,50 \text{ m}$$

• Surcharge Bt
.. cas d'un tandem



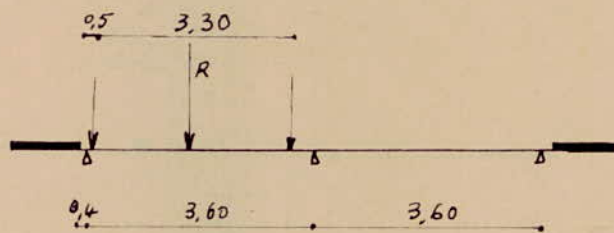
$$e = -4 + (1 + 0,5) = -2,50 \text{ m}$$

.. Cas de 2 tandems



$$e = -4 + (0,5 + 2 + 0,5) = 1m$$

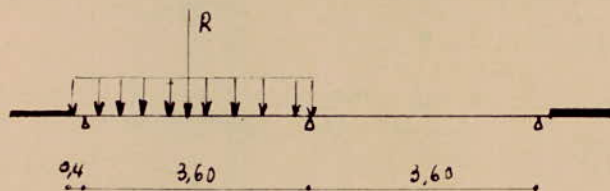
. Surchage Mc 120



$$e = -4 + \left(0,50 + \frac{3,30}{2}\right) = 1,85m$$

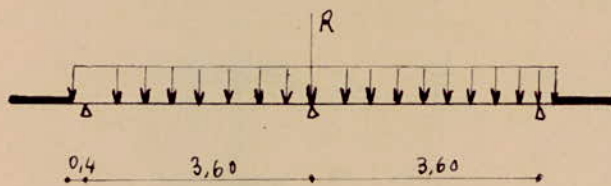
. Surchage A

.. cas d'une voie chargée



$$e = 2m$$

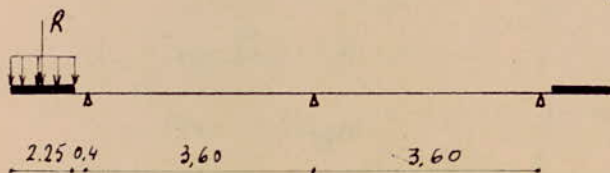
.. cas de deux voies chargées



$$e = 0$$

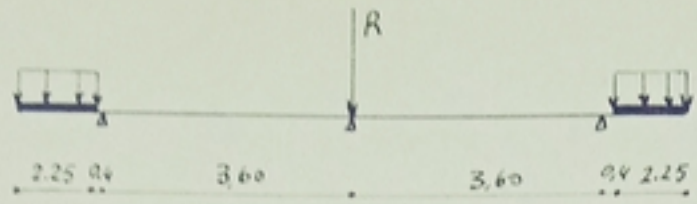
. Surchage trottoir

.. Cas d'un trottoir chargé



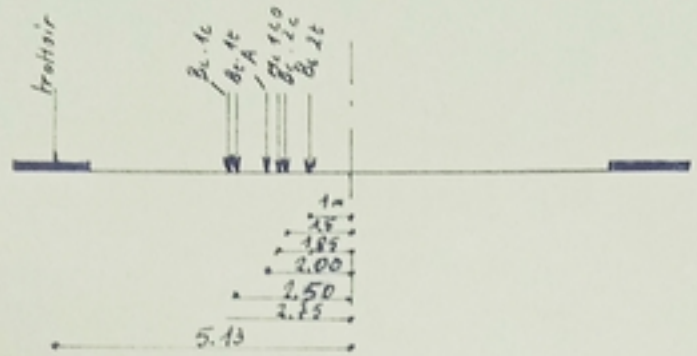
$$e = -4 - \frac{2,25}{2} = -5,13m$$

.. Cas de deux trottoirs chargés



$C = 0$

Recapitulatif.



. Calcul de f pour la poutre 1

a) Surcharge B_c

. 1 convoi $f'_{1c} = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{2.75}{2.4} \right] = 0.72$

. 2 convois $f'_{2c} = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{1.50}{2.4} \right] = 0.54$

b) Surcharge B_t

. 1 tandem $f'_{1t} = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{2.50}{2.4} \right] = 0.68$

. 2 tandems $f'_{2t} = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{1}{2.4} \right] = 0.47$

c) Surcharge $M_c 120$

$$f'_{M_c 120} = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{1.85}{2.4} \right] = 0.59$$

d) Surcharge A

. 1 voie chargée $f'_{1v} = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{2}{2.4} \right] = 0.61$

. 2 voies chargées $f'_{2v} = \frac{1}{3} [1 + 0] = \frac{1}{3}$

e) Surcharges trottoirs

• 1 trottoir chargé

$$\beta_{1t}^1 = \frac{1}{3} \left[1 + \frac{5,13}{2,4} \right] = 1,05$$

• 2 trottoirs chargés

$$\beta_{2t}^1 = \frac{1}{3} [1 + 0] = \frac{1}{3}$$

Il en est de même pour l'effort tranchant

$$T_i = \beta T$$

β coefficient de répartition
déjà calculé auparavant pour
M.

Tableau des moments fléchissants non pondérés et non majorés (en t.m)
travée de 30m

Charge	Section						
	0	1	2	3	4	5	
CP	0	352,96	627,48	823,57	941,22	980,44	
CCP	0	114,29	203,18	266,68	304,78	317,475	
A	Avant	0	128,5	273,96	359,57	410,94	428,06
	Arrière	0	257	547,92	719,14	821,88	856,12
Bc	Avant	0	143,64	244,08	314,28	336,96	351
	Arrière	0	263,34	447,48	576,18	617,76	643,5
Be	Avant	0	84,24	149,28	195,12	221,76	229,2
	Arrière	0	168,48	298,56	390,24	443,52	458,4
Mc 120	Avant	0	297	528	693	792	825
	Arrière	0	13,67	24,3	31,89	36,45	37,97
Surcharge travaux	Avant	0	27,34	48,6	63,78	72,9	75,94
	Arrière	0	27,34	48,6	63,78	72,9	75,94

Tableau des efforts franchants non pondérés et non majorés (out)
 (travée de 30m)

Section Charge	0	1	2	3	4	5
CP	130,12	104,58	78,43	52,29	26,14	0
CCP	42,33	33,86	25,40	16,93	8,47	0
A						
Avoie	57,07	49,03	41,33	33,98	27,02	20,52
2 rails	114,15	98,07	82,66	67,96	54,05	41,04
B						
Aconure	55,08	47,88	40,68	33,48	26,28	19,44
2 courbes	100,98	87,78	74,58	61,38	48,18	35,64
Bc						
Atandem	31,28	28,08	24,88	21,68	18,48	15,28
Bt						
2 tendons	62,56	56,16	49,76	43,36	36,96	30,56
Mc						
120	98,82	87,82	76,82	65,82	54,82	43,82
1 trottoir	5,06	4,1	3,24	2,48	1,82	1,26
2 trottoirs	10,12	8,2	6,48	4,96	3,64	2,52

POUTRE 1

Section 0

travée de 30m

	coefficient de répartition	$M_{(t.m)}$	$T(t)$	S	$M_{max}(t.m)$	$T_{max}(t)$	coefficient de pondération	$M_{max} pond. (t.m)$	$T_{max} pond. (t)$
CP	$\frac{1}{3}$	0	43,57	1	0	43,57	1,32	0	57,51
CCP	$\frac{1}{3}$	0	9,73	1	0	9,73	1,32	0	12,85
A	1 voie	0,61	34,81	1	0	34,81	1,6	0	55,7
	2 voies	$\frac{1}{3}$	38,05	1	0	38,05	1,6	0	60,88
B _c	1 courtois	0,72	39,66	1,109	0	43,98	1,6	0	70,37
	2 courtois	0,54	54,53	1,109	0	60,47	1,6	0	96,75
B _t	1 bandeau	0,68	21,27	1,109	0	23,59	1,6	0	37,74
	2 bandeaux	0,47	29,4	1,109	0	32,60	1,6	0	52,16
M _c	1 trottoir	0,59	58,3	1,101	0	64,19	1,32	0	84,73
	2 trottoirs	1,05	5,31	1	0	5,31	1,6	0	8,5
Surcharge trottoir		$\frac{1}{3}$	3,37	1	0	3,37	1,6	0	5,39

	Coefficient de répartition	M (t.m)	T (t)	S	M _{mag} (t.m)	T _{mag} (t)	Coefficient de pondération	M _{mag pond} (t.m)	T _{mag pond} (t)
CP	1/3	117,65	34,86	1	117,65	34,86	1,32	155,3	46,01
CCP	1/3	26,28	7,79	1	26,28	7,79	1,32	34,69	10,28
A	1 novice	78,38	29,91	1	78,38	29,91	1,6	125,42	47,85
	2 novices	85,67	32,69	1	85,67	32,69	1,6	137,07	52,3
B _c	1 novice	103,42	34,47	1,109	114,69	38,23	1,6	183,50	61,17
	2 novices	142,20	47,4	1,109	157,7	52,57	1,6	252,32	84,11
B _t	1 tandem	57,28	19,09	1,109	63,52	21,17	1,6	101,63	33,87
	2 tandems	79,19	26,39	1,109	87,82	29,27	1,6	140,51	46,83
Mc 120	0,59	175,23	51,81	1,101	192,93	57,04	1,32	254,66	75,3
Surcharge Trotoir	1 Trotoir	14,35	4,305	1	14,35	4,30	1,6	22,96	6,9
	2 Trotoirs	9,11	2,73	1	9,11	2,73	1,6	14,58	4,37

POUTRE 1

Section 2

travée de 30m

	coefficient de répartition	M (t.m)	T (t)	S	M moy (t.m)	T moy (t)	coefficient de pondération	M moy pond (t.m)	T moy pond (t)
CP	1/3	209,16	26,14	1	209,16	26,14	1,32	276,09	34,50
CCP	1/3	46,73	5,84	1	46,73	5,84	1,32	61,68	7,71
A	Avoie	167,12	25,21	1	167,12	25,21	1,6	267,38	40,34
	2 voies	182,64	27,55	1	182,64	27,55	1,6	292,22	44,08
Bc	A converti	175,74	29,29	1,109	194,9	32,48	1,6	311,84	51,97
	2 convertis	241,64	40,27	1,109	267,98	44,66	1,6	428,77	71,46
Be	A tabouret	101,51	16,92	1,109	112,57	18,76	1,6	180,11	30,02
	2 tabourets	140,32	23,39	1,109	155,62	25,94	1,6	249	41,5
Mc	120	311,52	45,32	1,101	342,98	49,9	1,32	452,73	65,87
Attrellon	1,05	25,51	3,4	1	25,515	3,4	1,6	40,82	5,44

POUTRE 1 Section 3

travée de 30m

	coefficient de répartition	M (t.m)	T (t)	S	M _{max} (t.m)	T _{max} (t.m)	coefficient de pondération	M _{max} pond. (t.m)	T _{max} pond. (t)
CP	1/3	274,52	17,43	1	274,52	17,43	1,32	362,37	23
CCP	1/3	61,33	3,89	1	61,33	3,89	1,32	80,95	5,14
A	Aravis	219,34	20,73	1	219,34	20,73	1,6	350,94	33,16
	2 travées	239,71	22,65	1	239,71	22,65	1,6	383,54	36,24
B _c	Aravis	226,28	24,11	1,109	250,95	26,74	1,6	401,52	42,78
	2 travées	311,14	33,15	1,109	345,05	36,76	1,6	552,08	58,82
B _t	Aravis	132,68	14,74	1,109	147,14	16,35	1,6	235,42	26,16
	2 travées	183,41	20,38	1,109	203,4	22,6	1,6	325,44	36,16
M _c 120		408,87	38,13	1,101	450,17	42,75	1,32	594,22	56,43
Surcharge trottoir	Aravis	33,48	2,6	1	33,48	2,6	1,6	53,57	4,16
	2 trottoirs	21,26	1,65	1	21,26	1,65	1,6	34,02	2,64

POUTRE 1
Travée de 30m
Section 5

		Coefficient de regulation	M (t.m)	T (t)	S	M _{max} (t.m)	T _{max} (t)	Coefficient de pondération	M _{max} pond.	T _{max} pond.
CP		1/3	326,81	0	1	326,81	0	1,32	431,39	0
CCP		1/3	73	0	1	73	0	1,32	96,38	0
A	A _{voie}	0,64	261,12	12,52	1	261,12	12,52	1,6	417,79	20,03
	A _{voies}	1/3	285,37	13,68	1	285,37	13,68	1,6	456,6	21,89
B _c	B _{concr}	0,72	252,72	14	1,109	280,27	15,53	1,6	448,43	24,85
	B _{concr}	0,54	347,49	19,25	1,109	385,37	21,35	1,6	616,6	34,16
B _t	B _{atom}	0,68	155,86	10,39	1,109	172,85	11,52	1,6	276,56	18,43
	B _{stand}	0,47	215,45	14,36	1,109	238,93	15,92	1,6	382,29	25,47
M _c	M ₁₂₀	0,59	486,75	25,85	1,101	535,91	28,46	1,32	707,4	37,57
	M _{at}	1,05	39,97	1,32	1	39,97	1,32	1,6	63,8	9,11
Surcharge traffoir	Attraffoir	1,05	39,97	1,32	1	39,97	1,32	1,6	63,8	9,11
	Attraffoir	1/3	25,31	0,84	1	25,31	0,84	1,6	40,5	1,34

POUTRE 2
travée 30m
Section 0

	coefficient de répartition	M (t.m)	T (t)	S	M _{max} (t.m)	T _{max} (t)	coefficient de pondération	M _{max pond} (t.m)	T _{max pond} (t)
CP	1/3	/	43,57	1	/	43,57	1,32	/	57,51
CCP	1/3	/	9,73	1	/	9,73	1,32	/	12,85
A	1/3	/	19,02	1	/	19,02	1,6	/	30,44
2 ovins	1/3	/	38,05	1	/	38,05	1,6	/	60,88
Bc	1/3	/	18,36	1,109	/	20,36	1,6	/	32,58
2 ovins	1/3	/	33,66	1,109	/	37,33	1,6	/	59,73
Bf	1/3	/	10,43	1,109	/	11,57	1,6	/	18,51
2 bovins	1/3	/	20,85	1,109	/	23,12	1,6	/	37
Mc	1/3	/	32,94	1,101	/	36,27	1,32	/	47,87
1 cheval	1/3	/	1,69	1	/	1,69	1,6	/	2,7
2 chevaux	1/3	/	3,37	1	/	3,37	1,6	/	5

POUTRE 2 Section 2

Travée 30m

		coefficient de répartition	M (t.m)	T (t)	S	M _{avg} (t.m)	T _{avg} (t)	coefficient de pondération	M _{avg pond} (t.m)	T _{avg pond} (t)
CP	1/3	209,16	26,14	1	209,16	26,14	1,32	276,09	34,5	
CCP	1/3	46,73	5,84	1	46,73	5,84	1,32	61,68	7,71	
A	1/3	91,32	13,77	1	91,32	13,77	1,6	146,11	22,04	
	1/3	182,64	27,55	1	182,64	27,55	1,6	292,22	44,08	
Bc	1/3	81,36	13,56	1,109	90,23	15,04	1,6	144,37	24,06	
	1/3	149,16	24,86	1,109	165,42	27,57	1,6	264,67	44,11	
Bc	1/3	49,76	8,29	1,109	55,18	9,19	1,6	88,29	14,7	
	1/3	99,52	16,59	1,109	110,37	18,4	1,6	176,6	29,44	
Mc 120	1/3	276	25,61	1,101	193,78	28,2	1,32	255,79	37,22	
	1/3	8,1	1,08	1	8,1	1,08	1,6	12,96	1,73	
Surcharge trottoir	1/3	16,2	2,16	1	16,2	2,16	1,6	25,92	3,46	

POUTRE 2

Section 3

Travée 30m

	coefficient de répartition	M (t.m)	T (t)	δ	M moy (t.m)	T moy (t)	coefficient de pondération	M moy pond (t.m)	T moy pond (t)
CP	1/3	274,52	17,43	1	274,52	17,43	1,32	362,37	23
	1/3	61,33	3,89	1	61,33	3,89	1,32	80,95	5,14
A	1/3	119,85	11,32	1	119,85	11,32	1,6	191,77	18,12
	1/3	239,71	22,65	1	239,71	22,65	1,6	383,54	36,24
Bc	1/3	104,76	11,16	1,109	116,18	12,38	1,6	185,89	19,81
	1/3	192,06	20,46	1,109	212,99	22,69	1,6	340,79	36,30
Bt	1/3	65,04	7,23	1,109	72,43	8,01	1,6	115,41	12,82
	1/3	130,08	14,45	1,109	144,86	16,03	1,6	230,81	25,65
Mc	1/3	231	21,94	1,101	254,33	24,46	1,32	335,72	31,89
	1/3	10,63	0,83	1	10,63	0,83	1,6	17	1,33
Surcharge trottoir	1/3	21,26	1,65	1	21,26	1,65	1,6	34	2,64
	1/3	21,26	1,65	1	21,26	1,65	1,6	34	2,64

POUTRE 2

Section 4

Travée 30m

	coefficient de répartition	M (t.m)	T (t)	S	M _{max} (t.m)	T _{max} (t)	coefficient de pondération	M _{max} pond (t.m)	T _{max} pond (t)
CP	1/3	313,74	8,71	1	313,74	8,71	1,32	414,14	11,5
CCP	1/3	70,09	1,94	1	70,09	1,94	1,32	92,52	2,57
A	1/3	186,98	9,01	1	186,98	9,01	1,6	219,17	14,41
	1/3	273,96	18,02	1	273,96	18,02	1,6	438,34	28,83
Bc	1/3	112,32	8,76	1,109	124,56	9,71	1,6	199,3	15,54
	1/3	205,92	16,06	1,109	228,36	17,81	1,6	365,38	28,5
Bt	1/3	73,92	6,16	1,109	81,98	6,83	1,6	131,16	10,93
	1/3	147,84	12,32	1,109	163,95	13,66	1,6	262,33	21,86
Mc	1/3	264	18,27	1,101	292,78	20,12	1,32	386,46	26,56
Surcharge	1/3	12,15	0,61	1	12,15	0,61	1,6	19,44	0,97
Trottoirs	1/3	24,3	1,21	1	24,3	1,21	1,6	38,88	1,94

La dalle est bétonnée après montage des poutres métalliques. L'action combinée de la section mixte ne peut se produire qu'après durcissement du béton de telle façon que le poids propre (acier + béton + coffrage) soit repris par la section d'acier seul car la dalle n'est théoriquement pas sous tension après bétonnage.

Les surcharges d'exploitation seront reprises par la section mixte, de plus, par suite du retrait et du fluage, les poutres métalliques subissent dans le temps des sollicitations secondaires.

Nous avons prévu, pour la reprise de l'effort pesant au niveau de la jonction acier-béton, des connecteurs soudés ce qui nous permet d'admettre que l'acier et le béton forment un seul et même élément.

Pour le calcul des tensions dans cet élément, on suppose que la loi de Hooke relative aux contraintes et déformations est applicable, moyennant l'introduction d'un coefficient d'équivalence "n", comme dans le calcul de béton armé. Les déformations élastiques longitudinales de deux fibres voisines, l'une en acier, l'autre en béton, étant égales, on a par application de la loi de Hooke :

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a \epsilon_a}{E_b \epsilon_b}$$

$$\epsilon_a = \epsilon_b = \epsilon$$

En service normal, les sollicitations restent assez faibles pour que le béton reste élastique en compression, et l'acier en compression comme en traction donc

$$\epsilon = \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

soit, en introduisant le coefficient d'équivalence acier-béton :

$$n = \frac{E_a}{E_b}$$

La relation fondamentale reliant les contraintes normales dans l'acier σ_a et dans le béton σ_b

$$\sigma_a = n \sigma_b$$

Valeur du coefficient d'équivalence "n"

En accord avec la circulaire N° 70 du 14/11/64, le coefficient d'équivalence prend les valeurs suivantes :

- $n = \infty$ pour les charges permanentes avant durcissement du béton (c'est à dire que l'acier travaille seul)
- $n = 18$ pour le complément de charges permanentes après le durcissement du béton
- $n = 15$ Pour les surcharges de longue durée (retrait et différence de température)
- $n = 6$ pour les surcharges de courte durée, ces surcharges étant roulantes (on notera que le taux de travail du béton est appréciable)

Le retrait est défini comme étant un raccourcissement non élastique du béton. L'expérience montre que le retrait est fonction de nombreux facteurs qui sont :

- conditions atmosphériques et l'importance des armatures
- la quantité et la qualité du ciment mis en oeuvre
- la quantité d'eau de gâchage
- la nature des granulats employés
- la sollicitation etc...

Les déformations de retrait se développent rapidement pendant le durcissement du béton et pendant la première année de son existence ensuite elles s'atténuent de plus en plus. La vitesse de retrait s'accroît sous l'effet de la compression de longue durée et ralentit sous l'effet de la traction.

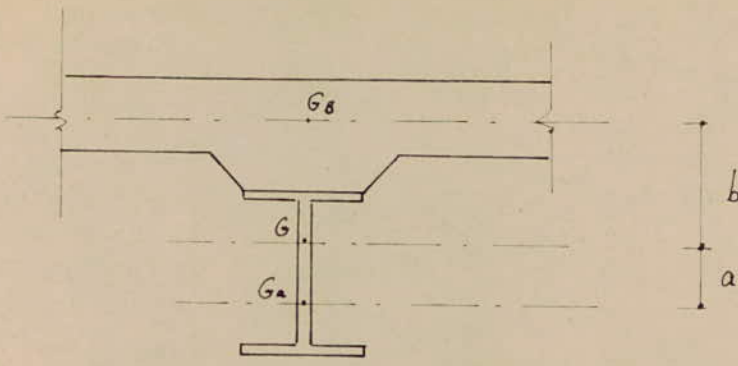
La dalle en béton armé est solidaire des poutres métalliques par l'intermédiaire des connecteurs. Le retrait ne peut donc pas s'effectuer librement, il se crée des contraintes dans la poutre mixte.

Le calcul de ces effets (retrait et température) est effectué suivant le principe qui suit :

La dalle est supposée maintenue rigidement aux extrémités, subit un effort de traction, sur l'ensemble acier - béton, cet effort se traduit par un effort de compression égal et opposé, appliqué au centre de gravité de cette section et à un couple $F.b$.

Remarque :

Dans les poutres isostatiques, l'effort tranchant dû aux effets de retrait est nul, il n'y a donc pas, théoriquement, d'effort de glissement à la jonction acier - béton. Le seul effort à attribuer, c'est l'effort aux extrémités de la dalle.



Soit

- G_b centre de gravité de la section béton
- G_a centre de gravité de section acier seul
- B section du béton rendue homogène avec $n=15$
- A section d'acier
- W Moment statique du béton par rapport au centre de gravité de la section mixte G

β coefficient défini comme tel $\beta = \frac{B}{B+A}$

Le retrait se décompose en :

- Une traction uniforme dans le béton

$\sigma_{1b} = E_b \cdot \epsilon_r$, ϵ_r : variation relative de la longueur du béton par rapport à l'acier ou coefficient de retrait = $\frac{\delta l}{l} = 4 \cdot 10^{-4}$

comme $E_b = \frac{E_a}{n}$ on a $\sigma_{1b} = \frac{E_a}{n} \cdot \epsilon_r$

Cette traction est équilibrée par :

- une compression centrée dans la section totale

$F = n \cdot \beta \cdot \sigma_{1b}$ cette force F crée :

- une compression dans l'acier : $\sigma_{2a} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{1b}$
- une compression dans le béton : $\sigma_{2b} = -\beta \cdot \sigma_{1b}$

Le béton est ainsi soumis à une contrainte

$\sigma_b = \sigma_{1b} + \sigma_{2b} = \sigma_{1b} + (-\beta \sigma_{1b}) = (1 - \beta) \sigma_{1b}$

$\sigma_b = (1 - \beta) \sigma_{1b}$

- un moment de flexion dû à l'excentrement de la force de compression F

$$M = \eta W \sigma_{1b}$$

- Calcul des contraintes dues au retrait

Nous résumerons les contraintes dans un tableau où :

- σ_b : contraintes dans le béton
- σ_s : contraintes dans la fibre (acelle) supérieure (acier)
- σ_i : contraintes dans la fibre (acelle) inférieure (acier)
- η : coefficient d'équivalence prenant les valeurs suivantes : $\infty, 13, 15, 6$.
- F : effort normal
- $\beta = \frac{B}{B+A}$
- W : moment statique du béton.

	DALLE	Section mixte	
	traction uniforme dans le béton	F	σ
σ_b	$\sigma_{1b} = E_b \cdot \epsilon_r$	$-\beta \cdot \sigma_{1b}$	$-W \sigma_{1b} \frac{V_b}{I_{15}}$
σ_s	/	$-m \beta \sigma_{1b}$	$-m W \sigma_{1b} \frac{V_s}{I_{15}}$
σ_i	/	$-m \beta \sigma_{1b}$	$+m W \sigma_{1b} \frac{V_i}{I_{15}}$

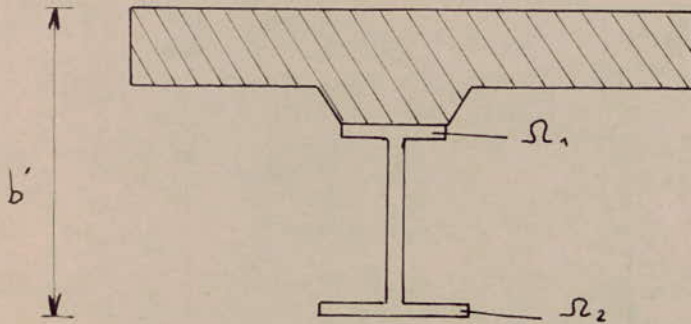
d'où on aura :

$$* \sigma_b = \sigma_{1b} - \beta \sigma_{1b} - W \sigma_{1b} \frac{V_b}{I_{15}} = \sigma_{1b} \left(1 - \beta - \frac{W V_b}{I_{15}} \right)$$

$$* \sigma_s = -m \beta \sigma_{1b} - m W \sigma_{1b} \frac{V_s}{I_{15}} = \sigma_{1b} \left(-m \beta - m \frac{W V_s}{I_{15}} \right)$$

$$* \sigma_i = -m \beta \sigma_{1b} + m W \sigma_{1b} \frac{V_i}{I_{15}} = m \sigma_{1b} \left(-\beta + \frac{W V_i}{I_{15}} \right)$$

avec $\sigma_{1b} = E_b \cdot \epsilon_r = \frac{21 \cdot 10^5}{15} \times 4 \cdot 10^{-4} = 56 \text{ kg/cm}^2$



- Soit :
- Ω_1 la section de la semelle supérieure
 - Ω_2 la section de la semelle inférieure
 - M_1 moment fléchissant dû à la combinaison des charges permanentes, des compléments de charges permanentes et du coffrage.
 - M_2 moment fléchissant dû à la combinaison des charges permanentes et de la surcharge maximum.

- Calcul du moment fléchissant dû au coffrage à mi-travée

$$M_{\text{coff}} = q \frac{l^2}{8} = 0,875 \times 1,1 \times 30^2 \times \frac{1}{8} = 36,09 \text{ t.m}$$

- Choix des sections Ω_1, Ω_2

On choisira les sections d'après les formules suivantes :

$$\Omega_1 = 1,13 \frac{M_1}{b' \sigma_c} \quad , \quad \Omega_2 = \frac{5}{6} \frac{M_2}{b' \sigma_c}$$

• Ω_1

$$M_1 = M_{cp} + M_{ccp} + M_{coff} = 431,39 + 96,38 + 36,09 = 563,86 \text{ t.m}$$

$$M_2 = M_{cp} + M_{surmax} = 431,39 + 707,4 + 63,80 = 1202,59 \text{ t.m}$$

$$b' = 160 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Omega_1 = 1,13 \frac{563,86 \cdot 10^5}{160 \times 2400} = 165,93 \text{ cm}^2$$

$$\Omega_2 = \frac{5}{6} \frac{1202,59}{160 \times 2400} = 260,98 \text{ cm}^2$$

Tableau de la semelle supérieure : Ω_1

$$M_1 = M_{cp} + M_{ccp} + M_{coff}$$

Section	0	1	2	3	4	5
M_1 (t.m)	0	202,98	360,99	473,54	541,33	563,96
Ω_{1th}	0	59,68	106,13	139,22	159,15	165,93
$\Omega_{1rielle}$ (cm ²)	180	190	180	296	296	296

$$\Omega_1 = \frac{1,13}{60e} M_1 = \frac{1,13 \cdot 10^5}{160 \times 2400} M_1 = 0,294 M_1$$

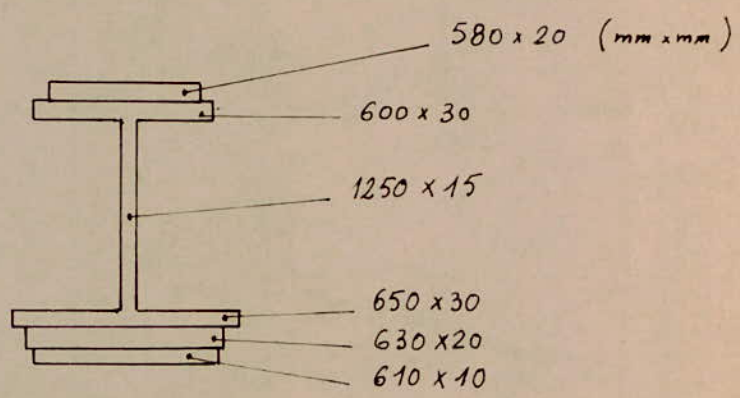
Tableau de la semelle inférieure : Ω_2

$$M_2 = M_{cp} + M_{surch_{max}}$$

Section	0	1	2	3	4	5
M_2 (t.m)	0	432,92	769,64	1010,16	1154,48	1202,59
$\Omega_{2théorique}$	0	95,24	169,32	222,23	254	260,99
$\Omega_{2rielle}$ (cm ²)	195	195	321	321	382	382

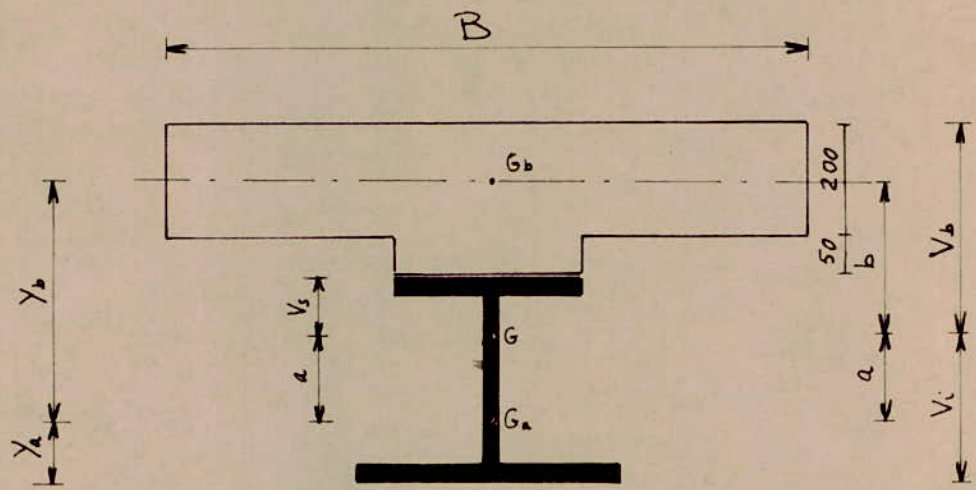
$$\Omega_2 = \frac{5}{6} \frac{M_2}{60e} = \frac{5 \cdot 10^5}{6 \times 160 \times 2400} M_2 = 0,22 M_2$$

donc on choisit la section suivante en milieu de travée.



Vérification à la résistance

Point de vue économique, nous avons prévu des semelles additionnelles et vérifierons pour la section à mi-travée et pour les autres en enlevant les semelles additionnelles.



- Largeur de la dalle participante

La largeur de la dalle participante dans la table de compression, d'après la circulaire N° 70 de Novembre 64, sera limitée à la plus restrictive des conditions suivantes :

- La même zone du hourdis ne sera pas attribuée à 2 poutres différentes $\frac{B}{2} \leq \frac{e}{2}$ e entraxe des poutres
- $\frac{B}{2} \leq \frac{L}{10}$ L étant la portée de la travée
- $\frac{B}{2} \leq \frac{x}{4}$ x abscisse de la section considérée par rapport à l'extrémité de la poutre

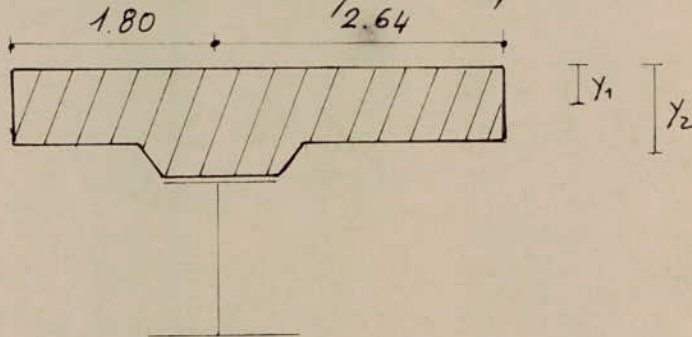
soit $1 - \frac{B}{2} \leq \frac{3,60}{2} = 1,80 \text{ m}$

$2 - \frac{B}{2} \leq \frac{30}{10} = 3 \text{ m}$

$3 - \frac{B}{2} \leq \frac{x}{4} =$

section 1	B = 1,5 m
section 2	B = 3 m
section 3	B = 4,5 m
section 4	B = 9 m
section 5	B = 15 m

La condition la plus restrictive c'est la condition 1 donc on étudiera la poutre de rive puisqu'elle présente le cas le plus défavorable.



donc $B = 1,80 + 2,64 = 4,44 \text{ m}$

- Verification à la résistance de la section 5

* Calcul de y_b

$$y_b = b' - \frac{A_{1b} \times y_1 + A_{2b} \times y_2}{A_{1b} + A_{2b}}$$

** application numérique

$b' = 161 \text{ cm}$

$y_1 = 10 \text{ cm}$

$y_2 = 22,5 \text{ cm}$

$A_{1b} = 444 \times 20 = 8880 \text{ cm}^2$

$A_{2b} = 58 \times 5 = 290 \text{ cm}^2$

$A_b = A_{1b} + A_{2b} = 9170 \text{ cm}^2$

$$y_b = 161 - \frac{8880 \times 10 + 290 \times 22,5}{8880 + 290} = 150,60 \text{ cm}$$

* Calcul de y_a

$$y_a = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

* Application numerique

$$y_a = \frac{61 \times 1 \times 0,5 + 63 \times 2 \times 1,5 + 65 \times 3 \times 4,5 + 1,5 \times 125 \times 68,5 + 3 \times 60 \times 133,5 + 58 \times 2 \times 133,5}{61 \times 1 + 63 \times 2 + 65 \times 3 + 1,5 \times 125 + 60 \times 3 + 2 \times 58}$$

$$y_a = \underline{61,76 \text{ cm}}$$

* Calcul de c

$$c = y_b - y_a = 150,60 - 61,76 = \underline{88,84 \text{ cm}}$$

* Calcul du moment d'inertie de la section de beton / G_b

$$I_b = \frac{B y_1^3}{12} + \frac{B' y_2^3}{12} + A_1 b \times d_1^2 + A_2 b \times d_2^2$$

- d'où
- B = 444 cm
 - B' = 58 cm
 - y₁' = 20 cm
 - y₂' = 5 cm
 - d₁' = 0,4 cm
 - d₂ = 12,10 cm
 - A₁ b = 8880 cm²
 - A₂ b = 290 cm²

$$I_b = \frac{444 \times 20^3}{12} + \frac{58 \times 5^3}{12} + 444 \times 20 \times 0,4^2 + 58 \times 5 \times 12,10^2$$

$$= \underline{340483,87 \text{ cm}^4}$$

* Calcul du moment d'inertie de la section d'acier / G_a

$$I_a = \sum \frac{b_i y_i^3}{12} + \sum A_i d_i^2$$

$$I_a = \frac{61 \times 1^3}{12} + \frac{63 \times 2^3}{12} + \frac{65 \times 3^3}{12} + \frac{125^3 \times 1,5}{12} + \frac{60 \times 3^3}{12} + \frac{58 \times 2^3}{12} +$$

$$+ 61 \times 61,76^2 + 126 \times 59,76^2 + 65 \times 3 \times 57,26^2 + 1,5 \times 125 \times 6,74^2 + 60 \times 3 \times 70,74^2 +$$

$$+ 58 \times 2 \times 73,24^2 =$$

$$I_a = \underline{3764779 \text{ cm}^4}$$

* Calcul de la section mixte homogénéisée

$$\Sigma_n = A_a + \frac{A_b}{n}$$

$$n = \infty \quad \Sigma_\infty = A_a = \underline{865,5 \text{ cm}^2}$$

$$n = 18 \quad \Sigma_{18} = A_a + \frac{A_b}{18} = 865,5 + \frac{9170}{18} = \underline{1374,94 \text{ cm}^2}$$

$$n = 15 \quad \Sigma_{15} = A_a + \frac{A_b}{15} = 865,5 + \frac{9170}{15} = \underline{1476,83 \text{ cm}^2}$$

$$n = 6 \quad \Sigma_6 = A_a + \frac{A_b}{6} = 865,5 + \frac{9170}{6} = \underline{2393,83 \text{ cm}^2}$$

* Détermination des caractéristiques de la section

$$b_n = \frac{A_a \cdot C}{\Sigma_n}, \quad a = C - b_n, \quad V_b = b_n + 10,4, \quad V_s = V_b - 25$$

$$V_i = 136 - V_s$$

n	b _n (cm)	a (cm)	V _b (cm)	V _s (cm)	V _i (cm)
∞	88,84	0	99,24	74,25	61,76
18	55,92	32,92	66,32	41,32	94,68
15	52,06	36,78	62,46	37,46	98,54
6	32,12	56,72	42,52	17,52	118,48

* Calcul des moments d'inertie I_n / G de la section mixte

$$I_n = I_a + \frac{I_b}{n} + a \cdot b \cdot \Sigma_n$$

$$I_\infty = I_a = \underline{3764779 \text{ cm}^4}$$

$$I_{18} = 3764779 + \frac{340484}{18} + 55,92 \times 32,92 \times 1374,94 = \underline{6314803 \text{ cm}^4}$$

$$I_{15} = 3764779 + \frac{340484}{15} + 52,06 \times 36,78 \times 1476,83 = \underline{6615262 \text{ cm}^4}$$

$$I_6 = 3764779 + \frac{340484}{6} + 32,12 \times 56,72 \times 2393,83 = \underline{8182717 \text{ cm}^4}$$

* Calcul du moment statique de la section du béton pour $n=15$

$$W = b_{15} \times \frac{A_b}{15} = 52,06 \times \frac{9170}{15} = \underline{31826 \text{ cm}^3}$$

Tableau des caractéristiques de la section

n	∞	18	15	6
I_n	3764779	6314803	6615262	8182717
V_{b_n}	99,24	66,32	62,46	42,52
V_{a_n}	74,25	41,32	37,46	17,52
V_{i_n}	61,76	94,68	98,54	118,48
$n \frac{I}{V_b}$	—	1713909	1588680	1154664
I/V_s	50704,1	152827	176595,4	467050
I/V_i	60958	66696	67133	69064
A_a			865,5	
A_b			9170	
W			31826	
I/V_b	—	95217	105912	192444

Effet du retrait et de la température

- Calcul des contraintes dues au retrait ($n=15$)

$$n=15 \quad \beta = \frac{B_{15}}{A + B_{15}} = \underline{0,41}$$

$$\sigma_{16} = E_b \times \epsilon_r = \frac{E_a}{k} \epsilon_r = \frac{21.10^5}{15} 4.10^{-4} = \underline{56 \text{ Bars}}$$

$$* \sigma_b = \sigma_{1b} \left(1 - \beta - \frac{W}{I_{15}} V_b \right)$$

$$= 56 \left(1 - 0,41 - \frac{31826}{105912} \right) = \underline{+ 16,21 \text{ Bars}}$$

$$* \sigma_{\Delta} = -m \sigma_{1b} \left(\beta + \frac{W}{I_{15}} V_s \right) = -15 \times 56 \left(0,41 + \frac{31826}{176595,4} \right)$$

$$= \underline{- 495,78 \text{ Bars}}$$

$$* \sigma_i = m \sigma_{1b} \left(-\beta + \frac{W}{I_{15}} V_i \right) = 15 \times 56 \left(-0,41 + \frac{31826}{67133} \right)$$

$$= \underline{+ 53,82 \text{ Bars}}$$

Après pondération on aura:

$$* \sigma_b = 16,21 \times 1,32 = \underline{21,4 \text{ kg/cm}^2}$$

$$* \sigma_{\Delta} = -495,78 \times 1,32 = \underline{-654,43 \text{ kg/cm}^2}$$

$$* \sigma_i = +53,82 \times 1,32 = \underline{71,05 \text{ kg/cm}^2}$$

- Calcul des contraintes dues à la différence de température

Les différences de température sont supposées provoquer des contraintes égales à $\frac{1}{3}$ des contraintes dues au retrait. Les contraintes de température sont frappées d'un coefficient de pondération de 1,6

$$* \sigma_b = \frac{16,21}{3} \times 1,6 = \underline{8,64 \text{ kg/cm}^2}$$

$$* \sigma_{\Delta} = -\frac{495,78}{3} \times 1,6 = \underline{-264,42 \text{ kg/cm}^2}$$

$$* \sigma_i = \frac{53,82}{3} \times 1,6 = \underline{28,7 \text{ kg/cm}^2}$$

- Calcul des contraintes dues aux charges permanentes

$$m = \infty \quad * \sigma_b = 0$$

$$M = 431,39 \text{ t.m} \quad * \sigma_{\Delta} = -\frac{M}{I} V_s = -\frac{431,39 \cdot 10^5}{50704,1} = \underline{-850,8 \text{ kg/cm}^2}$$

$$* \sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{431,39 \cdot 10^5}{60958} = \underline{707,68 \text{ kg/cm}^2}$$

- Calcul des contraintes dues aux compléments de charges permanentes

$m = 18$
 $M = 96,38 \text{ t.m}$

$\sigma_b = - \frac{M}{nI} V_b = - \frac{96,38 \cdot 10^5}{1713909} = - 5,62 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_s = - \frac{M}{I} V_s = - \frac{96,38 \cdot 10^5}{152827} = - 63,06 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{96,38 \cdot 10^5}{66696} = 144,51 \text{ kg/cm}^2$

- Calcul des contraintes sous surcharge max + surcharge trottoirs

$m = 6$
 $M = 771,2 \text{ t.m}$

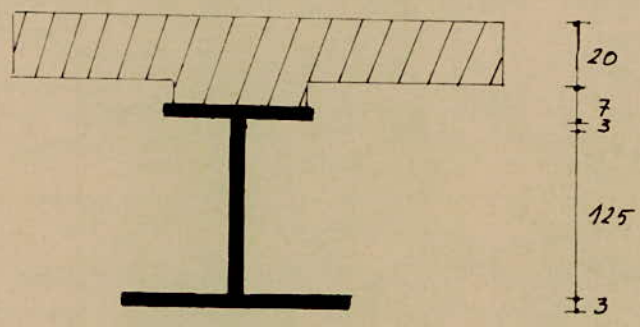
$\sigma_b = - \frac{M}{nI} V_b = - \frac{771,2 \cdot 10^5}{1154664} = - 66,79 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_s = - \frac{M}{I} V_s = - \frac{771,2 \cdot 10^5}{467050} = - 165,12 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_i = \frac{M}{I} V_i = \frac{771,2 \cdot 10^5}{69064} = 1116,65 \text{ kg/cm}^2$

Tableau des contraintes totales dans la section mixte

Charges Surcharges	n	M (t.m)	σ_b (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)
CP	∞	43,139	0	+ 850,8	707,68
CCP	18	96,38	- 5,62	+ 63,06	144,51
Retrait	15	—	21,4	+ 654,43	71,05
Température	15	—	8,64	+ 264,42	28,7
Surch max + trot	6	771,2	- 66,79	+ 165,12	1116,65
Total			- 42,37	+ 1997,83	2068,59
$\bar{\sigma}$	—	—	- 137	+ 2400	2400

Conclusion: Toutes les contraintes totales dans la section mixte sont vérifiées donc notre prédimensionnement est bon.

Vérification à la résistance pour la section 1



$b' = 125 + 3 + 3 + 7 + 20 = \underline{158 \text{ cm}}$

$y_b = \underline{147,84 \text{ cm}}$, $A_b = \underline{9286 \text{ cm}^2}$

$y_a = \underline{63,79 \text{ cm}}$ $A_a = \underline{562,5 \text{ cm}^2}$

$C = \underline{84,04 \text{ cm}}$

$\bar{I}_b = \underline{370216 \text{ cm}^4}$ $I_a = \underline{1778784 \text{ cm}^4}$

n	∞	18	15	6
$\Sigma n a_n^3$	562,5	1042,38	1181,56	2110,16

Détermination des caractéristiques de la section

n	b_n (cm)	a (cm)	V_b (cm)	V_o (cm)	V_i (cm)
∞	84,04	0	94,19	69,19	61,81
18	45,35	38,69	55,5	30,5	100,5
15	40	44,04	50,15	25,15	105,85
6	22,4	61,64	32,9	7,9	123,1

$V_b = b_n + 10,15$
 $V_o = V_b - 25$
 $V_i = 131 - V_b$

- Détermination des moments d'inertie $I_n / 6$ de la section mince

n	∞	18	15	6
I_n (cm^4)	1778784	3628303	3884901	4754061

* Calcul du moment statique de la section du béton pour $n=15$

$$W = b_{15} \times \frac{A_b}{15} = \underline{24763 \text{ cm}^3}$$

Tableau des caractéristiques de la section

n	∞	18	15	6
I_n	1778784	3628303	3884901	4754061
V_{b_n}	94,19	55,5	50,15	32,9
V_{s_n}	69,19	30,5	25,15	7,9
V_{i_n}	61,81	100,5	105,85	123,1
$n I / V_b$	—	1176747	1161984	867002
I / V_s	25708,68	118961	154469	601780
I / V_i	28778,25	36103	36702	38619,5
A_a			526,5	
A_b			9286	
W			24763	
I / V_b	—	65374,83	77466	144500

- Calcul des contraintes dues au retrait et à la température

$$\beta = 0,54$$

Retrait

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 7,85 \times 1,32 = 10,37 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_s &= -588,2 \times 1,32 = -776,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_i &= 113,15 \times 1,32 = 149,36 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Température

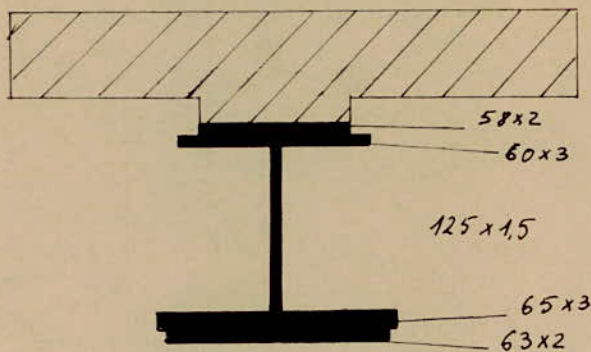
$$\begin{aligned} \sigma_b &= 4,18 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_s &= -313,74 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_i &= 60,35 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tableau des contraintes totales dans la section mixte

Charge surcharge	n	M (t.m)	σ_b (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)
CP	∞	155,3	0	-596,3	532,6
CCP	18	34,69	-2,97	-29,38	96,83
Retrait	15	—	10,37	-776,5	149,36
températ.	15	—	4,18	-313,74	60,35
Surch. + trot.	6	277,62	-32,02	-46,13	718,85
total	—	—	-20,44	-1762,05	1558
$\bar{\sigma}$	—	—	-137	-2400	2400

Conclusion: Le profilé (PRS) passe.

Vérification à la résistance pour la section 3



$$b' = 125 + 20 + 5 + 3 + 2 + 3 + 2 = 160 \text{ cm}$$

$$y_b = \frac{149,6 \text{ cm}}{65,45 \text{ cm}}$$

$$A_b = \frac{9170 \text{ cm}^2}{804,5 \text{ cm}^2}$$

$c = 84,15 \text{ cm}$

$I_b = 340483,87 \text{ cm}^4$

$I_a = 2843429 \text{ cm}^4$

Détermination de la section mixte homogénéisée

n	∞	18	15	6
$\Sigma n_{(cm^2)}$	804,5	1314	1415,83	2332,83

Détermination des caractéristiques de la section

n	b_n (cm)	a (cm)	V_b (cm)	V_s (cm)	V_i (cm)
∞	84,15	0	94,55	69,55	65,45
18	51,52	32,62	61,92	36,92	98,07
15	47,81	36,33	50,21	33,21	101,78
6	29,01	55,13	39,41	14,41	120,58

$$V_b = b_n + 10,4$$

$$V_s = V_b - 25$$

$$V_i = 135 - V_s$$

Détermination des moments d'inertie I_n / I_g de la section mixte

n	∞	18	15	6
I_n (cm ⁴)	2843429	5138327	5325335	6631121

Calcul du moment statique de la section du béton pour $n=15$

$$W = b_{15} \times \frac{A_b}{15} = \underline{\underline{29228 \text{ cm}^3}}$$

Tableau des caractéristiques de la section

n	∞	18	15	6
I_n	2843429	5138327	5325335	6631121
V_{bn}	94,55	61,92	50,21	39,41
V_{sn}	69,55	36,92	33,21	14,41
V_{in}	65,45	98,07	101,78	120,58
$n \frac{I}{V_b}$		1493700	1590919	1009559
$\frac{I}{V_s}$	40883	139175	160353	460175
$\frac{I}{V_i}$	43444	52394	52322	54994
A_a			804,5	
A_b			9170	
W			29228	
$\frac{I}{V_b}$		82983	106061	168259

- Calcul des contraintes dues au retrait et à la température

$\beta = 0,43$

retrait $\left\{ \begin{array}{l} * \sigma_b = 21,76 \text{ kg/cm}^2 \\ * \sigma_s = -678,89 \text{ kg/cm}^2 \\ * \sigma_i = 142,63 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

température $\left\{ \begin{array}{l} * \sigma_b = 8,79 \text{ kg/cm}^2 \\ * \sigma_s = -274,3 \text{ kg/cm}^2 \\ * \sigma_i = 57,63 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

Tableau des contraintes totales dans la section mixte

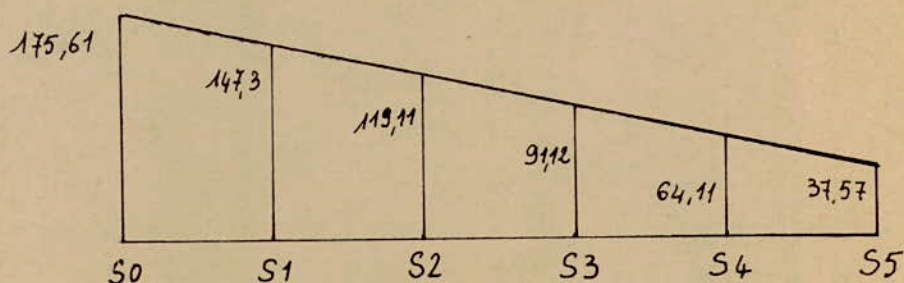
charge surcharge	n	M (t.m)	σ_b (kg/cm ²)	σ_s (kg/cm ²)	σ_i (kg/cm ²)
CP	∞	362,37	0	-886,36	834,17
CCP	18	80,95	-5,42	-58,16	154,5
Retrait	15	—	21,76	-678,89	142,63
températ.	15	—	8,79	-274,3	57,63
Surcharge + trait.	6	647,79	-64,17	-140,77	1177,93
total	—	—	-39,04	-2038,48	2366,8
$\bar{\sigma}$	—	—	-137	-2400	2400

Conclusion: Le profilé (PRS) passe

Vérification des contraintes de cisaillement dans la poutre N°1

Diagramme des efforts tranchants dans la poutre

Nous avons à calculer les efforts tranchants dus à
 $CP + CCP + Surch_{max} + Surch_{trott}$



S_i : Section i

Les contraintes de cisaillement τ_i ($i = 0, 1, 2, 3, 4, 5$) doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_i < 0,6 \sigma_e \quad \text{avec} \quad \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc} \quad \tau_i < 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

La section d'âme étant constante

$$A_a = 125 \times 1,5 = \underline{187,5 \text{ cm}^2}$$

Calcul des contraintes de cisaillement dans chaque section

$$\tau_0 = \frac{T_0}{A_a} = \frac{175,61 \cdot 10^3}{187,5} = \underline{936,59 \text{ kg/cm}^2} < \underline{1440 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_1 = \frac{T_1}{A_a} = \frac{147,3 \cdot 10^3}{187,5} = \underline{785,6 \text{ kg/cm}^2} < \underline{1440 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_2 = \frac{T_2}{A_a} = \frac{119,11 \cdot 10^3}{187,5} = \underline{635,25 \text{ kg/cm}^2} < \underline{1440 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_3 = \frac{T_3}{A_a} = \frac{91,12 \cdot 10^3}{187,5} = \underline{485,97 \text{ kg/cm}^2} < \underline{1440 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_4 = \frac{T_4}{A_a} = \frac{64,11 \cdot 10^3}{187,5} = \underline{341,92 \text{ kg/cm}^2} < \underline{1440 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_5 = \frac{T_5}{A_a} = \frac{37,57 \cdot 10^3}{187,5} = \underline{200,37 \text{ kg/cm}^2} < \underline{1440 \text{ kg/cm}^2}$$

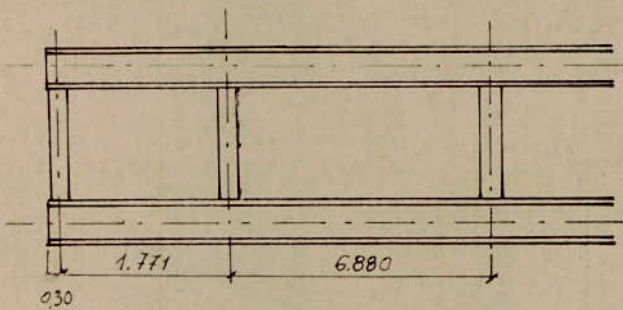
Conclusion : La poutre est vérifiée au cisaillement.

- Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants au milieu de 2 panneaux

Les poutres principales sont entretoisées, et chaque entretoise est distante de l'autre (à l'about de 1,771m, intermédiaire de 6,880m). Soit pour la travée de 30m on a (6 entretoises + 1) qui délimitent 6 panneaux.

On calculera les contraintes au milieu de chaque panneau (cas le plus défavorable) ainsi que les éléments de réduction $M(x)$ et $T(x)$.

Panneau N°2



- Moment fléchissant dû aux charges permanentes

$$q = 8715 \text{ kg/ml} \quad x = 0,3 + \frac{1,771}{2} + \frac{6,88}{2} = 5,51\text{m}$$

$$M(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q x^2}{2} \quad l = 30\text{m}$$

$$M_{cp} = \frac{8715 \times 30}{2} \cdot 5,51 - \frac{8715 \times 5,51^2}{2} = \underline{5,88 \cdot 10^5 \text{ kg.m}}$$

- Effort tranchant dû aux charges permanentes

$$q = 8715 \text{ kg/ml} \quad l = 30\text{m}$$

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

$$= \frac{8715 \times 30}{2} - 8715 \times 5,51 = \underline{82705 \text{ kg}}$$

- Moment fléchissant et effort tranchant dus à CCP

$$q = 1947 \text{ kg/ml} \quad x = 5,51 \text{ m} \quad l = 30 \text{ m}$$

$$M(x=5,51) = \underline{131364 \text{ kg.m}}$$

$$T(x=5,51) = \underline{18477 \text{ kg}}$$

- Moment fléchissant et effort tranchant dus à Mc 120

$$P = 110 \text{ t} \quad x = 5,51 \text{ m}$$

$$M(x=5,51) = 110 \frac{(l-x)x}{l} = 110 \frac{24,49 \times 5,51}{30} = \underline{494 \text{ t.m}}$$

$$T(x=5,51) = 110 \frac{l-x}{l} = \underline{89,8 \text{ t}}$$

- Moment fléchissant et effort tranchant dus aux surcharges trottoir

$$q = 150 \times 2,25 = 337,5 \text{ kg/ml}$$

$$M_{tr} = \frac{337,5 \times 30}{2} \times 5,51 - 337,5 \times \frac{5,51^2}{2} = \underline{22771,1 \text{ kg.m}}$$

$$T_{tr} = \frac{337,5 \times 30}{2} - 337,5 \times 5,51 = \underline{3202,87 \text{ kg}}$$

Panneau 3

$$x = 1,779 + 6,88 + \frac{6,88}{2} = 12,1 \text{ m}$$

on dressera un tableau des efforts.

charges efforts	CP	CCP	Mc 120	Surch. trot.
M (kg.m)	943791	210850	794163	36550
T (kg)	77999	17426	65633,3	3020,6

Tableau des efforts majorés et pondérés

Panneau 2

$x = 5,51m$

	coef. de répart.	M	T	S	Mmaj	Tmaj	coeff. de pondér.	Mmaj.pon	Tmaj.pon
CP	1/3	196	27,56	1	196	27,56	1,32	258,72	36,38
CCP	1/3	43,78	6,16	1	43,78	6,16	1,32	57,8	8,13
M _c 120	0,52	256,88	46,7	1,101	282,82	51,4	1,32	373,32	67,85
Sur. trottoir	1,05	23,91	3,36	1	23,91	3,36	1,6	38,3	5,38

Panneau 3

$x = 12,1m$

	coef. de répart.	M	T	S	Mmaj	Tmaj	coeff. de pondér.	Mmaj.pon	Tmaj.pon
CP	1/3	314,5	26	1	314,5	26	1,32	415,3	34,32
CCP	1/3	70	5,8	1	70	5,8	1,32	92,4	7,66
M _c 120	0,52	412,96	34,13	1,101	454,7	37,57	1,32	600,17	49,6
Sur. trottoir	1,05	38,38	3,17	1	38,38	3,17	1,6	61,4	5,07

- Vérification des contraintes

- Panneau 2

$x = 5,51 m$

	n	$M_{(t.m)}$	$\sigma_b (kg/cm^2)$	σ_a	σ_i
CP	∞	258,72	/	-632,8	595,53
CCP	18	57,80	-3,87	-41,53	110,32
Retrait	15	/	21,76	-678,89	142,63
Δt°	15	/	8,79	-274,3	57,63
Surch. + troff.	6	411,62	-40,77	-89,45	748,48
total	/	/	-14,09	-1716,97	1654,59
contraintes admissibles	/	/	-137	-2400	2400

- Panneau 3

$x = 12,1 m$

	n	$M_{(t.m)}$	σ_b	σ_a	σ_i
CP	∞	415,3	/	-819,07	681,29
CCP	18	92,4	-5,39	-60,46	138,54
Retrait	15	/	21,4	-654,43	71,03
Δt°	15	/	8,64	-264,42	28,7
Surch. + troff.	6	661,57	-57,29	-141,65	957,91
total	/	/	-32,64	-1940,03	1877,47
contraintes admissibles	/	/	-137	-2400	2400

- Verification au voilement de l'âme de la poutre.

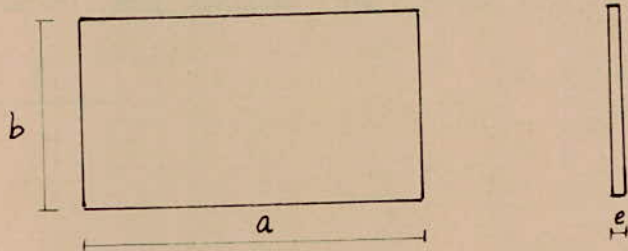
Le voilement est un phénomène qui, dans le cas des poutres où une des pièces constitutives perd sa stabilité dans que les autres pièces perdent leurs formes et leurs capacités portantes, modifie la section de la poutre. On vérifiera au voilement les parties comprimées (semelle supérieure et âme). On ne vérifiera que pour l'âme car la semelle supérieure n'est pas susceptible de voilement.

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions $a \times b$ tel que $a = \alpha b$, et d'épaisseur e .

Elle est délimitée par les semelles et les raidisseurs verticaux. La flexion pure introduit dans la tôle des contraintes normales de compression dans la partie supérieure et de traction dans la partie inférieure. L'étude de la stabilité par les méthodes de l'énergie conduit à définir une contrainte σ_{cr} dite contrainte critique de voilement telle que théoriquement si

$\sigma > \sigma_{cr}$ l'équilibre de la tôle devient instable
 $\sigma < \sigma_{cr}$ l'équilibre est stable

Et dans le cas du cisaillement pur, le panneau de dimensions $(a \times b / a = \alpha b)$ résiste jusqu'à ce que les contraintes de membranes obliques (inclines à 45°) atteignent la limite élastique σ_e



- Méthodes des raidisseurs rigides

Dans la vérification de la stabilité des panneaux élémentaires non raidis, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\left(\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1,8$$

avec σ_{cr} et τ_{cr} les contraintes critique du panneau élémentaire soit :

$$\sigma_{cr} = \sigma_c \cdot K_\sigma = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\sigma$$

$$\tau_{cr} = \sigma_c \cdot K_\tau = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\tau$$

avec ν : coefficient de poisson, pour l'acier $\nu = 0,30$
 E : module d'élasticité, $E = 21 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

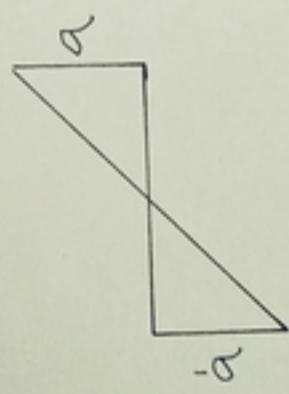
les valeurs de K_σ et K_τ pour un panneau non raidi et articulé sur les bords (P. 141 TONEL CIOLINA) ; définissons tout d'abord S_σ coefficient prenant des valeurs en fonction de ψ

$$\psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compression}}$$

$$S_\sigma = \begin{cases} 1,8 & \text{si } \psi = 1 \\ 1,4 + 0,4\psi & \text{si } -1 \leq \psi \leq 1 \\ 1 & \text{si } \psi \leq -1 \end{cases}$$

Revenons aux valeurs de K_σ et K_τ

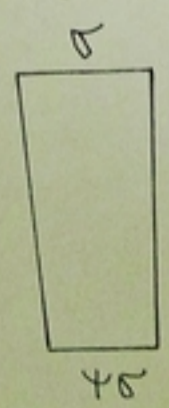
1. $\psi \leq -1$



$$\alpha \geq 0,667$$

$$\underline{K_\sigma = 23,9}$$

2. $0 \leq \psi \leq 1$



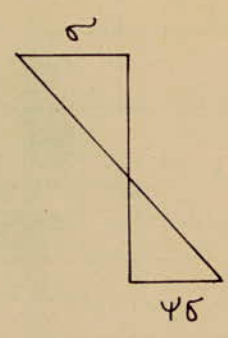
$$\alpha \geq 1$$

$$\alpha \leq 1$$

$$K_\sigma = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$$

$$K_\sigma = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,1}{\psi + 1,1}$$

3. $-1 \leq \Psi \leq 0$



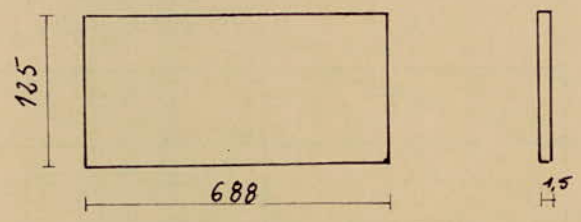
$$K_{\sigma} = \underbrace{(1+\Psi) K_{\sigma}}_{\Psi=0} - \underbrace{\Psi K_{\sigma}}_{\Psi=-1} + 10\Psi(1+\Psi)$$

Pour le cisaillement on a :

si $\alpha \geq 1$ $K_2 = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$

si $\alpha \leq 1$ $K_2 = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

Dimensions du panneau 2 et 3



$$a = \alpha b \Rightarrow \alpha = \frac{a}{b} = \frac{688}{125} = 5,504$$

- Pour la verification au voilement, on dressera un tableau fonction des panneaux ainsi que les differentes contraintes à vérifier, pour les contraintes des semelles supérieures et inférieures se référer aux tableaux précédents.

PANNEAU	2	3
a (cm)	688	688
b (cm)	125	125
e (cm)	1,5	1,5
$\alpha = \frac{a}{b}$, $a > b$	5,504	5,504
$K_z = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$	5,472	5,472
$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2$	273,31	273,31
$\tau_{cr} = \sigma_c \cdot K_z$	1495,6	1495,6
τ	627,89	515,47
$\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2$	0,176	0,119
σ_s	-1716,97	-1940,03
σ_i	+1654,59	1877,47
$\frac{\sigma_i}{\sigma_s} = \frac{\sigma_{tract}}{\sigma_{comp}} = \psi$	-0,964	-0,968
$S_\sigma = 1,4 + 0,4\psi$	1,014	1,013
$K_\sigma (\psi=0)$	7,64	7,64
$K_\sigma (\psi=-1)$	23,9	23,9
K_σ	22,97	23,07
$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2$	273,31	273,31
$\sigma_{cr} = \sigma_c \cdot K_\sigma$	6277,93	6305,26
$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2$	0,077	0,097
$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2$	0,253 < 1,8	0,216 < 1,8

Donc le voilement est vérifié

Nota: $\sigma = \max(\sigma_s, \sigma_i)$

- Calcul des déformations

- flèches

Le calcul se fera sur la poutre de rive uniquement avec les efforts (étant plus défavorable sur celle-ci) non pondérés et non majorés.

• Charges permanentes

$$f_{cp} = \frac{M_{max} l^2}{9,6 \cdot E \cdot I}$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= 326,81 \text{ t.m} \\ I &= 3764779 \text{ cm}^4 \\ E &= 21 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 \\ l &= 30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{cp} = \frac{326,81 \cdot 10^5 \times (30 \cdot 10^2)^2}{9,6 \times 21 \cdot 10^5 \times 3764779} = 3,87 \text{ cm}$$

$$f_{cp} = \underline{39 \text{ mm}}$$

•• Complément de charges permanentes

$$\begin{aligned} M_{max} &= 105,82 \text{ t.m} \\ I &= 6314803 \text{ cm}^4 \\ E &= 21 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 \\ l &= 30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$f_{ccp} = \frac{105,82 \cdot 10^5 \times (30 \cdot 10^2)^2}{9,6 \times 21 \cdot 10^5 \times 6314803} = 0,75 \text{ cm}$$

$$f_{ccp} = \underline{8 \text{ mm}}$$

••• Contre-flèche

$$C_f = f_{cp} + f_{ccp} = 39 + 8 = \underline{47 \text{ mm}}$$

••• Surcharge A

Le moment dû à 2 voies chargées ^{à celui d'une voie} donc on calculera la flèche en chargeant les 2 voies.

$$\begin{aligned} \text{2 voies:} \\ M_{max} &= 285,37 \text{ t.m} \\ I &= 8182777 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$f_A = \frac{285,37 \cdot 10^5 \times (30 \cdot 10^2)^2}{9,6 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182777} = 15,6 \text{ mm}$$

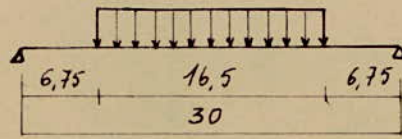
$$f_A = \underline{16 \text{ mm}}$$

$$\underline{\text{1 voie:}} \quad f_A = 14,25 \text{ mm}$$

**** Surcharge Bc

* Cas de 2 convois

On suppose que la surcharge Bc est une surcharge répartie uniformément sur une partie de la travée.



$$S_{Bc} = S'_{Bc} \cdot b_c = 30 \times 4 \times 1,1 = 132t \Rightarrow q = \frac{S_{Bc}}{d} \times C_r$$

$$C_r \text{ coefficient de répartition} = \frac{132 \cdot 10^3}{16,5} \times 0,54 = 4,32 \cdot 10^3 \text{ kg/ml}$$

d partie chargée

$$f_{\max} = \frac{q a (8\bar{l}^3 - 4l\bar{a}^2 + \bar{a}^3)}{384 EI} \quad \text{avec } a = 16,5 \text{ m}$$

$$= \frac{4320 \times 16,5 (8 \times 3000^3 - 4 \times 1650^2 \times 3000 + 1650^3)}{384 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182717} = 20,29 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \underline{21 \text{ mm}}$$

***** Surcharge Bt

* Cas de 2 tandems

$$S_{Bt} = 64000 \text{ kg} \Rightarrow q = \frac{64000}{d'} \times C_r = \frac{64000}{1,35} \times 0,47 = 22281 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{q a (8\bar{l}^3 - 4l\bar{a}^2 + \bar{a}^3)}{384 EI} = \frac{22281 \times 1,35 (8 \times 3000^3 - 4 \times 135^2 \times 3000 + 135^3)}{384 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182717}$$

$$= 9,84 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \underline{10 \text{ mm}}$$

***** Surcharge Mc 120

$$\text{Cas d'une charge concentrée : } f_{\max} = \frac{M_{\max} l^2}{12 EI} = \frac{Pl^3 \cdot C_r}{48 EI}$$

$$f_{\max} = \frac{110 \cdot 10^3 \times 3000^3 \times 0,59}{48 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182717} = 21,24 \text{ mm} \quad f_{\max} = \underline{22 \text{ mm}}$$

***** Surcharge trottoir

+ Cas d'un seul trottoir chargé

$$M_{max} = 39,87 \text{ t.m}$$

$$f_{max} = \frac{M_{max} l^2}{9,6 EI} = \frac{39,87 \cdot 10^5 \times 3000^2}{9,6 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182717} = 2,17 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \underline{3 \text{ mm}}$$

- flèche dû au retrait du béton

$$f_{ret} = \frac{M_{ret} l^2}{16 EI}$$

avec $M_{ret} = n W \sigma_{rb} = n W E_b \epsilon_r$
 $= 56 \times 15 \times 31826 = 26733840 \text{ kg.cm}$

$$I_{15} = 6215262 \text{ cm}^4$$

$$f_{ret} = \frac{26733840 \times 3000^2}{16 \times 21 \cdot 10^5 \times 6215262} = \underline{11,5 \text{ mm}}$$

- Calcul de la flèche maximale.

$$f_{max} = f_{cp} + f_{ccp} + f_{surc.max} + f_{trottoir} + f_{ret}$$
$$= 39 + 8 + 22 + 3 + 11,5 = 83,5 \text{ mm}$$

on prendra $f_{max} = \underline{85 \text{ mm}}$

Lors de la fabrication des poutres principales, on devra prendre compte d'une contre-flèche de 85 mm

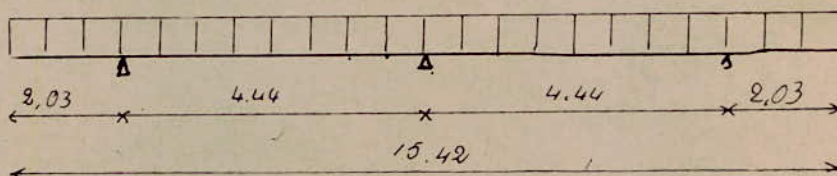
ENTIRET()IS'ES'

Entretoise d'About

L'entretroise d'about est une poutre continue. Contrairement à l'entretroise intermédiaire la dalle repose sur l'entretroise d'about.

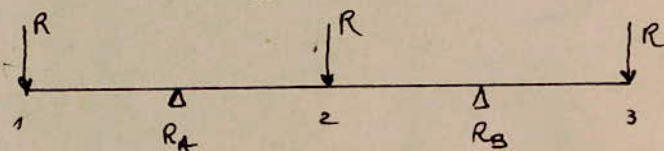
Elle est soumise au poids propre du tablier et aux efforts ramenés par les voisins lors de la pose du tablier (reglage) ou changement des appareils d'appuis.

$$q = 10662 \times \frac{30}{2} \cdot \frac{1}{15,42} = 10,371 \text{ t/m} \quad (\text{transversalement}).$$



Lors de l'opération de verinage la dalle transmettra par l'intermédiaire des poutres une réaction R à l'entretroise d'about.

$$R = 10,371 \times 15,42 \cdot \frac{1}{3} = 53,3 \text{ t.}$$

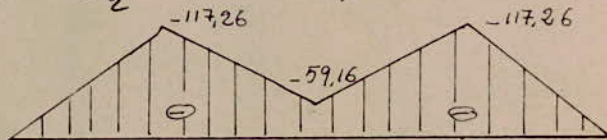


$$R_A = R_B = 79,95 \text{ t}$$

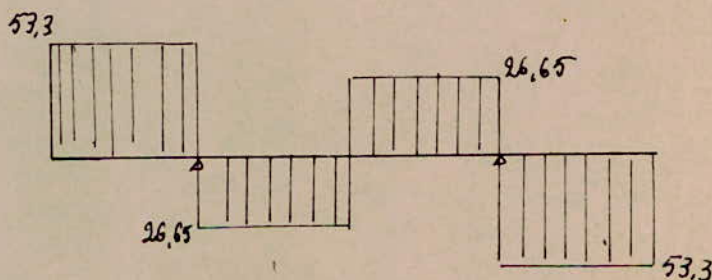
Moments

$$M_A = -R \cdot \frac{4,44}{2} = -53,3 \cdot 2,22 = -117,26 \text{ t m} = M_B$$

$$M_2 = -R \cdot 4,44 + R_A \cdot \frac{4,44}{2} = -53,3 \times 4,44 + 79,95 \times 2,22 = -59,16 \text{ t m.}$$



Effort tranchants



Pour rigidité relative $\gamma = \frac{EJ}{bD}$

$$\gamma = \frac{J}{0,092} b t^2$$

J : inertie du raidisseur
D : " de la plaque

- Section relative $\delta = \frac{S_b}{b t}$

S_b : section du raidisseur

pour la vérification il suffit de vérifier

$$\gamma \geq \gamma_{\min} = 0,2 \left(\frac{b}{50t} \right)^3$$

$$\sigma_e = 2400$$

$$S \geq 0,5 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t} = S_{\min}$$

$$\sigma_c = 2400$$

Application

la raidisseur Iroisi a une épaisseur de 1 cm et $h = 49,2$ cm.

$$S_b = 14,25 \times 1 = 14,25 \text{ cm}^2 \quad b = 49,2 \text{ cm} \quad t = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{14,25}{49,2 \times 1,5} = 0,193$$

$$J = 2 \left(\frac{1 \times 14,25^3}{3} \right) = 1929,09 \text{ cm}^4$$

$$\gamma = \frac{J}{0,092} b t^2 = \frac{1929,09}{0,092} (49,2 \times 1,5)^{-2} = 189,41$$

$$\gamma_{\min} = 0,2 \left(\frac{49,2}{50 \times 1,5} \right)^3 = 0,0584$$

$$S_{\min} = 0,54 \cdot 10^{-3} \frac{49,2}{1,5} = 0,017$$

$$\gamma = 189,41 > \gamma_{\min} = 0,0584$$

$$\delta = 0,193 > S_{\min} = 0,017$$

donc le raidisseur Iroisi convient bien à la poutre d'about

Entretroises

Intermediaires

Présentation

La dalle ne repose pas sur les entretoises intermédiaires
Les entretoises intermédiaires ne sont chargées qu'au droit des poutres principales où elles prennent attache

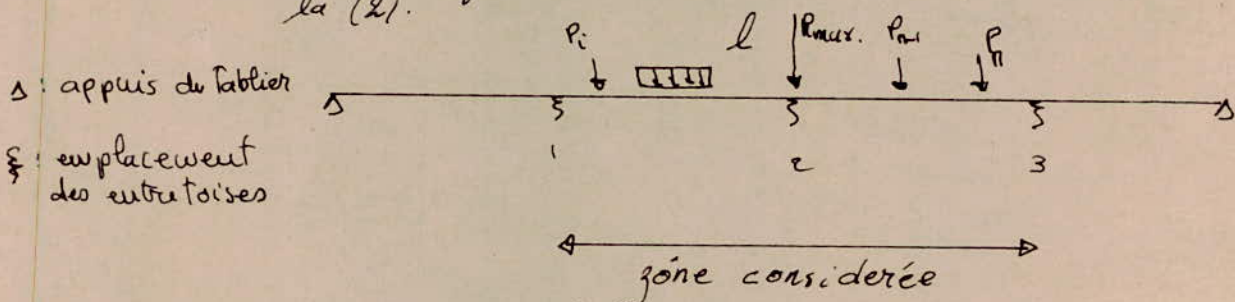
Pour le calcul des efforts dans une entretoise intermédiaire, on cherche d'abord la réaction R_i au droit des poutres i pour une charge P donnée. Les réactions étant ainsi connues on trace les lignes d'influence des moments flechissants et des efforts tranchants pour différentes sections de l'entretoise

HYPOTHESES : selon COURBOON

On admet que les entretoises ont pour but de solidariser les poutres et qu'elles ne prennent pas de flèche propre "infiniment rigide" chaque entretoise, sous l'action des charges peut présenter une rotation
On négligera les déformations de l'entretoise devant celle de la poutre

Calculs

En premier lieu on déterminera, dans le sens longitudinal du pont la réaction produite par une charge au niveau d'une entretoise pour cela on considérera deux panneaux délimités par 3 entretoises 2 de rives (1 et 3) et une centrale (2) et on placera notre charge de manière à avoir la réaction maximale sur la (2).



Disposition des entretoises:

Cette disposition a été donnée en fonction des banchos de coffrage métallique de la société

Ensuite on effectuera la repartition transversale de cette reaction R_{max} ainsi on determinera les effort tranchants, les moments flechissants et les reactions en differents points de l'entretoise

Cette repartition transversale sera effectuee avec la methode de Courbon

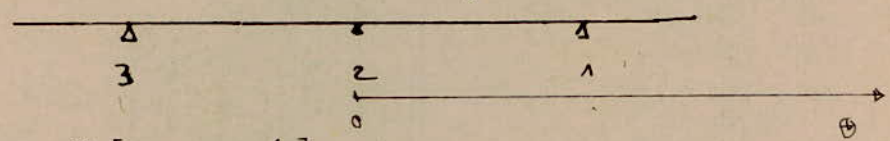
Exposé de la methode de Courbon

a) Reactions

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{\alpha}{\lambda} \right]$$

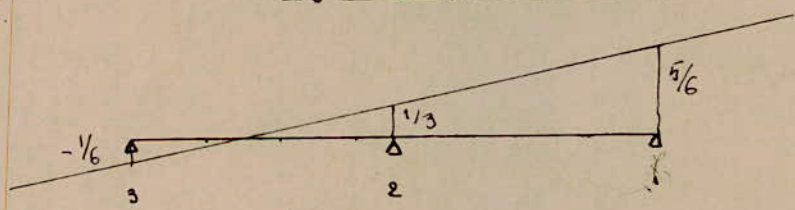
$$R_i = \frac{P}{3} \left[1 + 6 \left[\frac{4-2i}{8} \right] \frac{\alpha}{3.6} \right]$$

- R_i : reaction au point i
- P : charge
- α : distance de la charge à l'origine 0
- n : nombre de poutre = 3
- λ : entreaxes des poutres = 3.60m



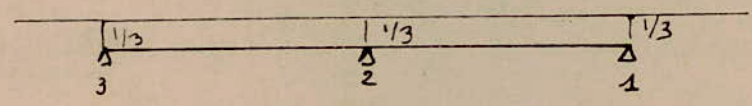
$$\begin{cases} R_1 = \frac{P}{3} \left[1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha}{\lambda} \right] \\ R_2 = \frac{P}{3} [1 + 0] = \frac{P}{3} \\ R_3 = \frac{P}{3} \left[1 - \frac{3}{2} \frac{\alpha}{\lambda} \right] \end{cases}$$

* ligne d'influence de R_1



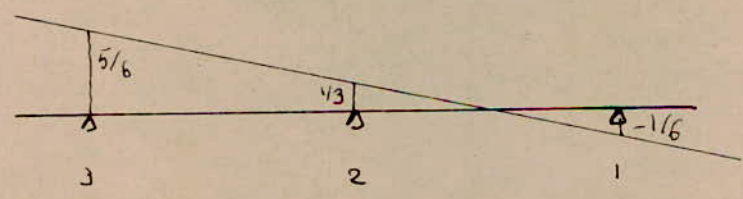
$$R_1 = \begin{cases} \alpha = \lambda & \frac{5}{6} P \\ \alpha = 0 & \frac{1}{3} P \\ \alpha = -\lambda & -\frac{1}{6} P \end{cases}$$

* ligne d'influence de R_2



$$R_2 = \begin{cases} \alpha = \lambda \\ \alpha = 0 \\ -\lambda = \alpha \end{cases} = 0 \quad R_2 = \frac{P}{3}$$

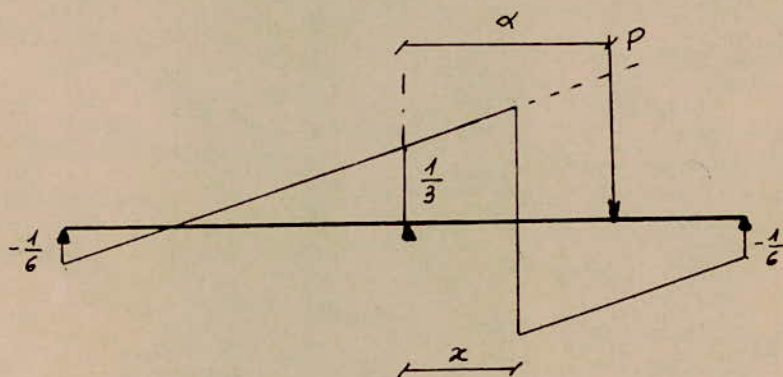
* ligne d'influence de R_3



$$R_3 = \begin{cases} \alpha = \lambda & -\frac{1}{6} P \\ \alpha = 0 & P \cdot \frac{1}{3} \\ \alpha = -\lambda & \frac{5}{6} P \end{cases}$$

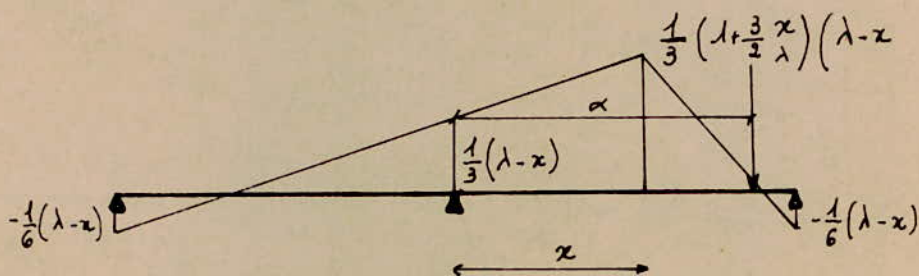
* Tracé des lignes d'influence de l'effort tranchant et du moment fléchissant en un pt d'abscisse (x)

1) Effort tranchant



$$\textcircled{T} \begin{cases} x > \alpha & T = R_1 \\ x < \alpha & T = R_1 - P \end{cases}$$

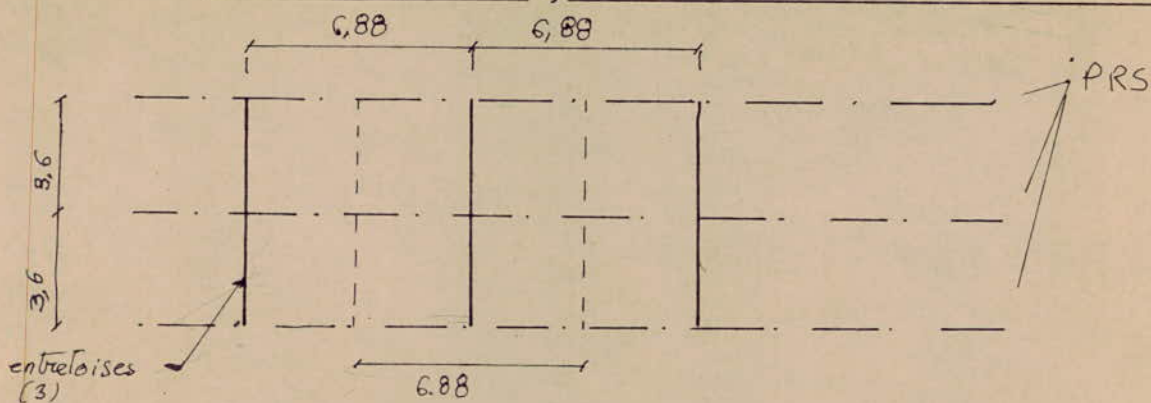
2) Moment fléchissant



$$\textcircled{M} \begin{cases} x > \alpha, & M = \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha}{\lambda} \right) (\lambda - x) - P(\alpha - x) \\ \alpha < x, & M = \frac{P}{3} \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha}{\lambda} \right) (\lambda - x) \end{cases}$$

A partir des équations établies pour l'effort tranchant et le moment fléchissant, nous établissons les lignes d'influence dans les sections citées précédemment pour les différents systèmes civils et militaires, pour les charges permanentes et le complément de charge permanentes et surcharges de trottoir.

Calcul Des Efforts revenants aux entretoises



① Charge permanente

$$g = CP + CCP = 8715 + 1947 = 10662 \text{ kg/ml} \quad \Rightarrow g = \frac{10662}{12,5} = 853 \text{ kg/m}^2$$

R_{\max} sur l'entretoise par ml

$$R_{\max} = 853 \times 6,88 = 5,87 \text{ t/ml}$$

$R_{\max} = 5,87 \text{ t/ml}$
CCP

② A(e)

$$A(e) = 1087,14 \text{ kg/m}^2$$

$$\Rightarrow R_{\max} \text{ transversale de } 1087,14 \times 6,88 = 7480 \text{ kg/ml}$$

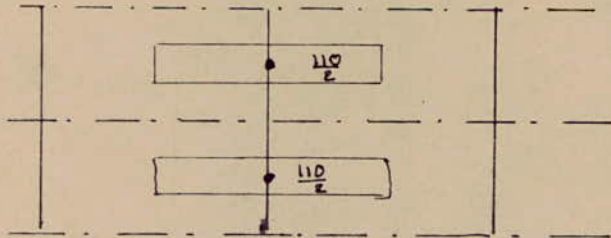
$R_{\max} = 7,48 \text{ t/ml}$
ACQ

③ Trottoirs

$$q = 450 \text{ kg/m}^2 \quad \Rightarrow R_{\max} \text{ transversale de } 450 \times 6,88 = 3096 \text{ kg/ml}$$

$R_{\max} = 3,09 \text{ t/ml}$
Trot

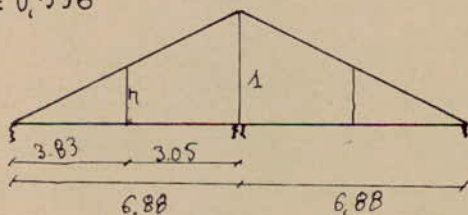
4) Mc120



Chaque poutre transmet une charge répartie de

$$q = \frac{110}{2} \cdot \frac{1}{6,16} = 9,016 \text{ t/ml}$$

$$\frac{1}{6,88} = \frac{h}{3,83} \Rightarrow h = 0,556$$



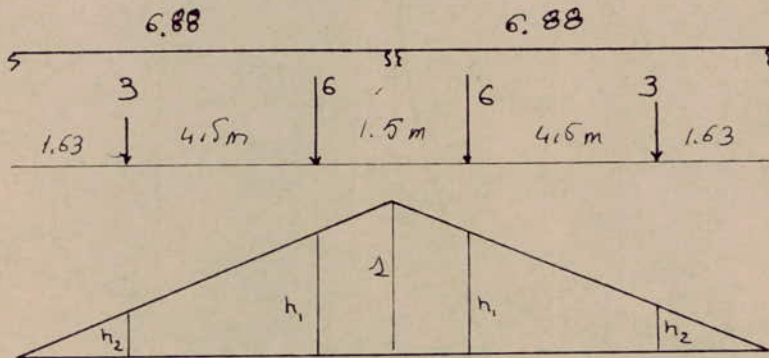
On suppose que Mc120 agit par une charge concentrée sur chaque entretoise (par une)

$$R_{\max} = 2 \left[\frac{1 + 0,556}{2} \cdot 3,05 \times 9,016 \right]$$

$R_{\max} = 42,78 \text{ t}$
Mc120

5) BC

On dispose longitudinalement juste le roulers d'essieux autorisé par le règlement sur une longueur de $2 \times 6,88$ de manière à avoir la réaction max sur l'entretoise $n=2$



→ file de roues

$$h_1 = \frac{6,13}{6,88} = 0,890$$

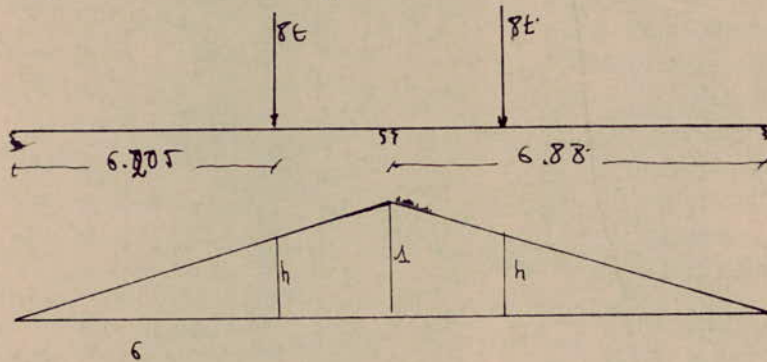
$$h_2 = \frac{1,63}{6,88} = 0,236$$

$$R_{\max} = (0,890 \times 6 + 0,236 \times 3) \times 2 = 12,096 \text{ t}$$

$$b_c = 1,1$$

$$R_{\max} = 13,30 \text{ t}$$

R_{\max} est la react transmise par une file de roues du système B_c

6) B_c

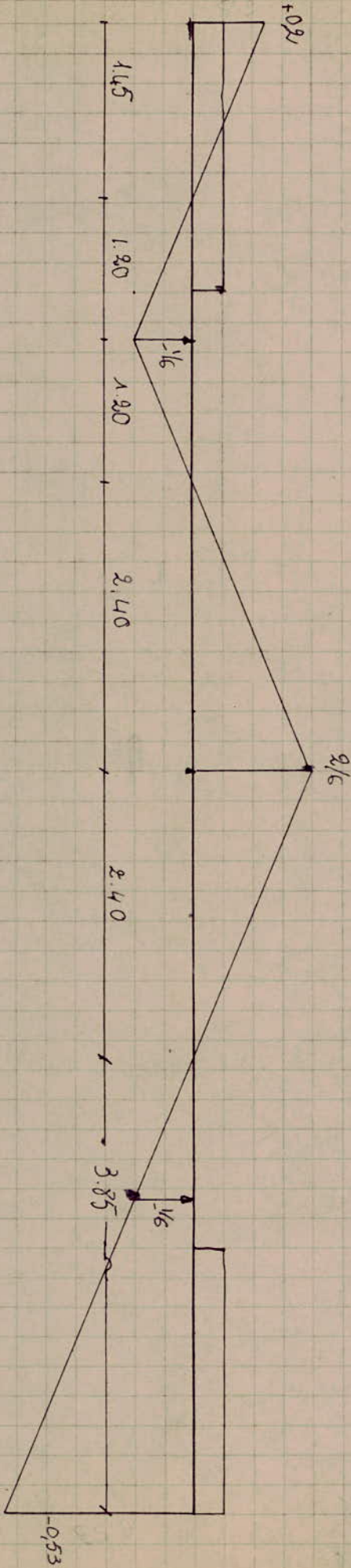
$$h = \frac{6,205}{6,88} = 0,901$$

$$R_{\max} = 2 \times 8 \times 0,901 = 14,43 \text{ t}$$

$$R_{B_c} = 14,43 \text{ t}$$

Pour la repartition transversale voir détail de calcul pour les moments et efforts tranchants

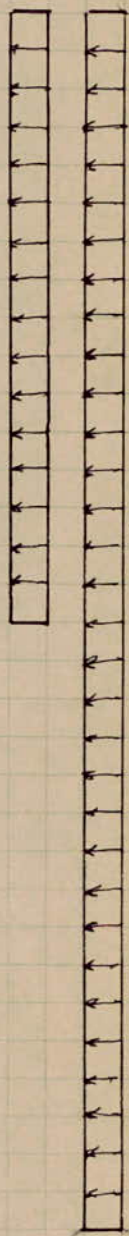
T
C.P.C.C.P



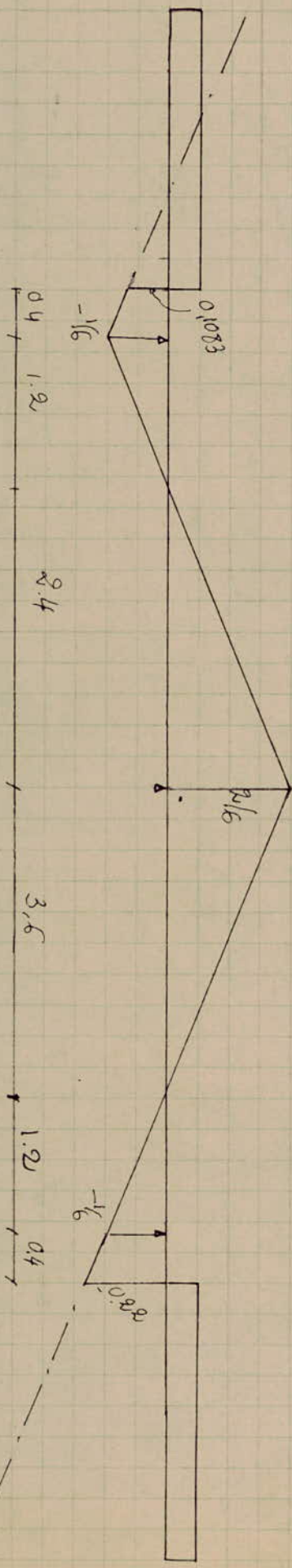
$$T_{12} = 2 \times \frac{1}{2} \left(2.4 \times \frac{2}{6} \right) - 2 \times \frac{1}{2} \left(1.8 \times \frac{1}{6} \right) + \frac{1}{2} \left(3.85 \times 0.53 \right) + \frac{1}{2} \left(1.45 \times 0.2 \right) = -0.565$$

$$T_{12} = -0.565$$

A(1)



$$q = 7480 \text{ kg/m}$$



1 voie chargée :

$$T_{1,2} = \frac{1}{2} \left(2,4 \times \frac{2}{6} \right) - \frac{1}{2} \left(1,2 \times \frac{1}{6} \right) - \frac{1}{2} \left(0,1083 + \frac{1}{6} \right) (0,4) = 0,2450$$

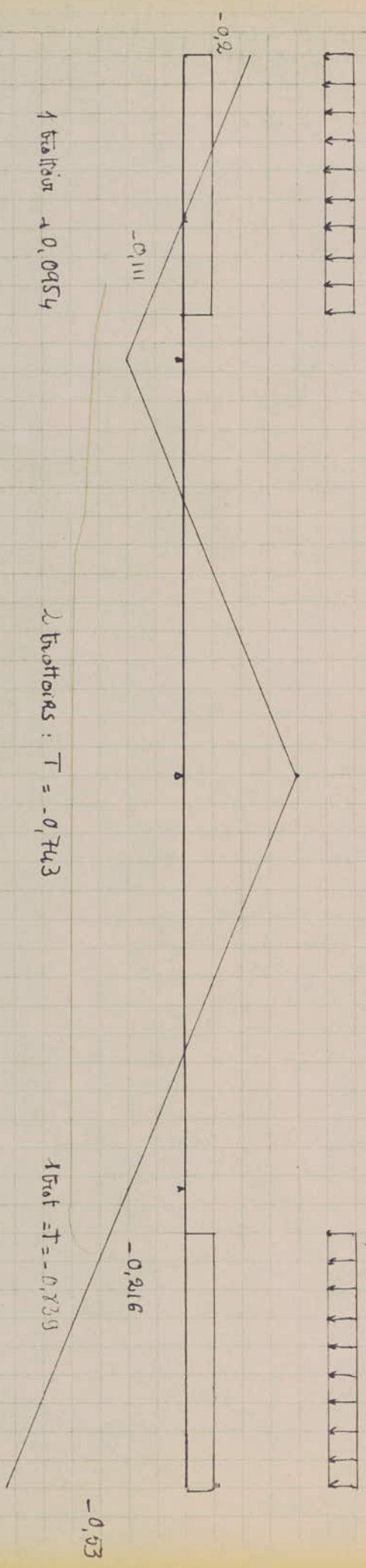
2 voies chargées :

$$T_{1,2} = T_{1,2}(\text{1 voie}) + \left(\frac{2}{6} \times 2,4 \right) \frac{1}{2} - \frac{1}{2} (1,6 \times 0,288) = 0,4690$$

$$T_{1,2}^{\text{1 voie}} = 0,2450$$

$$T_{1,2}^{\text{2 voies}} = 0,4690$$

traffoir $q = 3,02 \text{ t/m}^2$

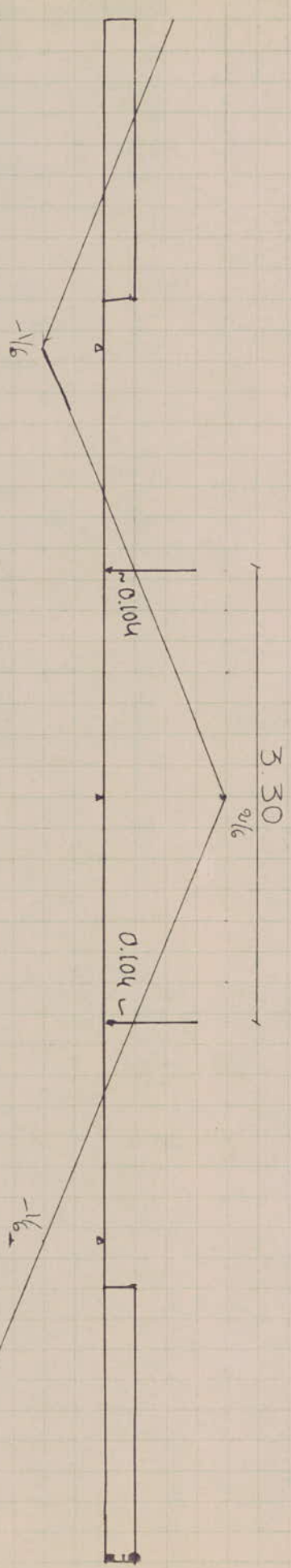


1 traffoir $4,0954$

2 traffoirs : $T = -0,743$

1 traffoir $T = -0,739$

M_{c120}

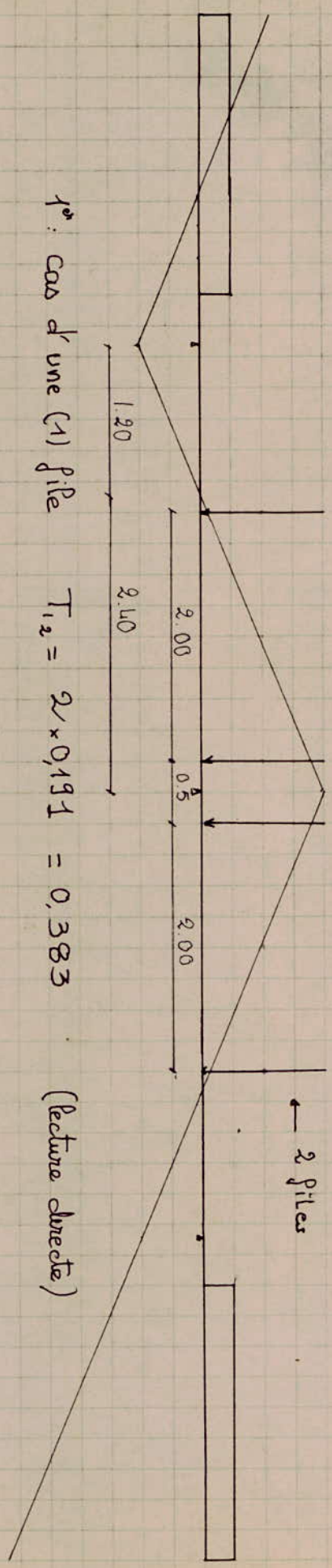
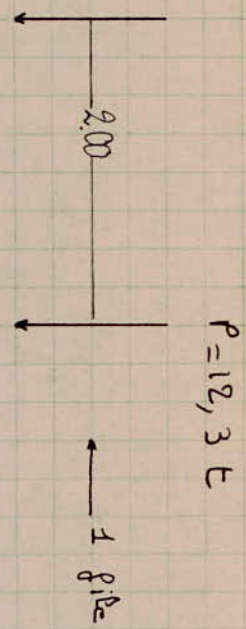


$P = 42,78 \text{ t}$

Un Char $T_{12} = 2 \left[\frac{2}{6} \frac{2,4 - 1,65}{2,4} \right] = 0,208$

$T_{12} = 0,208$

Bc



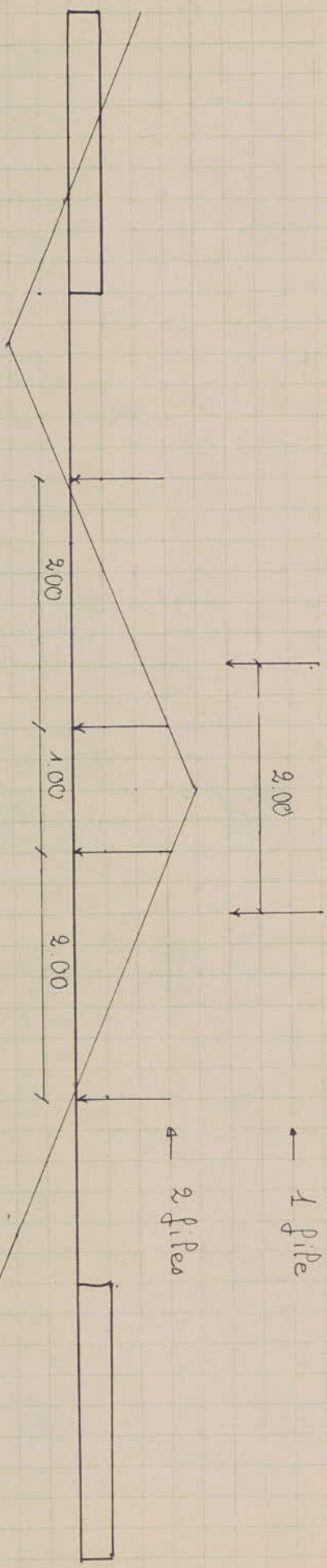
1^o : cas d'une (1) pile $T_{1,2} = 2 \times 0,191 = 0,383$ (lecture directe)

2 : cas de 2 piles $T_{1,2} = 2 [0,298 + 0,0208] = 2 \times 0,319 = 0,639$

1 pile $T_{1,2} = 0,383$
 2 piles $T_{1,2} = 0,639$

Bf

$P = 14,43 \text{ t}$

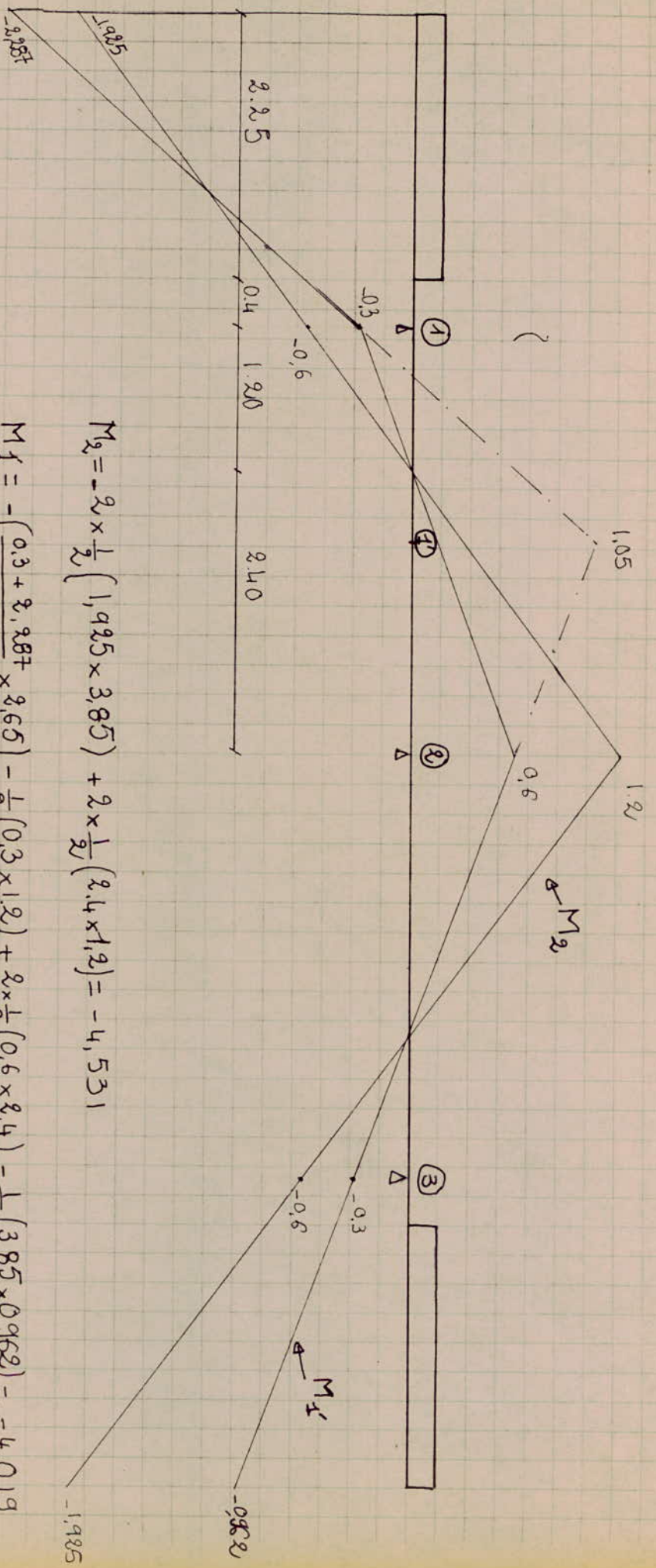
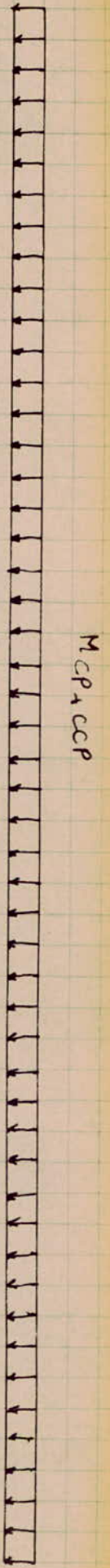


1 pipe $T_{12} = 2 \left[\frac{2}{6} \cdot \frac{2.4-1}{2.4} \right] = 0.389$

2 pipes $T_{12} = 2 \left[\frac{2}{6} \cdot \frac{2.4-0.5}{2.4} \right] - \frac{1}{6} \cdot \frac{2.5-2.4}{1.2} = 0.500$

1 pipe $T_{12} = 0.389$

2 pipes $T_{12} = 0.500$

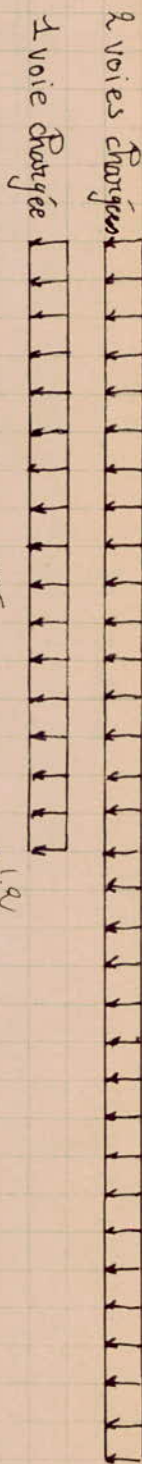


$$M_2 = -2 \times \frac{1}{2} (1,925 \times 3,85) + 2 \times \frac{1}{2} (2,4 \times 1,2) = -4,531$$

$$M_1 = -\left(\frac{0,3 + 2,285}{2} \times 2,65\right) - \frac{1}{2} (0,3 \times 1,2) + 2 \times \frac{1}{2} (0,6 \times 2,4) - \frac{1}{2} (3,85 \times 0,962) = -4,019$$

$$M_2 = -4,531$$

$$M_1 = -4,019$$

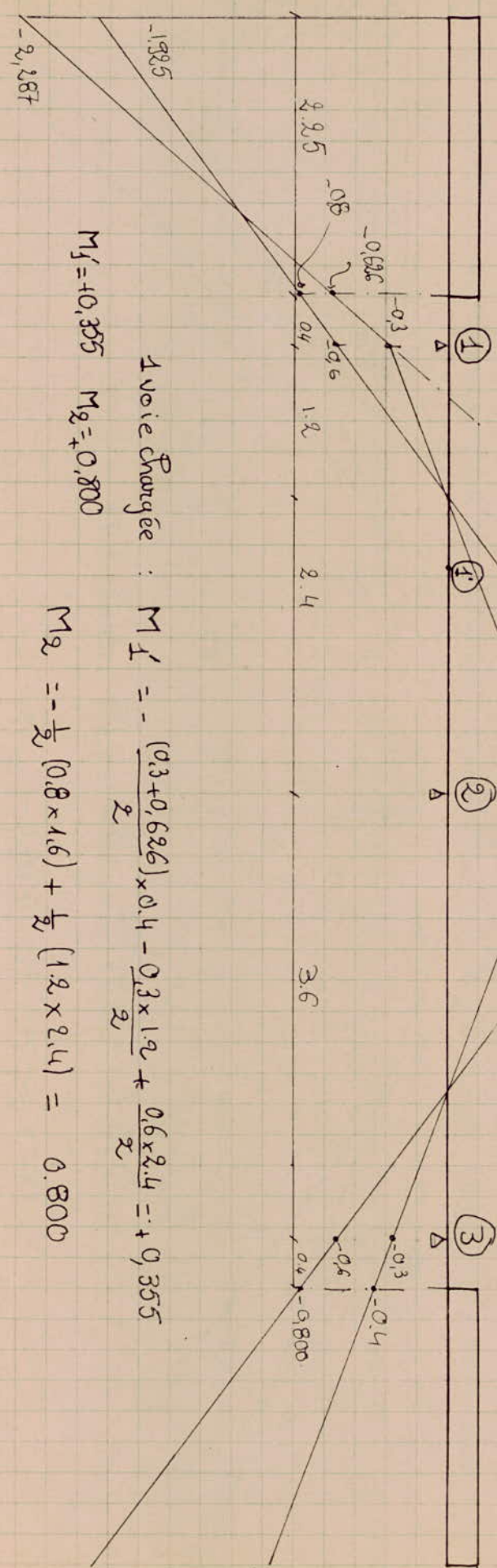


M (AEL)

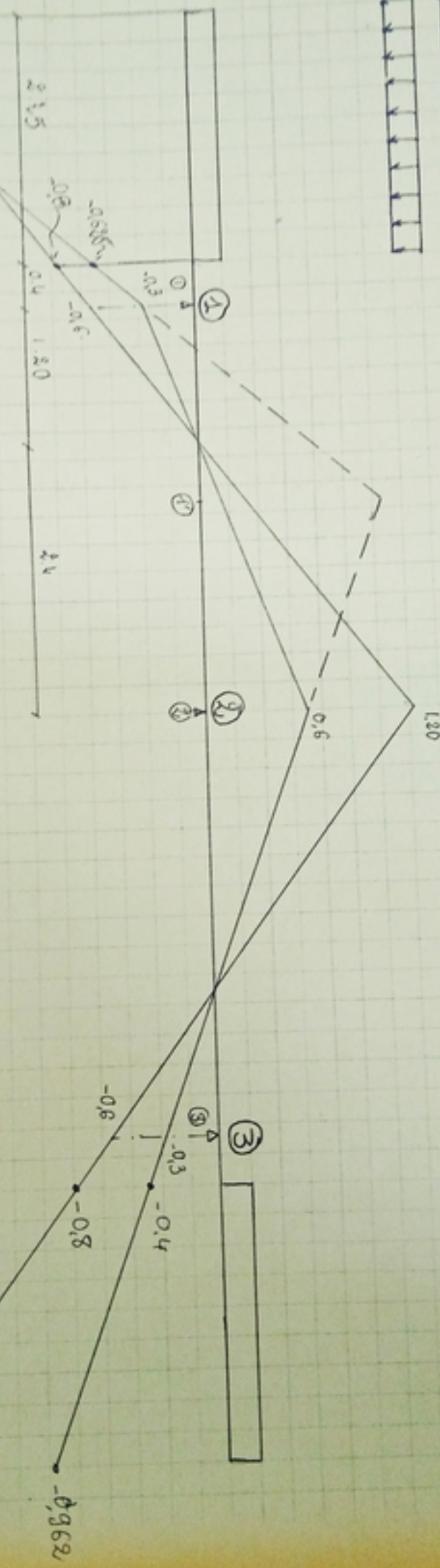
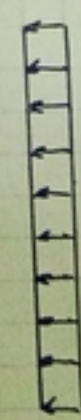
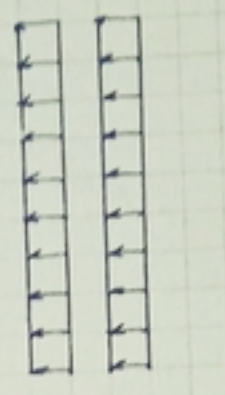
1 voie chargée : $M_1' = -\frac{(0.3+0.626) \times 0.4 - \frac{0.3 \times 1.2}{2} + \frac{0.6 \times 2.4}{2}}{2} = +0.355$
 $M_2 = -\frac{1}{2} (0.8 \times 1.6) + \frac{1}{2} (1.2 \times 2.4) = 0.800$

2 voies chargées : $M_1' = -\frac{(0.3+0.626) \times 0.4 - \frac{0.3 \times 1.2}{2} + 2 \times \frac{1}{2} (0.6 \times 2.4) - \frac{1}{2} \times 1.6 \times 0.4}{2} = 0.754$

$M_1' = +0.754$ $M_2 = +1.6$ $M_2 = 2 \times \frac{1}{2} (0.8 \times 1.6) + \frac{1}{2} \times 2 (1.2 \times 2.4) = +1.6$



M trapezoïd



1^{er} travée chargée: $M_2 = -\frac{0,8 + 1,1 \cdot 0,25}{2} \times 2,25 = -3,065$

$M_1' = -\frac{0,626 + 2,287}{2} \times 2,25 = -3,277$

2^{ème} travée chargée: $M_2 = 2 \times 3,065 = -6,13$

$M_1' = -3,277 - \frac{0,8 + 0,962}{2} \times 2,25 = -1,532$

1^{er} travée: $M_2 = -3,065$

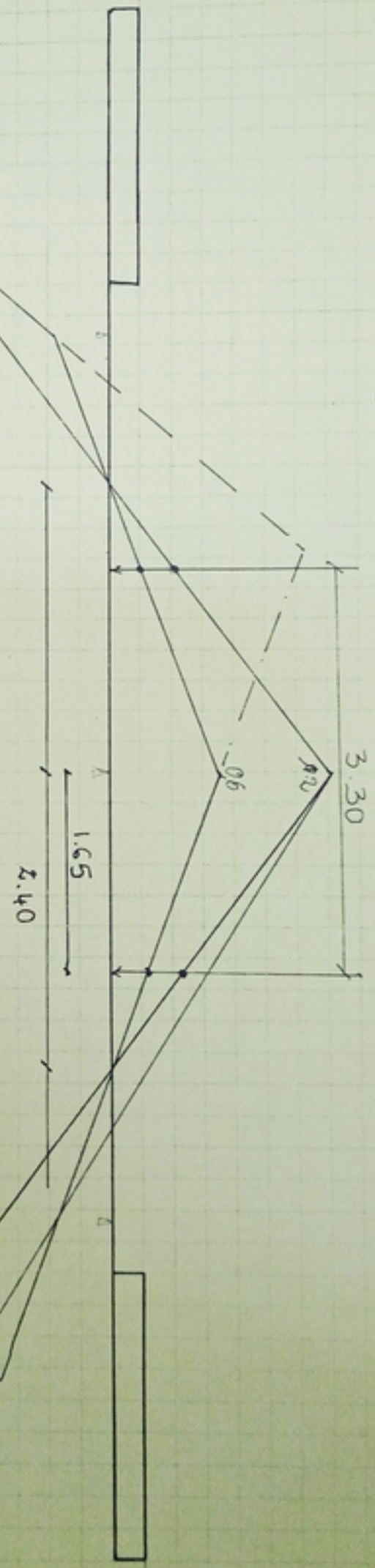
2^{ème} travée: $M_2 = -6,13$

$M_1' = -3,277$

$M_1' = -1,532$

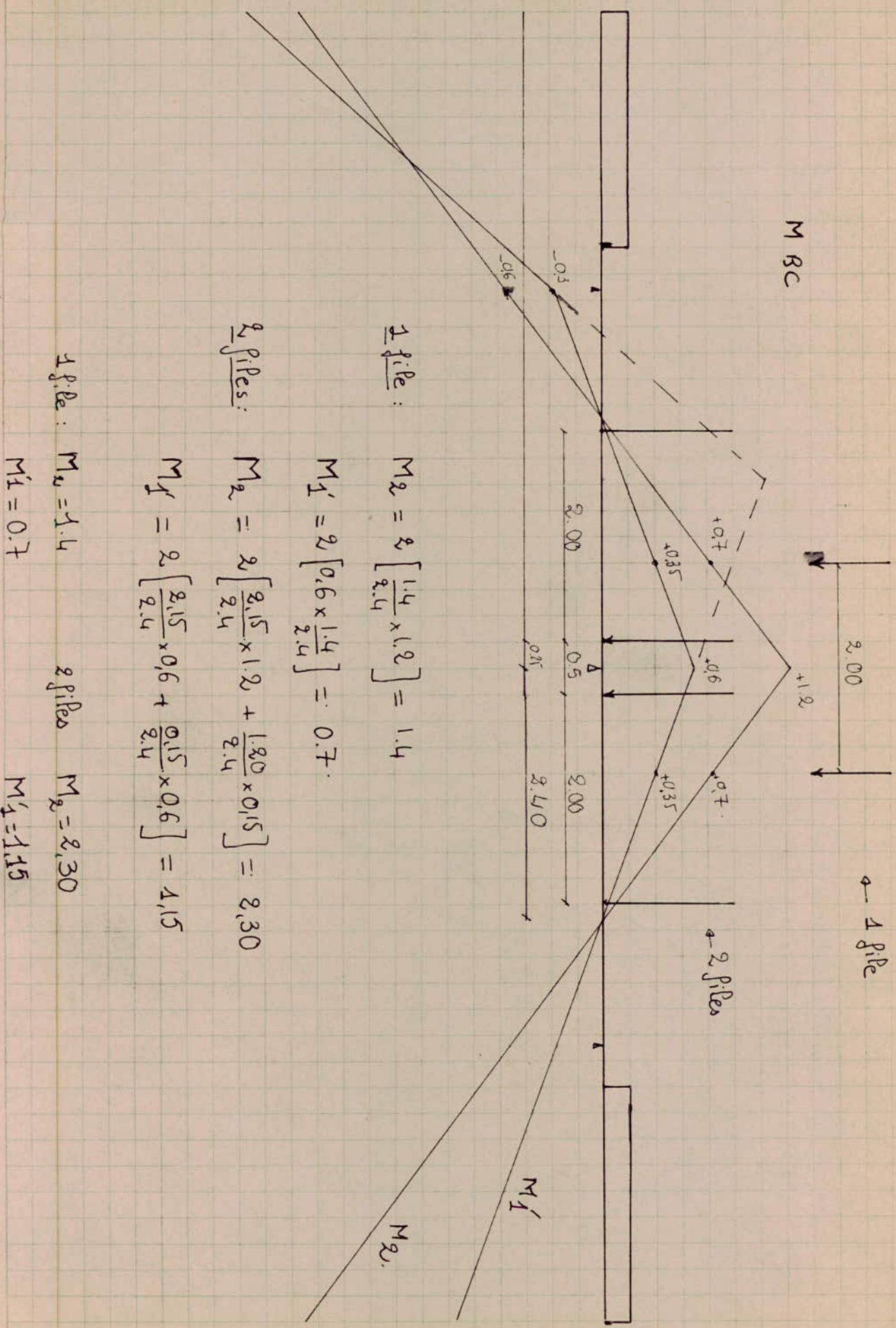
M

M_{C120}



$$M_2 = 2 \left[\frac{1.2 \times 0.75}{2.4} \right] = 0.750$$

$$M_1 = 2 \left[\frac{0.6 \times 0.75}{2.4} \right] = 0.375$$



1 file : $M_2 = 2 \left[\frac{1.4}{2.4} \times 1.2 \right] = 1.4$

$M_1' = 2 \left[0.6 \times \frac{1.4}{2.4} \right] = 0.7$

2 files : $M_2 = 2 \left[\frac{2.15}{2.4} \times 1.2 + \frac{1.80}{2.4} \times 0.15 \right] = 2.30$

$M_1' = 2 \left[\frac{2.15}{2.4} \times 0.6 + \frac{0.15}{2.4} \times 0.6 \right] = 1.15$

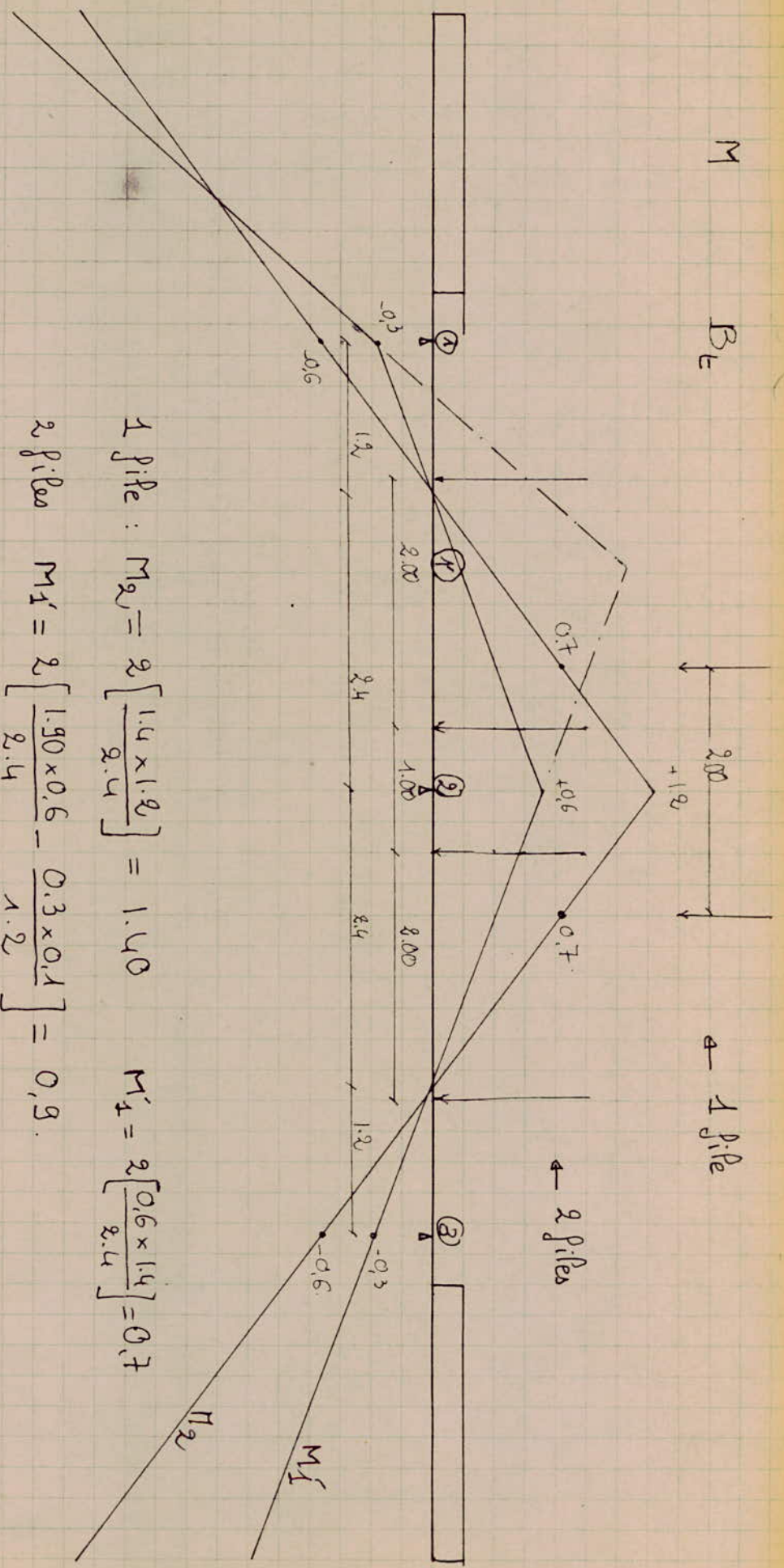
1 file : $M_2 = 1.4$

$M_1' = 0.7$

2 files : $M_2 = 2.30$

$M_1' = 1.15$

M
B_E



1 pile : $M_2 = 2 \left[\frac{1.4 \times 1.2}{2.4} \right] = 1.40$ $M_1' = 2 \left[\frac{0.6 \times 1.4}{2.4} \right] = 0.7$

2 piles $M_1' = 2 \left[\frac{1.90 \times 0.6}{2.4} \right] = 0.9$

$M_2 = 2 \left[\frac{1.2 \times 1.9}{2.4} \right] = 1.8$

1 pile : $M_2 = 1.40$ 2 piles : $M_2 = 1.8$

$M_1' = 0.70$ $M_1' = 0.9$

Tableau des Efforts tranchants

Sollicitations	R (kg)	coef d'inf	b	S	coef pond	Eff tranchants	
CP + CCP	5870	-0,565	/	/	1,32	-4377,74	
A(e)	1 voie	7480	0,245	/	/	1,60	+2932,16
	2 voies	7480	0,469	/	/	1,60	+5612,99
B _c	1 f. b	12096	0,383	1,20	1,093	1,6	9722,14
	2 f. les	12096	0,689	1,10	1,118	1,6	15208,87
B _e	1 f. b	14430	0,389	1	1,081	1,6	9708,71
	2 f. les	14430	0,500	1	1,095	1,6	12640,68
M ₁₂₀	42780	0,208	/	1,114	1,32	13674,68	
Trott	1 trot	3096	+0,095	/	/	1,60	470,59
	2 trot	3096	-0,436	/	/	1,60	-2159,76

Tableau des moments flechissants

Sollicitation	coef d'inf ₁	coef d'inf ₂	b	S	coef pond	M ₁	M ₂	
CP + CCP	-4,019	-4,531	/	/	1,32	-31140,72	-35108	
A(e)	1 voie	0,355	0,800	/	/	1,6	4248,64	9574,4
	2 voies	0,754	1,600	/	/	1,6	9023,87	19148,8
B _c	1 f. b	0,700	1,400	1,20	1,093	1,6	17768,92	35537,75
	2 f. les	1,150	2,300	1,10	1,118	1,6	27371,21	54742,43
B _e	1 f. b	0,700	1,400	1	1,081	1,6	17470,69	34941,37
	2 f. les	0,900	1,8	1	1,095	1,6	22753,22	45506,44
Trott	1 trot	-3,277	-3,065	/	/	1,6	-16232,94	-15112,78
	2 trot	-1,532	-6,13	/	/	1,6	-7588,91	-30365,56
M _{c 120}	0,375	0,750	/	1,114	1,32	23590,15	47180,35	

Combinaisons

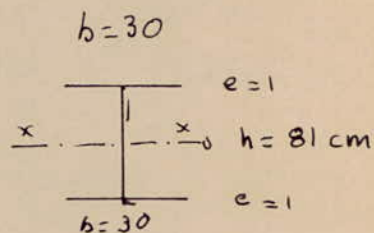
CP + (S > 0)
 CP + (S < 0).

	T		M ₂		M' ₁	
CP	-4377,84	-4377,84	-35108	-35108	-31140,82	-31140,82
S _{max}	+15208,87	0	54742,43	0	+27371,21	0
S _{rott}	+470,59	-2159,76	0	-30365,56	0	-16232,94
	11301,62	-6537,6	+19634,43	-65473,56	-3769,61	-47373,76

$$\textcircled{2} \quad M_{2, \max} = -65473,56 \text{ kgm}$$

$$M'_{1, \max} = 47373,76 \text{ kgm}$$

Comme entretoise on choisit une PRS



$$I_{xx} = \frac{30 \times 0,5^3}{12} \times 2 + \frac{1 \times 81^3}{12} + 41 \times (30 \times 1) \times 2 =$$

$$= 0,625 + 44286,75 + 100860 = 145146,75 \text{ cm}^4$$

$$V_x = 41,5 \text{ cm}$$

$$A = 141 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 3497,51 \text{ cm}^3$$

Vérification du profilé choisi

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{65473,56 \times 100}{3497,51} = 1872,00 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ OK}$$

$$\sigma < 1440 = \bar{\sigma} \quad \sigma = \frac{11301,62}{141} = 80,15 < 1400 \quad \text{OK}$$

Vérification du critère de Von Mises.

$$\sigma^2 + 3\tau^2 \leq \bar{\sigma}_a^2$$

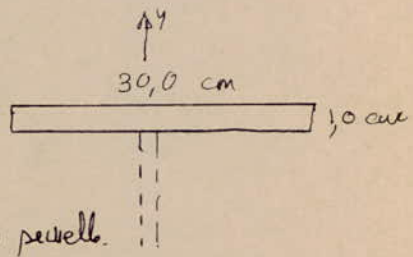
$$1872^2 + 3 \times 0,80^2 = 352,36 < \bar{\sigma}_a^2 = 576$$

Verification au deversement des entretoises.

Pour cela, on fait comme preconise le C466 page 83 art 3.602
une verification de la membrure comprimee supposee isolee du reste de
la piece et soumise a une contrainte de compression egale a σ_p .
l'entretoise etant encastree a la poutre principale.
donc on utilisera le moment max en valeur absolue

on verifie la relation

$$\sigma_p \cdot k_{y_s} \leq \sigma_c$$



$$\lambda = l \frac{\sqrt{A_s}}{\sqrt{I_{y_s}}}$$

A_p = section perelle.

I_{y_s} = moment d'inertie /y de la perelle.

$$A_p = 30 \times 1 = 30 \text{ cm}^2$$

$$I_{y_p} = \frac{1 \cdot 30^3}{12} = 2250 \text{ cm}^4$$

$$l = \frac{3.60 - 2 \cdot (\frac{1.5}{2})}{2} = 179,25$$

$$\lambda = 179,25 \cdot \sqrt{\frac{30}{2250}} = 20,69$$

$$\lambda_{y_s} = 20,69 \rightarrow k_{y_s} = 1,016 \quad ; \quad \sigma_p = 1872 \text{ kg/cm}^2$$

$$1872 \times 1,016 = 1901,9 < 2400$$

pas de deversement

CONNECTEURS

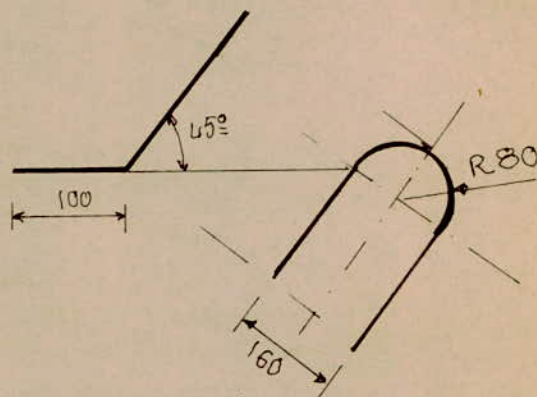
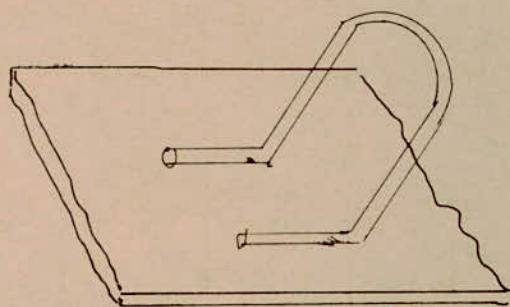
① Definition

Les connecteurs assurent la liaisons entre les poutres métallique et la dalle en Béton armée
 L'oudés à la poutre supérieure de la poutre ils doivent assurer, une liaison continue entre les matériaux, le non soulèvement relatif de la dalle par rapport à la poutre, reprendre les efforts de glissement
 Ils sont ancorés dans la dalle en B.A par adhérence
 L'espacement des connecteurs ne doit pas dépasser 3 fois l'épaisseur de la dalle

Il existe différents types de connecteurs :

- connecteurs à butée
- " à avrage
- " à butée et avrage

Pour notre projet on a choisi les connecteurs à avrage



Compte tenu de leur définition géométrique, les connecteurs doivent vérifier la condition de non écrasement du béton dans la boucle (art 30.62 titre II de fascicule 61)

$$R \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\sigma_{b0}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) v$$

ϕ diamètre de la barre

σ_a contrainte de cette barre à l'origine de la courbe

σ_{b0} admissible du béton en compression simple

d distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton

v coef numérique dont la valeur est $\begin{matrix} 1 & \text{un lit} \\ 5/3 & \text{2 lits ou 3 lits} \\ 7/3 & \end{matrix}$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_a = 1,32 \left(\frac{2}{3} \times 2400\right) = 2112 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b0} = 1,32 \times 68,5 = 90,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 1$$

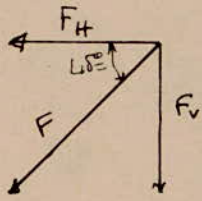
$$d = 10 \text{ cm}$$

$$R = 0,1 \times 2 \frac{2112}{90,42} \left(1 + \frac{2}{10}\right) 1 = 5,6 \text{ cm}$$

donc $R = 8 \text{ cm} > 5,6 \text{ cm}$ donc la condition de non-écrasement du béton est vérifiée.

Efforts repris par un connecteur

Chaque connecteur va reprendre un effort F dirigé parallèlement à son axe donc incliné de 45° respectivement par rapport à la verticale et à l'horizontale



$$F = 2 \pi \frac{\phi^2}{4} \bar{\sigma}_a$$

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = 2 \pi \frac{2^2}{4} 1600 = 10,053 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Cet effort F va être décomposée en 2 forces
 une verticale $F_V = \frac{\sqrt{2}}{2} F$
 une horizontale $F_H = \frac{\sqrt{2}}{2} F$

Le connecteur soudé horizontalement à la poutre reprend un effort de glissement égal à la force horizontale, et 40% de l'effort verticale F_V

\Rightarrow Effort de glissement repris par un connecteur

$$G_1 = \frac{\sqrt{2}}{2} F + 0,4 \frac{\sqrt{2}}{2} F = \frac{\sqrt{2}}{2} F (1 + 0,4) = 0,99 F$$

$$G_1 = 9952 \text{ kg}$$

Efforts sollicitant les connecteurs

Ces efforts sont au nombre de deux :
 1) Efforts de retrait
 2) des charges et surcharges

1) Efforts de retrait

L'effort de retrait agit sur une longueur égale au $\frac{1}{6}$ de la longueur
 $\Rightarrow \Delta = \frac{l}{6} = 5 \text{ m}$

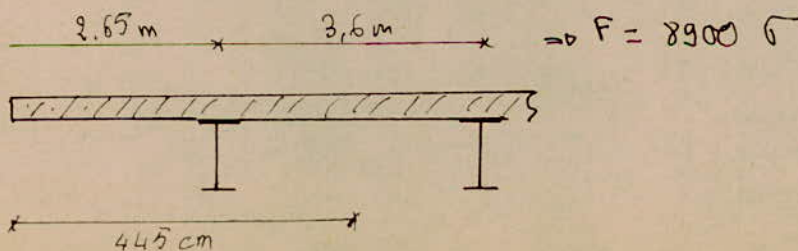
On distingue 2 types de retrait :
 total $\epsilon = 4 \cdot 10^{-4}$
 partiel $\epsilon = 1,5 \cdot 10^{-4}$

La contrainte de traction dans le béton est égale à

$$\sigma = E_b \epsilon$$

L'effort de retrait du béton est $F = \sigma_b e_b$

e_b étant la section de béton soumise au retrait. On considère la poutre de rive donc $e_b = 445 \times 20 = 8900 \text{ cm}$.



Retrait partiel:

$$\bar{\sigma}_b = 56 = 1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 140\,000 = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 21 \cdot 8900 = 186\,900 = 186\,900 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow G/ml = \frac{186\,900}{5} = \underline{37\,380 \text{ kg/ml}}$$

Retrait total:

$$\bar{\sigma}_b = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 140\,000 = 56 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 56 \cdot 8900 = 498\,400 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow G/ml = \frac{498\,400}{5} = \underline{99\,680 \text{ kg/ml}}$$

2) Efforts liés aux charges et surcharges

$$G = \sum \left(\frac{T \cdot m_s}{n \cdot I} \right)$$

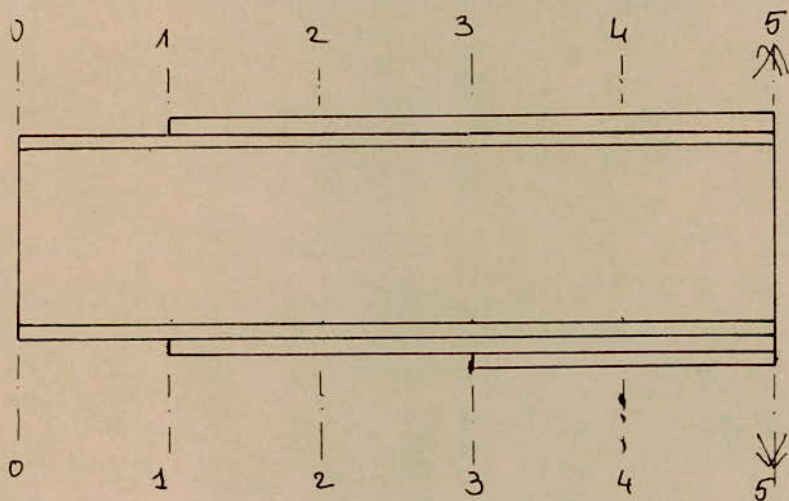
T: effort tranchant

m_s : moment statique de la section de béton par rapport au centre de gravité de la section mixte

I: moment d'inertie de la section mixte

n: coef d'équivalence

Pour le calcul on considèrera les sections suivantes



Pour les val de T, m_s , I revoir les tableaux dressés précédemment

On considèrera les zones 0-1 ; 1-2 ; 2-3 ; 3-4 ; 4-5, pour chaque zone on prend la valeur max (donnée par la section de gauche)

Type de Solflicitud	n		section 0-1	section 1-2	section 2-3	section 3-4	section 4-5
CPP	18	T (kg)	12850	10280	7710	5140	2570
		M _p (cm ³)	23396	23396	26246	26246	28488
		I (cm ⁴)	3628303	3628303	518327	518327	6314803
		G (kg/ml)	8285,0	6628,0	3938	2625	1159
		T (kg)	96752	84110	71460	58820	47000
		M _p (cm ³)	34668	34668	44837	44337	49090
Surchage max M _c 1920 ou B _c	6	I (cm ⁴)	4754061	4754061	6631121	6631121	8182717
		G (kg/ml)	70560	61335,0	47779	39328	28196
		T (kg)	8500	6900	5440	4160	3040
		M _p (cm ³)	34668	34668	44837	44837	49090
		I (cm ⁴)	4754061	4754061	6631121	6631121	8182713
		G (kg/ml)	6198	5031	3637	2781	1823
Rebrait Partiel	15	G	-37380	-37380			
		G	-99680	-99680			
Rebrait Total	15	G	-99680	-99680			
		G	-99680	-99680			

Tableau ReCAPITULATIF:

	CCP	Surch max	trout	Ret part: d	trout Total	max (+)	min (-)	max (-)
0-1	8285	70550	6198	-37380	-99680	85033	-37380	-99680
1-2	6628	61335	5031	-37380	-99680	72994	-37380	-99680
2-3	3938	47779	3637			55354		
3-4	2625	39328	2781			44734		
4-5	1159	28196	1823			31169		

dans le cas où l'effort de glissement $G > 0 \Rightarrow$

" " " " " " $G < 0 \Rightarrow$

section 0-1

$$\left\{ \begin{aligned} e_0 &= \frac{9952}{85033} = 12 \text{ cm} \quad \text{---} \\ e_1 &= \frac{9952}{-99680} = 10 \text{ cm} \quad \text{---} \end{aligned} \right.$$

section 3-4

$$\left\{ \begin{aligned} e_0 &= \frac{9952}{44734} = 22 \text{ cm} \quad \text{---} \end{aligned} \right.$$

section 1-2

$$\left\{ \begin{aligned} e_0 &= \frac{9952}{72994} = 14 \text{ cm} \quad \text{---} \\ e_1 &= \frac{9952}{-37380} = 27 \text{ cm} \quad \text{---} \end{aligned} \right.$$

section 4-5

$$\left\{ \begin{aligned} e_0 &= \frac{9952}{31169} = 32 \text{ cm} \quad \text{---} \end{aligned} \right.$$

section 2-3

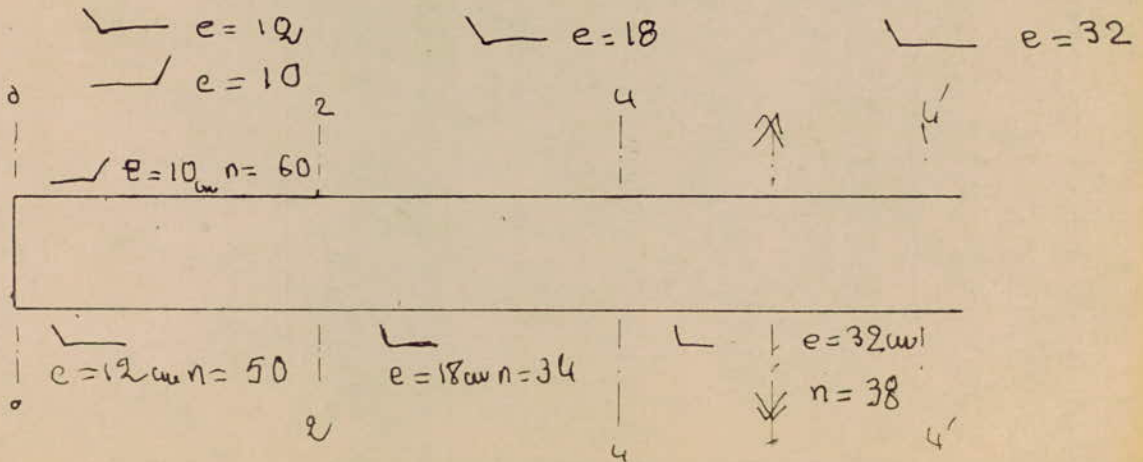
$$\left\{ \begin{aligned} e_0 &= \frac{9952}{55354} = 18 \text{ cm} \quad \text{---} \end{aligned} \right.$$

On choisit les espacements suivants:

zone 0-2

zone 2-4

zone 4-4' (symétriques)

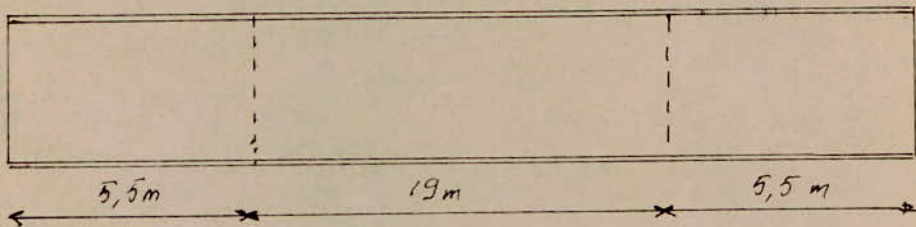


LES S'EMBLAGES

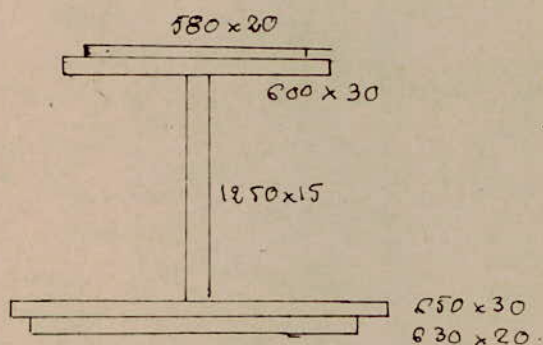
1 PRESENTATION

Les poutres métalliques ont une longueur Totale de 30 m donc elles ne peuvent être transportées de leur lieu de fabrication au chantier en 1 seul tronçon. Pour cela on effectue des joints de chantier c à d des coupures dans la poutre ces coupures sont faites assez éloignées de la mi travée où règnent des contraintes de traction et de compression respectivement sur penelle inférieure et supérieure assez élevées

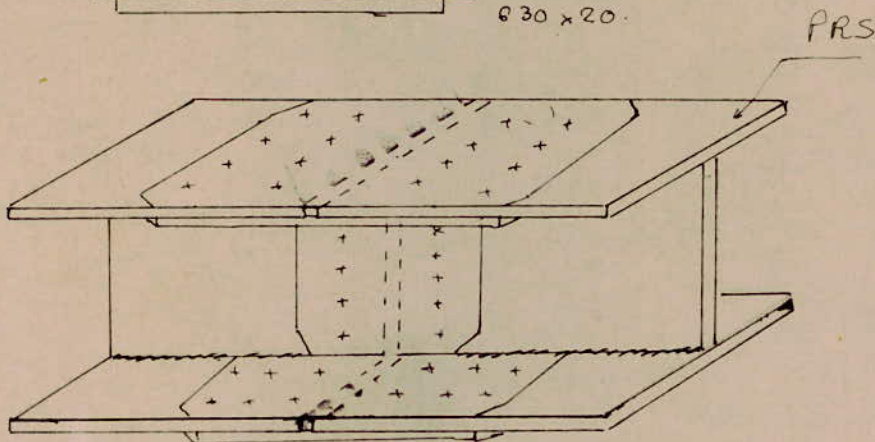
Pour notre cas on a prévu des joints de chantier à 5,5 m de chaque extrémité de la PRS ainsi on aura 3 parties : 2 de 5 m 50 et 1 de 19 m



Caracteristiques de la section au niveau de joint



Pour les efforts sollicitants cette section on se placera dans la partie se situant les valeurs de la section ≈ 3 (voir calculs PRS).



Vue EN PERSPECTIVE de la disposition des cadres joints

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DE L'ASSEMBLAGE

L'assemblage sera réalisé avec des boulons HR
Les surfaces à assembler doivent être travaillées énergiquement

diаметres des boulons

Les diámetros doivent être choisis compte tenu des épaisseurs des pièces à assembler (classées par ordre décroissant).

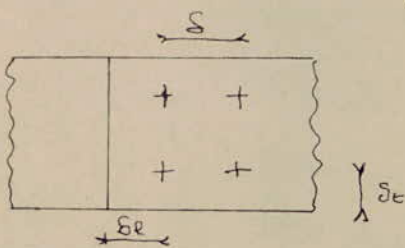
$$d \geq 2t_2 + 2 \quad \text{si } t_2 \leq 20 \text{ mm}$$

$$d \geq 22 \quad \text{si } t_2 \geq 20 \text{ mm}$$

pour notre cas $t_2 = 20 \text{ mm}$ donc $d \geq 22$
on prend des boulons HR $d = 24$

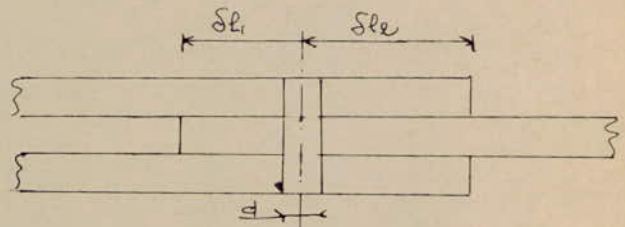
Pièces

les pièces doivent vérifier les relations suivantes



$$1.5d < S_e < 2.5d$$

$$3d < S < 5d \quad (\text{ponts}) \text{ sinon } 7d$$



$$2d < S_{e1} < 4d$$

$$2d < S_{e2} < 2.5d$$

Épaisseur des pièces élémentaires

Dans le cas d'un assemblage avec boulons HR
aucune limitation n'est imposée à l'épaisseur totale assemblée
(C1766 art 4.102.23)

Neanmoins on pourrait vérifier l'épaisseur en satisfaisant
la relation suivante (pression diamétrale)

$$\frac{T}{de} \leq 4\sigma_c \quad (\text{C1766 art 4.102.34})$$

mais on peut s'en passer de cette vérif vu que l'on a des pièces
d'épaisseur relativement forte (C1766 art 4.102.35)

Effort résistant d'un boulon

(ciolina page 68 "Cours de construction métallique . E.N.P.C")

Par boulon et par plan de frottement on a : $f_r = 0,8 \varphi S_b \sigma_c$

$\varphi = 0,3$ brossage simple

$S_b = 353 \text{ cm}^2$ section résistante par boulon $\phi 24$

$\sigma_c = 90 \text{ kg/cm}^2$: boulon HR -10-9

$$\Rightarrow f_r = 0,8 \times 0,30 \times 353 \times 90 = 7624,8 \text{ kg}$$

A] Calcul joints boulonnés "Sewellb supérieure"

La sewellb supérieure est comprimée

$$\sigma_p = 776,5 + 313,74 + \frac{276,0910^5}{40883} + \frac{61,6810^5}{139775} + \frac{478,6510^5}{470175} = 1911,69 \text{ kg/cm}^2$$

Section de la sewellb

$$S = 60 \times 3 + 58 \times 2 = 296 \text{ cm}^2$$

Effort de compression agissant au niveau de la section

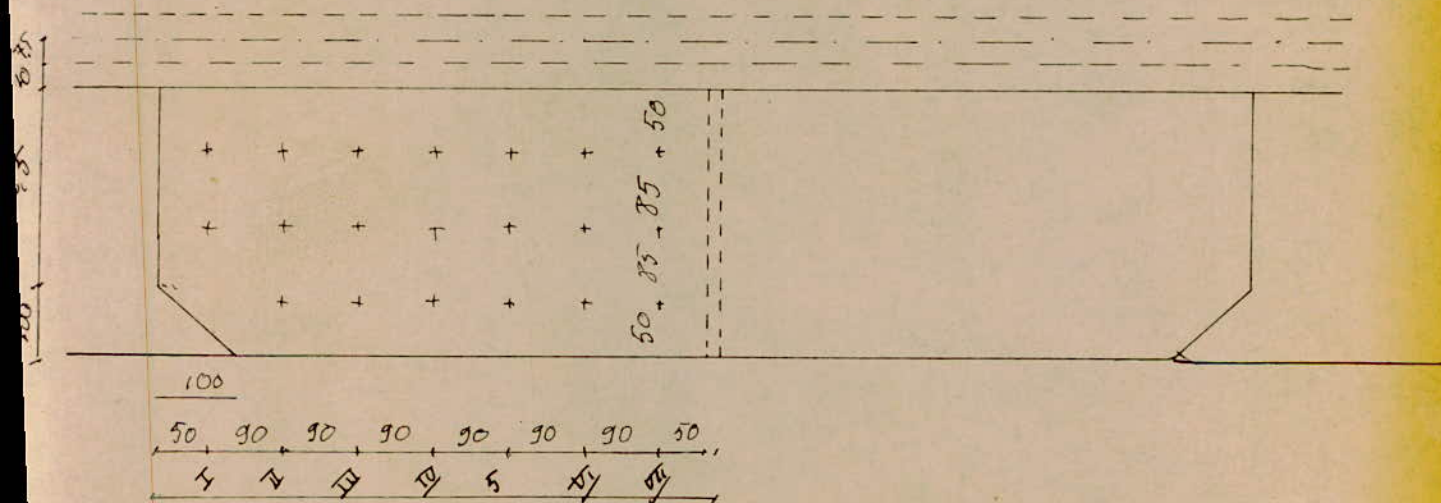
$$F = 296 \times 1911,69 = 565860 \text{ kg}$$

on a 2 plans de glissement (la sewellb additionnelle est soudée à la sewellb principale).

$$f_r = 2 \times 7624,8 = 15249,6 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \text{nb de boulons nécessaires : } n = \frac{565860}{15249,6} = 37,11 \Rightarrow 40 \text{ boulons HR 10-9 } \phi 24$$

A,1 Verification Des courbes joints



Les contraintes normales de compression sont calculées en section brute pour l'effort $F_A + F_B$ (fascicule 61 titre II)

- F_A = partie de l'effort transmise par les boulons à haute résistance situés avant la section considérée
- F_B = partie de l'effort transmise par les boulons à haute résistance

Le joint supérieur reprend un effort $F/2$
 " " inférieur " " " "
 Chaque demi-couvre-joint reprend un effort $f = F/4$

$$\Rightarrow f = \frac{565860}{4} = 141465 \text{ kg}$$

Tableau de vérification pour un 1/2 couvre-joint (section plus défavorable)
 On choisit un couvre-joint de 2,5 cm d'épaisseur

Section	I	II	III	IV	V	VI	VII
F_A (kg)	0	$\frac{2F}{20}$	$\frac{5F}{20}$	$\frac{8F}{20}$	$\frac{11F}{20}$	$\frac{14F}{20}$	$\frac{17F}{20}$
F_B (kg)	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$
$F_A + F_B$ (kg)	141465	353662,5	565860	778057,5	990255	1202452,5	141465
S_{brute} (cm ²)	$1785 \times 2,5 = 43,13$	68,13	68,13	68,13	68,13	68,13	68,13
σ_{max}	207,64	519,10	839,56	1142,02	1453,48	1764,94	2076,4

Tableau récapitulatif pour la vérification de la soudeuse assemblée
 effort repris $F = 565860 \text{ kg}$

Section	I	II	III	IV	V	VI	VII
F_A (kg)	$\frac{18F}{20}$	$\frac{15F}{20}$	$\frac{12F}{20}$	$\frac{9F}{20}$	$\frac{6F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	0
F_B (kg)	$\frac{8F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$	$\frac{3F}{20}$
$F_A + F_B$	56586	141465	226344	284637	396102	480981	565860
S_{brute}	296	296	296	296	296	296	296
σ_{max}	191,16	477,92	764,67	860,26	1338,18	1624,93	1911,68

B) Joints sur Sewelle inferieure

Verification du couvro joint inferieure et Superieure

La sewelle inf inf est tendue à $\sigma_i =$

$$\sigma_i = 776,5 + 313,74 + \frac{276,0510^5}{43444} + \frac{61,6810^5}{52394} + \frac{478,6510^5}{54994} = 2306 \text{ kg/cm}^2$$

Section de la sewelle inf:

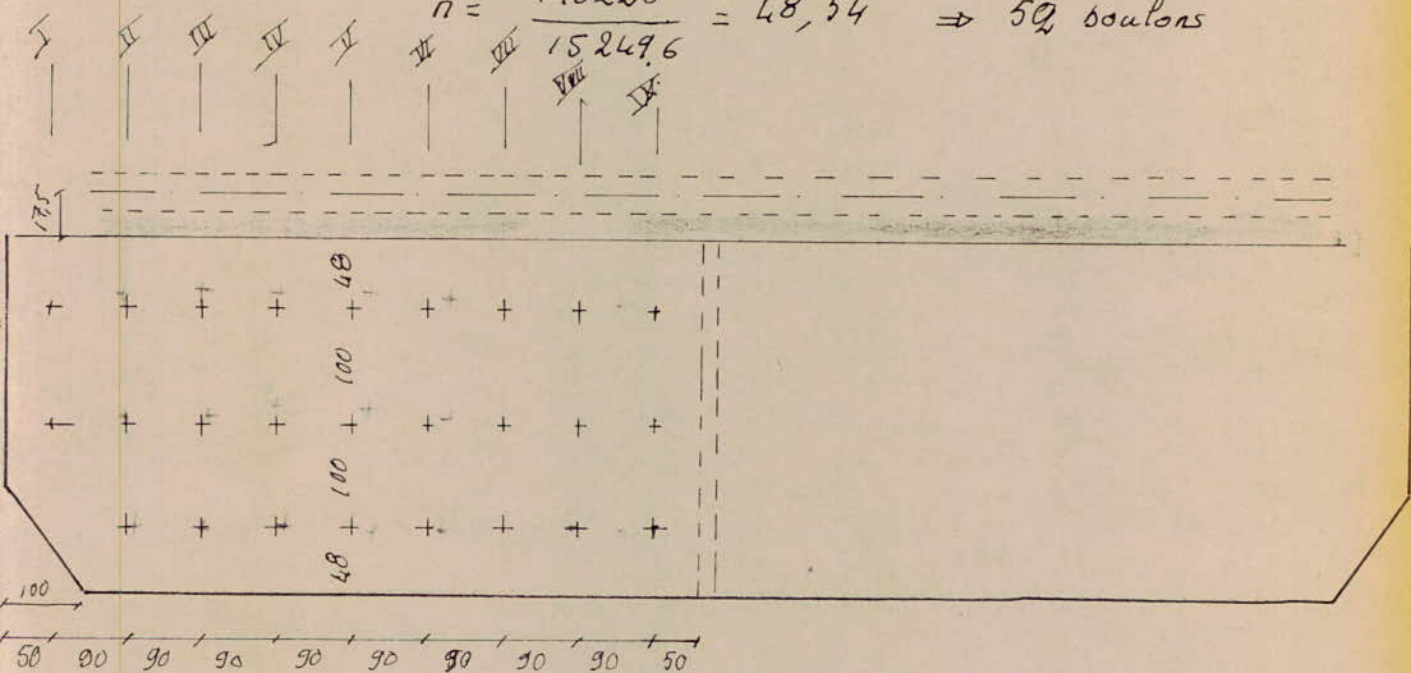
$$S = 650 \times 30 + 630 \times 2 = 321,00 \text{ kg/cm}^2$$

effort de traction agissant sur sewelle inferieure

$$F = S \times \sigma = 321 \times 2306 = 740226 \text{ kg}$$

⇒ nombre de boulons:

$$n = \frac{740226}{15249,6} = 48,54 \Rightarrow 50 \text{ boulons}$$



$$820 \times 2 + 3 = 1643,00 \text{ m}$$

NB: La disposition des boulons est symétrique dans les 2 sens

Les calculs de verification pour les joints et les sewelles se feront de la même manière que précédemment.

sous les efforts $F_A + F_B$ en section brute

$F_A + 0,6 F_B$ en section nette

Effort repris par la sewelle: 740226 Kg

Verification des contraintes max pour sewelle assemblées
en section nette et en section brute

Section	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
F_A	$\frac{24F}{26}$	$\frac{22F}{26}$	$\frac{18F}{26}$	$\frac{15F}{26}$	$\frac{12F}{26}$	$\frac{9F}{26}$	$\frac{6F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	0
F_B	$\frac{2F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$
$F_A + F_B$	740226	683285	597874,8	512464	427053,4	341642	256232	170821	$\frac{85,4}{10^3}$
Sect _{nette}	321	321	321	321	321	321	321	321	321
σ_{max}	2306,0	2128,62	1862,84	1596,46	1330,3	1064,3	798,2	532,15	266
$F_A + 0,6F_B$	717449	649121	563710	478299	392889	307478,4	222067	136657	51246
S _{nette}	294,0	285	285	285	285	285	285	285	285
σ_{max}	24404	2277,62	1977,93	1678,24	1378,56	1078,87	779,18	479,50	179,81

Effort repris par les $\frac{1}{2}$ joint = $\frac{F}{2} \times \frac{1}{2} = 185056,5$ Kg
On choisit un joint d'épaisseur 40mm.

Verification du couvre joint en section nette et en section brute
On vérifie pour un $\frac{1}{2}$ joint car c'est lui qui présente la section la plus défavorable

Section	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
F_A	0	$\frac{8F}{26}$	$\frac{8F}{26}$	$\frac{8F}{26}$	$\frac{11F}{26}$	$\frac{14F}{26}$	$\frac{17F}{26}$	$\frac{20F}{26}$	$\frac{23F}{26}$
F_B	$\frac{2F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$	$\frac{3F}{26}$
$F_A + F_B$	14235	35587	56940	78293	99645	120998	142351	163703	
Sect _{brute}	79	119	119	119	119	119	119	119	119
σ_{max}	119,62	299,06	478,4	657,93	837,3	1016,7	1196,2	1375,6	1555,0
$F_A + 0,6F_B$	8541,07	27046,73	48399,3	69752	91104,7	112457,4	133810	155162,5	$\frac{176,5}{10}$
S _{nette}	59,8	90,20	90,20	90,20	90,20	90,20	90,20	90,20	90,20
σ_{max}	142,83	299,85	536,58	773,3	1010,03	1246,76	1483,48	1720,21	1956,9

C) Verification du joint au niveau de l'âme de la poutre

La verification du joint et l'âme est faite selon les recommandations du fascicule 61 titre V art 13.12

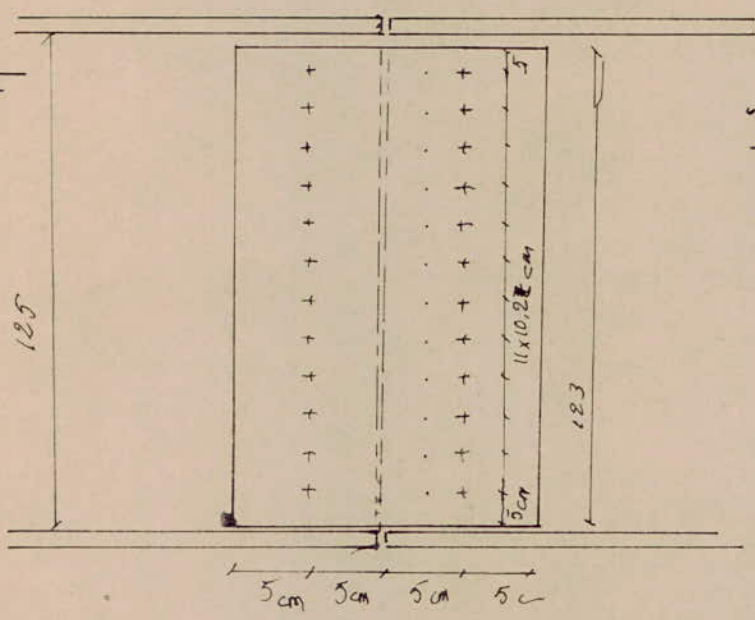
effort tranchant agissant au niveau de l'âme:

$$T = 34,5 + 7,71 + 65,85 + 5,44 = 113,50 \text{ t}$$

Effort repris par un boulon 15249,5

→ nombre de boulons $n = 7,44$ on mettra 12 boulons sur une seule file et ainsi on diminuera les efforts parasites liés au moment $M = T \times e$ (e: distance entre les 2 files)

Section la plus sollicitée du joint



Le couvre joint de l'âme est une tôle de 10 mm épaisseur de l'âme 1,5 cm

Verification de l'âme cisailée

$$A_{nette} = 125 \times 1,5 - 12(2,4)(1,5) = 144,3 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{A_{nette}} = \frac{113,5 \cdot 10^3}{144,3} = 786,56 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \sigma_c = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

Verification du couvre joint

chaque joint reprend $\frac{T}{25} = 56750 \text{ kg}$

La verification sera faite pour la section (1) avec un effort égal à $F = 0,6 \frac{T}{25} = 0,6 \frac{T}{24} = 2837,50$ repris par une section d'un 1/2

couvre joint: $\Rightarrow A_{nette} = 10 \times 1 - 2,4 \times 1 = 7,6 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \tau = \frac{2837,5}{7,6} = 373,36 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Conclusion: les contraintes sollicitants les différents joints etant inf aux contraintes admissibles donc les sections passent

אִיִּיקִיִּירֵילֵס'

וִוִּיקִיִּיוֹד'

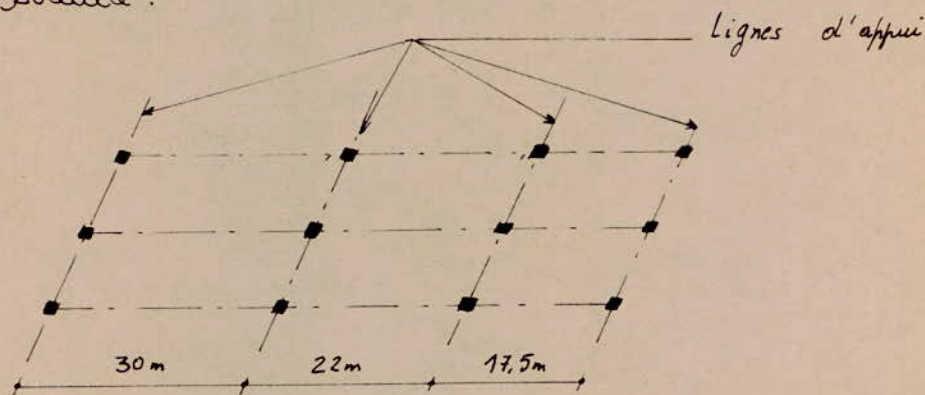
Présentation

Les appareils ^{d'appui} sont des organes de liaison entre une structure et son support chargés de transmettre les efforts normaux à leur plan au fondations et de permettre les rotations.

Ces appareils d'appui sont en élastomère fretté, ce sont des appareils constitués de plusieurs feuillets d'élastomère adhésifs par vulcanisation à des frettes (tôles).

Lorsque le cheminement d'un appareil d'appui est à craindre, il est possible d'équiper cet appareil de butées. Ces dispositifs doivent interdire uniquement le cheminement, sans empêcher les déformations de se produire : écrasement, distorsion et rotation.

Dans le cas d'un pont biais, il est préférable de disposer, sur une même ligne d'appui, des appareils identiques dont le dimensionnement sera celui de l'appareil le plus sollicité.



Méthode de calcul

La méthode de calcul est conforme au bulletin du "SETRA Dec. 74" intitulé "Appareils d'appuis en élastomère fretté".

Principe

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. La détermination de ces contraintes a fait l'objet de plusieurs théories qui toutes se basent sur l'incompressibilité de l'élastomère.

a) Compression

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement τ_N apparaissent au niveau du plan de frottement, suivant une répartition conforme à celle indiquée ci-dessous (*). Les contraintes maximales se développent au milieu des grands côtés. Ceci explique que ce soit en ces endroits que peuvent apparaître les premières dégradations d'un appareil.

(*) La valeur maximale de cette contrainte est égale à:

$$\tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta} \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{ab}{2t(a+b)} \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{N}{ab}$$

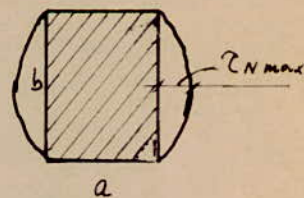
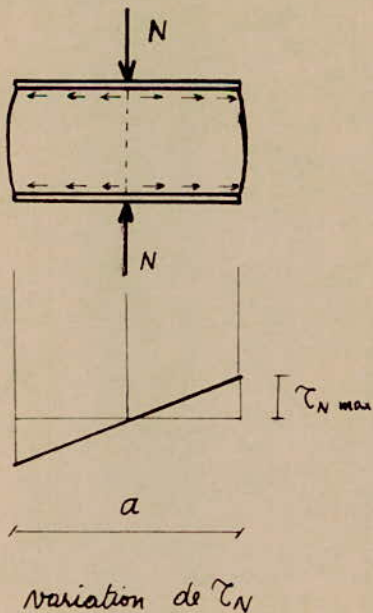
au milieu du côté b $a < b$

Le coefficient β est le quotient de l'aire en plan d'un feuillet par son aire latérale.

Au début de sa mise en charge, sous des contraintes moyennes de compression σ_m atteignant au maximum 30 kg/cm^2 , l'appui subit un écrasement d'adaptation évalué forfaitairement à 1 mm . Lorsque σ_m est supérieur à 30 kg/cm^2 la valeur de l'écrasement supplémentaire.

$$\Delta e.T = K_1 n \frac{t^3}{a^2} \frac{(\sigma_m - 3)}{G} \quad (\sigma_m \text{ exprimé en MPa}) \quad (1)$$

Ainsi l'écrasement total est $e_T = \Delta e_T + 1 \text{ mm}$



Distribution des contraintes τ_N le long du côté b

(1) $1 \text{ MPa} = 10 \text{ kg/cm}^2$

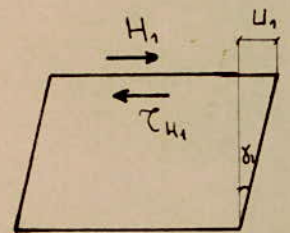
- donné
- K_1 : coefficient en fait du rapport b/a
 - n : nbre de feuillets élémentaires d'élastomère
 - t : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère
 - a : Dimension en plan du côté parallèle à l'axe longitudinal de
 - $\bar{\sigma}_m$: Contrainte moyenne de compression (l'ouvrage)
 - G : module d'élasticité transversal égal à 8 kg/cm^2
 - T : Epaisseur nominale totale de l'élastomère
 - e_T : Déformation, en compression, de l'appareil d'appui

b) Distorsion

Dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frottement est uniforme.

On a 2 cas :

- La déformation U_1 de l'appareil est lente (due à la dilatation, retrait, fluage) et connue. Elle permet de déterminer l'angle de distorsion, la contrainte et l'effort correspondants:

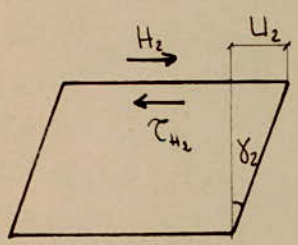


$$\text{tg } \delta_1 = \frac{U_1}{T}$$

$$\tau_{H_1} = G \text{tg } \delta_1 = G \frac{U_1}{T}$$

$$\text{d'où } H_1 = a b \tau_{H_1} = G a b \frac{U_1}{T}$$

- L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (due au freinage vent, force centrifuge, séisme)



$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{ab}$$

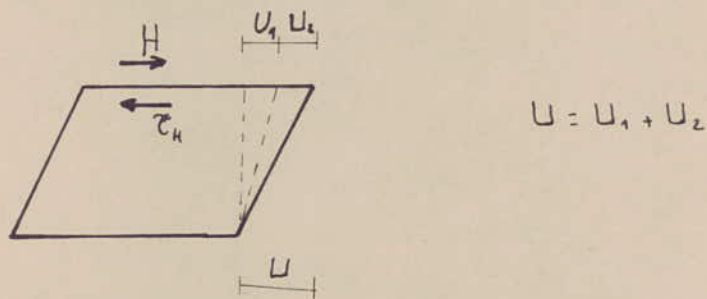
Or, dans le cas d'un effort dynamique, on constate expérimentalement que le module d'élasticité transversal vaut deux fois la valeur G correspondant à un effort statique d'où

$$\text{tg } \delta_2 = \frac{\tau_{H_2}}{2G}$$

La déformation est la moitié de celle que créerait un effort statique de même valeur.

$$\frac{U_2}{T} = \operatorname{tg} \delta_2 = \frac{H_2}{2Gab}$$

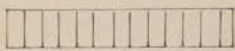
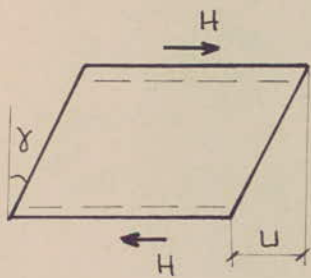
C'est pourquoi dans les spécifications concernant les appareils d'appui, on introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui, sous l'effort statique seul, correspondrait à la même déformation totale.



Cette contrainte conventionnelle de calcul vaut:

$$\tau_H = G \operatorname{tg} \gamma = \tau_{H_1} + 0,5 \tau_{H_2} = G \frac{U_1}{T} + \frac{H_2}{2ab}$$

Lorsque les déplacements s'effectuent dans 2 directions, les contraintes de cisaillement s'additionnent vectoriellement.



Variation de τ_H

c) Rotation

Lorsqu'une flette, solidaire d'un feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autre flette solidaire du même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit (voir figure). La contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation.

et a pour valeur :

$$\tau_{\alpha} = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \alpha_t \quad \text{ou} \quad \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$

α_t : angle de rotation (en radian) d'un feuillet élémentaire

La rotation d'un appareil d'appui peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure. Elle peut aussi être due à un défaut initial de parallélisme entre les surfaces de contact situées de part et d'autre de l'appui.

La valeur du moment de rappel M , créé par une rotation, est calculée à l'aide de l'expression :

$$M = G \frac{\alpha_T}{n} \frac{a^5 b}{t^3} \frac{1}{k_2}$$

k_2 : coefficient donné en fonction du rapport b/a

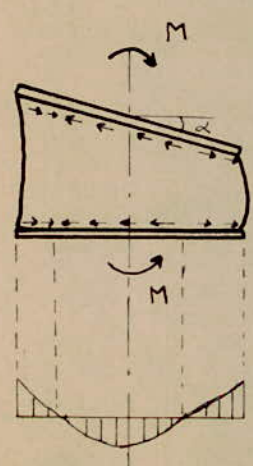
Lorsque les rotations s'effectuent selon deux directions parallèles aux côtés a et b , les contraintes τ_a et τ_b s'additionnent vectoriellement

$$\tau_{a,\alpha} = \frac{G}{2} \frac{a^2}{t^2} \alpha_{t,a} \quad \tau_{b,\alpha} = \frac{G}{2} \frac{b^2}{t^2} \alpha_{t,b}$$

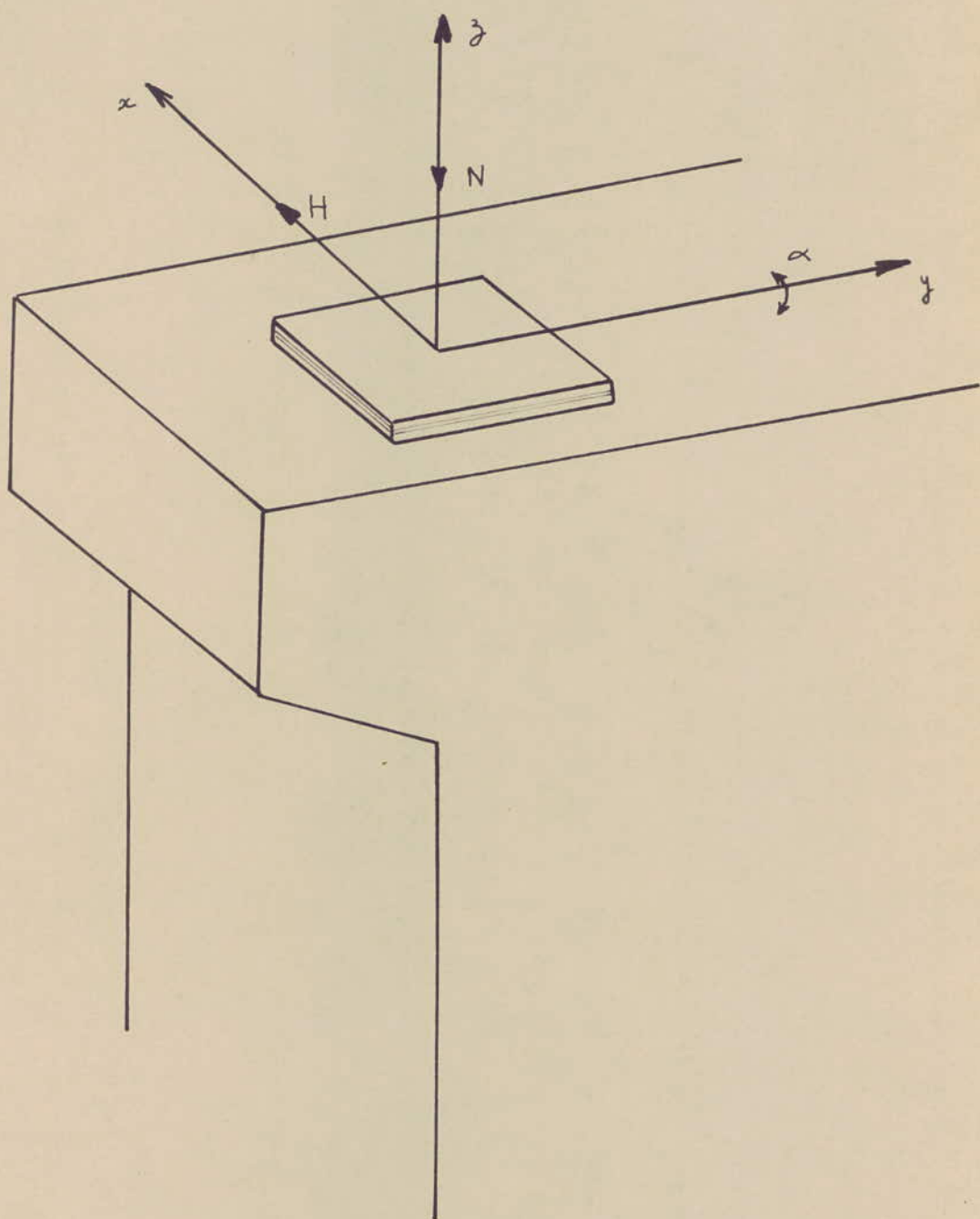
On tiendra compte des défauts de pose, pour le dimensionnement de l'appareil et la détermination des contraintes. La valeur de la rotation à introduire dans les calculs est :

$$\alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α étant la rotation calculée
 α_0 rotation à prendre en compte (dans notre cas) = $3/1000$ rd



Variation de τ_a



Sollicitations de l'appui

Précriptions

- Limitation de la contrainte de cisaillement

Les limites admises sont :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

(On considère la somme des contraintes de cisaillement maxima bien que, en toute rigueur dans certains cas, celles-ci ne se développent pas simultanément en un même point.)

$$\tau_{H_1} \leq 0,5G$$

$$\tau_H \leq 0,7G$$

- Limitation de la contrainte moyenne

L'aire ab doit être telle que la contrainte moyenne de compression σ_m reste inférieure à 150 kg/cm^2

- Conditions de non-cheminement et de non-glisement

Les 2 conditions doivent être remplies, pour les combinaisons d'actions les plus défavorables.

$$\sigma_{m, \text{min}} = \frac{N_{\text{min}}}{ab} \geq 20 \text{ kg/cm}^2$$

et

$$H < f N$$

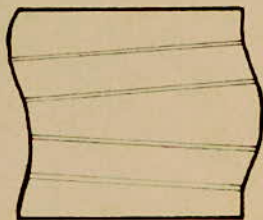
H et N étant concomitants

f: Coefficient de frottement et a pour valeur lorsque les faces de l'appareil, en contact avec la structure sont des frettes métalliques.

$$f = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_m}$$

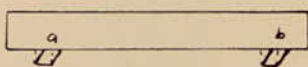
- Conditions de non-flambement

En fonction de leurs dimensions, les appareils d'appui peuvent se déformer par instabilité élastique.



Par analogie avec les formules classiques de la résistance des matériaux, on peut penser que la stabilité élastique des appareils en élastomère fretté impose une limitation de la contrainte moyenne de compression, de la forme :

$$\sigma_m \leq k G \frac{a^2}{T^2}$$



Les appareils a et b sont libres en tête.

En l'absence d'essais suffisants, les valeurs de k ne sont pas encore suffisamment bien connues. On aura à respecter une règle d'usage courant, qui consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan de l'appareil.

$$T \leq \frac{a}{5}$$

Comme les imperfections des surfaces de pose amènent à prévoir une épaisseur minimale d'élastomère, on respectera la double condition

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

- Condition de non-soufflement

Dans tous les cas de sollicitations on doit avoir :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$$

- Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e}, \quad t_s \geq 2 \text{ mm}$$

On prendra $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$ pour l'acier E 24-1

$$3 < e < 30 \text{ mm}$$

Calcul des sollicitations

Dans le cas d'un pont biais, il est possible de disposer sur une même ligne d'appuis des appareils identiques dont le dimensionnement sera celui de l'appareil le plus sollicité c'est à dire de la travée de rive. On considèrera les sollicitations du 1^{er} genre de la forme :

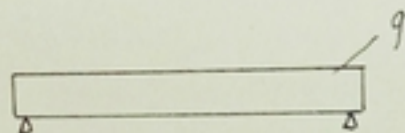
$$G + 1,2P$$

G Charges permanentes
P surcharges d'exploitation

- Calcul des réactions d'appui max.

On considèrera la travée la plus défavorable.
Travée de 30m

* Sous les charges permanentes



$$q = 8715 \text{ kg/ml}$$

$$R_{\max} = q \frac{l}{2} = 8715 \frac{30}{2} = \underline{130725 \text{ kg}}$$

* Sous le complément de charges permanentes

$$q = 1947 \text{ kg/ml}$$

$$R_{\max} = q \frac{l}{2} = 1947 \frac{30}{2} = \underline{29205 \text{ kg}}$$

* Sous la surcharge A

1 voie: $q = 3805 \text{ kg/ml}$

$$R_{\max} = \underline{57075 \text{ kg}}$$

2 voies: $q = 7610 \text{ kg/ml}$

$$R_{\max} = \underline{114150 \text{ kg}}$$

* Sous surcharge de trottoirs

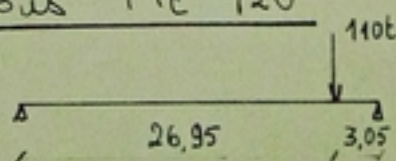
1 trottoir: $q = 337,5 \text{ kg/ml}$

$$R_{\max} = \underline{5062,5 \text{ kg}}$$

2 trottoirs: $q = 675 \text{ kg/ml}$

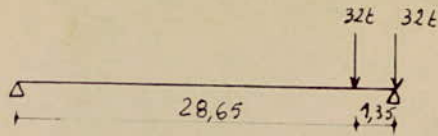
$$R_{\max} = \underline{10125 \text{ kg}}$$

* Sous Mc 120



$$R_{\max} = 110 \cdot 10^3 \frac{26,95}{30} = \underline{98816,67 \text{ kg}}$$

* sous B_t (par les lignes d'influences)

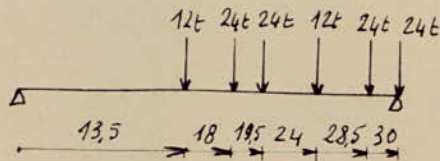


1 tandem
2 tandems

$$R_{max} = 16 \cdot 10^3 \left(1 + \frac{28,65}{30} \right) = 31280 \text{ kg}$$

$$R_{max} = 62560 \text{ kg}$$

* sous B_c (par les lignes d'influences)



1 convoi:

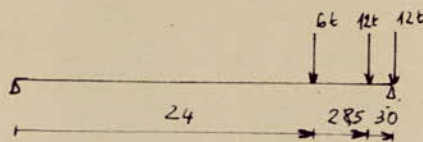
$$R_{max} = \frac{12 \cdot 10^3}{30} \left(\frac{13,5}{2} + 18 + 19,5 + \frac{24}{2} + 28,5 + 30 \right)$$

$$= 45900 \text{ kg}$$

2 convois:

$$R_{max} = 91800 \text{ kg}$$

* Calcul de la réaction minimale et de la rotation minimale



Pour calculer les sollicitations minimales, on placera 1 seul camion avec le dernier essieu sur l'autre appui.

$$R_{min} = 6 \cdot 10^3 \left(\frac{6 + 2 \times 1,5}{30} \right) = 1,8 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

Pour φ_{min} on utilisera la formule suivante:
(cas de charges concentrées)

$$\varphi = \sum_{i=1}^2 \left(\frac{P_i a_i}{6EIL} (l - a_i)(2l - a_i) \right) = \frac{6 \cdot 10^7}{6 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182717} \left[\frac{24}{30} (30 - 24)(60 - 24) + \frac{28,5}{30} (30 - 28,5)(60 - 28,5) \right]$$

$$= 1,27 \cdot 10^{-4}$$

- Calcul des rotations max.

Pour l'ensemble du pont, on adoptera l'effort non pondéré et non majoré
* sous les charges permanentes.

φ_{max} vaudra pour une charge uniformément répartie

$$\varphi_{max} = \frac{q l^3}{24 EI} = \frac{M l}{3 EI}$$

$$q = 87,15 \text{ kg/ml} \\ = 87,15 \text{ kg/cm}$$

$$\varphi_{max} = \frac{87,15 \times 3000^3}{24 \times 21 \cdot 10^5 \times 3764779} = 1,24 \cdot 10^{-2} \text{ rad}$$

* sous le complément de charges permanentes

$$\varphi_{max} = \frac{q l^3}{24 EI} = \frac{M l}{3 EI}$$

$$q = 19,47 \text{ kg/cm}$$

$$\varphi_{max} = \frac{19,47 \times 3000^3}{24 \times 21 \cdot 10^5 \times 6314803} = 1,65 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

* sous la surcharge A

$$\varphi_{max} = \frac{q l^3}{24 EI} = \frac{M l}{3 EI}$$

$$\text{1 voie: } q = 38,05 \text{ kg/cm}, \varphi_{max} = \frac{38,05 \times 3000^3}{24 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182717} = 2,49 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{2 voies: } q = 76,1 \text{ kg/cm}, \varphi_{max} = 4,98 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

* sous surcharge trottoir

$$\varphi_{max} = \frac{q l^3}{24 EI} = \frac{M l}{3 EI}$$

$$\text{1 trottoir: } q = 1,50 \times 2,25 = 3,375 \text{ kg/cm}, \varphi_1 = \frac{3,375 \times 3000^3}{24 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182717} = 9,21 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\text{2 trottoirs: } q = 6,75 \text{ kg/cm}, \varphi_2 = 4,42 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

* sous Mc 120

Pour une charge concentrée P

$$\varphi_{max} = \frac{P l^2}{16 EI} = \frac{110 \cdot 10^3 \times 3000^2}{16 \times 21 \cdot 10^5 \times 8182717} \\ = 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

* Sous Bt
(cas de 2 charges concentrées)

$$\varphi_0 = \sum_{i=1}^2 \left(\frac{P_i a_i}{6EI} (l - a_i)(2l - a_i) \right)$$

$$\varphi_1 = \sum_{i=1}^2 \left(\frac{P_i a_i}{6EI} (l - a_i)(l^2 + a_i) \right)$$

φ_1 étant le plus grand on prend $\varphi_{max} = \varphi_1 = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

donc pour : 1 tandem $\varphi_{max} = 1,05 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
2 tandems $\varphi_{max} = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

* Sous Bc
(cas de plusieurs charges concentrées)

$$\varphi_0 = \sum_{i=1}^6 \left(\frac{P_i}{6EI} \frac{a_i (l - a_i)(2l - a_i)}{l} \right)$$

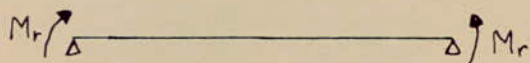
$$\varphi_1 = \sum_{i=1}^6 \left(\frac{P_i}{6EI} \frac{a_i (l^2 - a_i^2)}{l} \right)$$

donc on aura

1 convoi $\varphi_{1, max} = 147 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
2 convois $\varphi_{2, max} = 221 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

* Rotation due au retrait

le moment M_r est due à l'excentrement de F (compression)



$$\varphi_A = \frac{1}{3} \frac{M_r l}{EI}, \quad \varphi_B = -\frac{M_r l}{6EI}$$

$$\text{d'où } \varphi_{max} = \varphi_A + \varphi_B = \frac{M_r l}{3EI} + \frac{M_r l}{6EI} = \frac{M_r l}{2EI}$$

$$\text{et } M_r = W \sigma_{1b} = n W E_b \epsilon_r$$

$$E_b \cdot \epsilon_r = 56 \text{ bars}$$

$$\text{donc } M_r = 15 \times 31826 \times 56 = 26733840 \text{ kg.cm}$$

$$\text{d'où } \varphi_{max} = \frac{26733840 \times 30 \cdot 10^2}{2 \times 21 \cdot 10^5 \times 6615262} = 2,89 \cdot 10^{-3}$$

TABLEAU DES EFFORTS PONDÉRÉS ET MAJORÉS

	$R_{(t)}$	$\psi_{(red)}$	coeff. de répar.	$R_{(t)}$	$\psi_{(red)}$	coeff. de pondé.	$S_{(t)}$	$R_{maj\ pondé}$	$\psi_{maj\ pondé}$
CP	130,725	$1,24 \cdot 10^{-2}$	1/3	43,57	$4,13 \cdot 10^{-3}$	1	1	43,57	$4,13 \cdot 10^{-3}$
CCP	29,205	$1,65 \cdot 10^{-3}$	1/3	9,73	$5,5 \cdot 10^{-4}$	1	1	9,73	$5,5 \cdot 10^{-4}$
A	1 voie	$2,49 \cdot 10^{-3}$	0,61	34,82	$1,52 \cdot 10^{-3}$	1,2	1	41,78	$1,82 \cdot 10^{-3}$
	2 voies	$4,98 \cdot 10^{-3}$	1/3	38,05	$1,66 \cdot 10^{-3}$	1,2	1	45,66	$1,99 \cdot 10^{-3}$
Bc	1 convoi	$1,47 \cdot 10^{-3}$	0,72	33,05	$1,06 \cdot 10^{-3}$	1,2	1,109	43,98	$1,41 \cdot 10^{-3}$
	2 convois	$2,21 \cdot 10^{-3}$	0,54	49,57	$1,19 \cdot 10^{-3}$	1,2	1,109	65,97	$1,59 \cdot 10^{-3}$
Bc min	1,8	$1,27 \cdot 10^{-4}$	0,72	1,296	$0,91 \cdot 10^{-4}$	1,2	1,109	1,725	$1,22 \cdot 10^{-4}$
Bt	1 tandem	$1,05 \cdot 10^{-3}$	0,68	21,27	$7,14 \cdot 10^{-4}$	1,2	1,109	28,31	$9,5 \cdot 10^{-4}$
	2 tandems	$2,1 \cdot 10^{-3}$	0,47	29,4	$9,87 \cdot 10^{-4}$	1,2	1,109	39,12	$1,3 \cdot 10^{-3}$
Mc 120	98,92	$3,6 \cdot 10^{-3}$	0,59	58,3	$2,12 \cdot 10^{-3}$	1,2	1,101	77,03	$2,81 \cdot 10^{-3}$
Surcharges trafic	1 trafic	5,062	1,05	5,32	$2,32 \cdot 10^{-4}$	1,2	1	6,38	$2,78 \cdot 10^{-4}$
	2 trafics	10,125	1/3	3,37	$1,47 \cdot 10^{-4}$	1,2	1	4,04	$1,76 \cdot 10^{-4}$
Retrait	—	$2,89 \cdot 10^{-3}$	1/3	—	$9,63 \cdot 10^{-4}$	1	1	—	$9,63 \cdot 10^{-4}$

- Calcul des efforts horizontaux

* Calcul des efforts de freinage

- Surcharge A

$$F_A = A \frac{1}{20 + 0,0035 S}$$

A surcharge considérée

S : Surface surchargée

A' étant égale, pour la travée de 30m, à $951,25 \text{ kg/m}^2$

$$S = 30 \times 8 = 240 \text{ m}^2$$

$$A = A' \cdot S = 951,25 \times 240 = 228300 \text{ kg}$$

$$F_A = \frac{228300}{20 + 0,0035 \times 240} = \underline{10955 \text{ kg}}$$

Soit par appui :

$$F_{A_i} = \frac{F_A}{6} = \frac{10955}{6} = \underline{1825,83 \text{ kg}}$$

* Système Bc

On suppose qu'un seul camion freine

$$F_{Bc} = 30.000 \text{ kg}$$

$$\text{Soit par appui } F_{Bc_i} = \frac{F_{Bc}}{6} = \frac{30.000}{6} = \underline{5000 \text{ kg}}$$

* Dilatation

L'allongement dû à la température ($\alpha = 27^\circ\text{C}$) pour l'acier est pris égal à $\frac{3}{10}$ de mm/m

$$\text{Soit par appui } \mu = \frac{30}{2} \times 0,3 = \underline{4,5 \text{ mm}}$$

* Séisme

La force qui s'exerce sur l'appareil lors d'un séisme peut le cisailer. C'est une force horizontale qui est égale au $\frac{1}{10}$ du poids propre

$$F_{S_I} = \frac{q l}{10} = \frac{(8715 + 1947) \times 30}{10} = 31986 \text{ kg}$$

$$\text{Soit par appui } F_{S_{I_i}} = \frac{F_{S_I}}{6} = \underline{5331 \text{ kg}}$$

- Choix de l'appareil d'appui

La contrainte moyenne de compression ne peut dépasser 150 kg/cm^2

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} < 150 \text{ kg/cm}^2$$

* Calcul de la réaction verticale maximale

$$N_{\max} = R_{cp} + R_{ccp} + R_{surch} + R_{tratt}$$

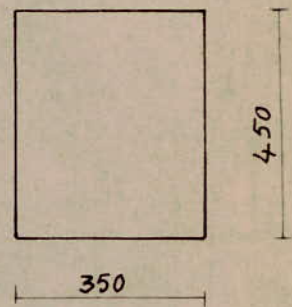
$$= (43,57 + 9,73 + 77,03 + 6,38) \cdot 10^3 = \underline{136710 \text{ kg}}$$

donc l'aire de l'appareil d'appui sera de :

$$a \cdot b > \frac{N_{\max}}{150} = \frac{136710}{150} = 911,4 \text{ cm}^2$$

donc on choisira la plaque d'appui suivante :

$$\begin{aligned} a &= 35 \text{ cm} \\ b &= 45 \text{ cm} \\ t &= 1,5 \text{ cm} \\ n &= 4 \\ T &= 6 \text{ cm} \\ t_s &= \\ a \cdot b &= 1575 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$



- Vérifications

* Condition de non-flambement de la pièce

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$3,5 < T < 7 \text{ cm}$$

donc $T = 6 \text{ cm}$ est compris dans l'intervalle
donc c'est vérifié.

- * A la compression
- * Au cisaillement

A cet effet, On dressera un tableau des contraintes et on exploitera ce tableau en tirant les contraintes max.

Charge	N (kg)	σ_m (kg/cm ²)	τ_N (kg/cm ²)
CP	43570	27,66	6,32
CCP	9730	6,18	1,41
A _{2v} + Surch. trott	52040	33,04	7,55
B _{2c} + Surch. trott	72350	45,94	10,50
B _{2t} + Surch. trott	45500	28,89	6,61
M _{c120} + Surch. trott	83400	52,95	12,11
B _{c min}	1725	1,09	0,25

$$\sigma_m = \frac{N}{ab} = \frac{N}{1575} \quad \text{et} \quad \tau_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta} \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{1575}{2,15(80)} = 6,56$$

* Contraintes moyennes dues à CP+CCP+Surch. max

$$\cdot \sigma_m = 27,66 + 6,18 + 52,95 = \underline{86,79} \text{ kg/cm}^2$$

$$\cdot \tau_N = 6,32 + 1,41 + 12,11 = \underline{19,84} \text{ kg/cm}^2$$

* Contraintes de distorsion

• Contraintes de distorsion dû au séisme

$$F_{su} = 5331 \text{ kg}$$

$$\text{tg } \delta = \frac{F_{su}}{2G ab} = \frac{5331}{2 \times 8 \times 1575} = \underline{0,21}$$

$$\tau_H = 2G \text{tg } \delta = 2 \times 8 \times 0,21 = \underline{3,38} \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = T \text{tg } \delta = 0,21 \times 6 = \underline{1,26} \text{ cm}$$

• Contraintes de distorsion de freinage

$$F_{bc1} = 5000 \text{ kg}$$

$$\text{tg } \delta = \frac{F_{bc1}}{2G ab} = \frac{5000}{2 \times 8 \times 1575} = \underline{0,20}$$

$$\tau_H = 2G \text{tg } \delta = \underline{3,2} \text{ kg/cm}^2$$

$$u = T \operatorname{tg} \delta = 0,2 \times 6 = \underline{1,2 \text{ cm}}$$

Distorsion de rotation

φ : angle de rotation de la poutre

v : distance de la fibre inférieure à l'axe neutre

u : distorsion

on a $\operatorname{tg} \varphi = \frac{u}{v}$ φ en radians

comme φ est très petit donc $\operatorname{tg} \varphi \approx \varphi = \frac{u}{v}$

donc $u = v \cdot \varphi$

n	charge	$v(\text{cm})$	$\varphi(\text{rad})$	$u(\text{cm})$	$\operatorname{tg} \delta$	$\tau_H (\text{kg/cm}^2)$	$H (\text{kg})$
∞	CP	61,76	$4,13 \cdot 10^{-3}$	0,255	0,0425	0,34	535,5
18	CCP	94,68	$5,5 \cdot 10^{-4}$	0,052	0,0087	0,07	110,25
15	Retrait	98,54	$9,63 \cdot 10^{-4}$	0,095	0,016	0,128	201,6
15	Dilatation	—	—	0,45	0,075	0,6	945
6	A_{2v}	118,48	$1,99 \cdot 10^{-3}$	0,24	0,04	0,32	504
6	$B_{c_{2c}}$	118,48	$1,59 \cdot 10^{-3}$	0,236	0,039	0,312	491,4
6	$B_{t_{2t}}$	118,48	$1,3 \cdot 10^{-3}$	0,15	0,025	0,2	315
6	M_{c120}	118,48	$2,81 \cdot 10^{-3}$	0,33	0,055	0,44	693
6	Surch tmt	118,48	$2,78 \cdot 10^{-4}$	0,033	0,0055	0,044	69,3
6	B_{cmin}	118,48	$1,22 \cdot 10^{-4}$	0,014	0,0023	0,019	29,92

$$T = 6 \text{ cm} \quad G = 8 \text{ kg/cm}^2 \quad \operatorname{tg} \delta = \frac{u}{T}$$

$$\tau_H = G \operatorname{tg} \delta \quad H = a \cdot b \tau_H$$

$$\tau_{H \max} = 0,34 + 0,07 + 0,128 + 0,6 + 0,44 + 0,044 = \underline{1,62 \text{ kg/cm}^2}$$

Rotations

- Rotation due aux défauts de montage $\varphi_0 = 3 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
- Rotation sous CP + CCP $\varphi_1 = 4,68 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
- Rotation sous surcharge max (Mc120 + trot) $\varphi_2 = 3,1 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
- Rotation sous surcharge max compatible avec le freinage (B_{c2c} + trot.) $\varphi_3 = 1,87 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
- Rotation sous B_{tet} + trot $\varphi_4 = 1,58 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
- Rotation sous B_c min $\varphi_5 = 1,22 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$
- Rotation sous A_{20} + trot $\varphi_6 = 2,27 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

* Combinaisons

$$\begin{aligned} \varphi_{1T} &= \varphi_0 + \varphi_1 + \varphi_2 = (3 + 4,68 + 3,1) \cdot 10^{-3} = \underline{10,79 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \\ \varphi_{2T} &= \varphi_0 + \varphi_1 + \varphi_3 = (3 + 4,68 + 1,87) \cdot 10^{-3} = \underline{9,56 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \\ \varphi_{3T} &= \varphi_0 + \varphi_1 + \varphi_4 = (3 + 4,68 + 1,58) \cdot 10^{-3} = \underline{9,27 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \\ \varphi_{4T} &= \varphi_0 + \varphi_1 + \varphi_5 = (3 + 4,68 + 0,122) \cdot 10^{-3} = \underline{7,81 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \\ \varphi_{5T} &= \varphi_0 + \varphi_1 + \varphi_6 = (3 + 4,68 + 2,27) \cdot 10^{-3} = \underline{9,96 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \end{aligned}$$

* Calcul des contraintes

$$\begin{aligned} \tau_{\varphi_1} &= \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{l} \right)^2 \varphi_{1T} = \frac{8}{2} \left(\frac{35}{1,5} \right)^2 \frac{10,79 \cdot 10^{-3}}{4} \quad \text{avec } \varphi_{1T} = \frac{\varphi_{1T}}{n} \\ &= \underline{5,87 \text{ kg/cm}^2} \\ \tau_{\varphi_2} &= \frac{8}{2} \left(\frac{35}{1,5} \right)^2 \frac{9,56 \cdot 10^{-3}}{4} = \underline{5,20 \text{ kg/cm}^2} \\ \tau_{\varphi_3} &= \frac{8}{2} \left(\frac{35}{1,5} \right)^2 \frac{9,27 \cdot 10^{-3}}{4} = \underline{5,05 \text{ kg/cm}^2} \\ \tau_{\varphi_4} &= \frac{8}{2} \left(\frac{35}{1,5} \right)^2 \frac{7,81 \cdot 10^{-3}}{4} = \underline{4,25 \text{ kg/cm}^2} \end{aligned}$$

$$\tau_{\varphi_0} = \frac{8}{2} \left(\frac{35}{1,5} \right)^2 \frac{9,96 \cdot 10^{-3}}{4} = \underline{5,42 \text{ kg/cm}^2}$$

- Limitation des contraintes de cisaillement

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\varphi} \leq 5G \quad G = 8 \text{ kg/cm}^2$$

- Sans freinage

$$\tau = 19,84 + 1,62 + 5,87 = \underline{27,33} < 5 \times 8 = 40 \text{ kg/cm}^2$$

- Avec freinage

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\varphi} \leq 5G$$

$$= 18,23 + 3,2 + 1,494 + 5,20 = \underline{28,12 \text{ kg/cm}^2} < 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H_1} + 0,5 \tau_{H_2} \leq 0,7G \quad \text{avec } \tau_{H_1} \leq 0,5G$$

$$\tau_{H_1} = \tau_{H_{cp}} + \tau_{H_{accp}} + \tau_{H_{net}} + \tau_{H_{dil}} \leq 0,5G$$

$$= 0,34 + 0,07 + 0,128 + 0,6 = \underline{1,14 \text{ kg/cm}^2} < 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{5000}{1575} = \underline{3,17 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \frac{1}{2} \tau_{H_2} = 1,14 + \frac{3,17}{2} = \underline{2,72 \text{ kg/cm}^2} < 0,7G = 5,6 \text{ kg/cm}^2$$

- Avec freinage et sous le seisme

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\varphi} \leq 5G \quad G = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 16,48 + 1,44 + 3,2 + 3,38 + 5,03 = \underline{29,53 \text{ kg/cm}^2} \leq 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H_1} + 0,5 \tau_{H_2} \leq 0,7G \quad \text{avec } \tau_{H_1} \leq 0,5G$$

$$\tau_{H_1} = \tau_{H_{cp}} + \tau_{H_{accp}} + \tau_{H_{net}} + \tau_{H_{dil}} \leq 0,5G$$

$$= \underline{1,14 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_3}{ab} = \frac{10331}{1575} = \underline{6,56 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\tau_H = \tau_{H_1} + \frac{1}{2} \tau_{H_2} = 1,14 + \frac{6,56}{2} = \underline{4,42 \text{ kg/cm}^2} < 0,7G = 5,6 \text{ kg/cm}^2$$

- Limitation de la contrainte moyenne de compression

$$\sigma_m = 86,79 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

- Condition de non-glissement

* Calcul de N_{\min}

$$N_{\min} = N_{cp} + N_{ccp} + N_{Bc, \min} = 43570 + 9730 + 1725 \\ = \underline{55025 \text{ kg}}$$

* Calcul de la contrainte moyenne

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{ab} = \frac{55025}{1575} = \underline{34,94} > \underline{20} \text{ kg/cm}^2$$

donc pas de glissement.

- Condition de non-cheminement

On doit vérifier la condition $H < f N_{\min}$

$$f = 0,12 + \frac{2}{\sigma_m} = 0,12 + \frac{2}{34,94} = \underline{0,177}$$

$$f N_{\min} = 0,177 \times 55025 = \underline{9752,7 \text{ kg}}$$

* Dans le séisme (normal)

$$H = 5000 \text{ kg} < 9752,7 \text{ kg}$$

* Avec le séisme

$$H = 10331 > 9752,7 \text{ kg}$$

donc on aura à prévoir des butées.

- Condition de non-soulèvement

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$$

avec $\beta = 6,56$
 $t = 1,5 \text{ cm}$
 $a = 35 \text{ cm}$
 $G = 8 \text{ kg/cm}^2$

Combinaisons possibles

$$1. \alpha_t = \frac{\varphi_T}{n}$$

$$\alpha_t = \frac{10,79 \cdot 10^{-3}}{4} = \underline{2,7 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \quad \text{et } \sigma_m = \underline{86,79 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\underline{2,7 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} < \frac{3}{6,56} \frac{1,5^2}{35^2} \frac{86,79}{8} = \underline{9,1 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

$$2. \alpha_t = \frac{9,56 \cdot 10^{-3}}{4} = \underline{2,39 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \quad \text{et } \sigma_m = \underline{79,78 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\underline{2,39 \cdot 10^{-3}} < \underline{8,4 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

$$3. \alpha_t = \underline{2,32 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} < \underline{6,6 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

$$4. \alpha_t = \underline{1,95 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} < \underline{3,67 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

$$5. \alpha_t = \underline{2,49 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} < \underline{7 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}$$

donc il n'est pas nécessaire de prévoir un dispositif anti-soulèvement.

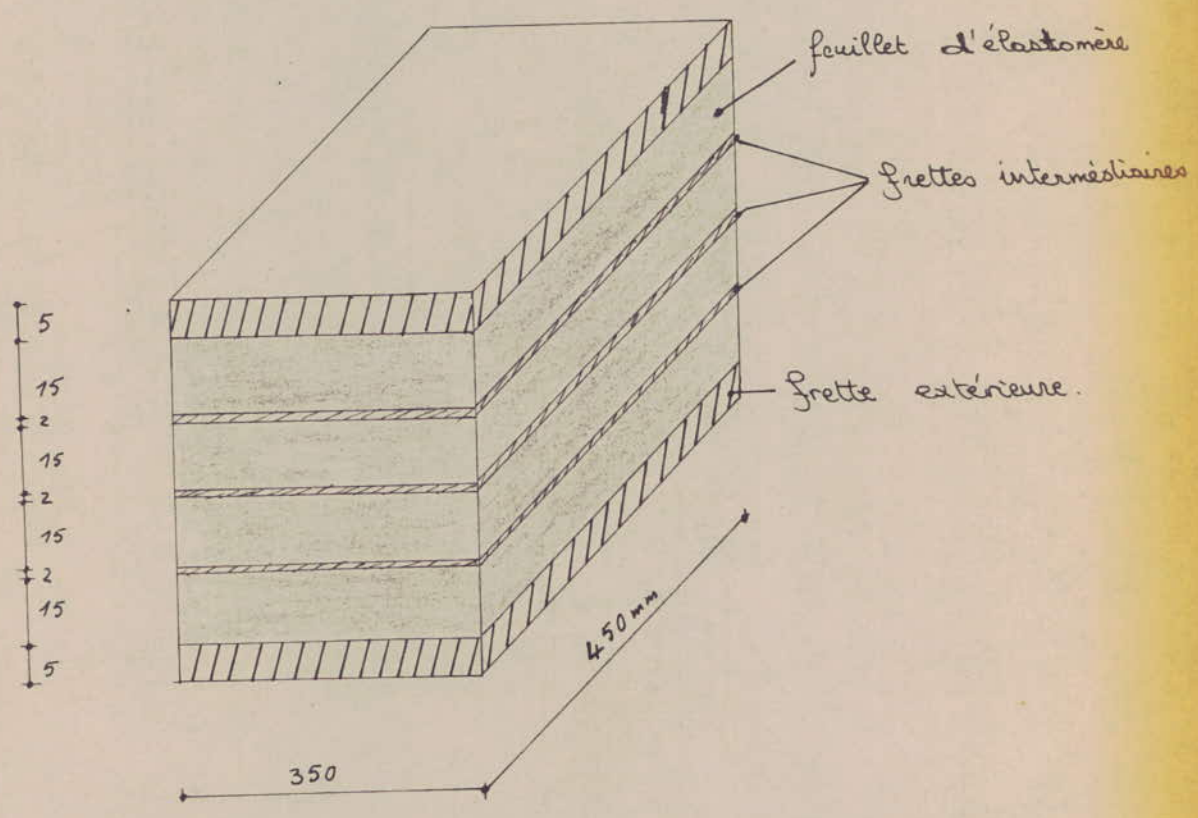
Dimensionnement des frettes

On utilisera des frettes dont l'épaisseur vérifie les conditions suivantes

$$t_1 > \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad \text{et} \quad t_2 \geq 2 \text{ mm}$$

$$t_1 = \frac{35}{6,56} \frac{86,79}{2400} = \underline{0,19 \text{ cm}}$$

donc on choisira des frettes intermédiaires d'épaisseur $e = 2 \text{ mm}$



ΑΙΡΙΚΙΣ

PILE

Introduction

Les appuis ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation, transmettent uniquement des réactions verticales.

• Structure des appuis

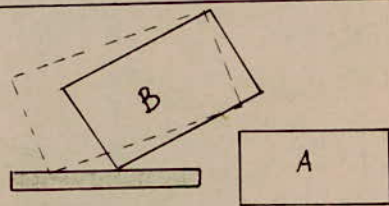
L'appui comporte d'une manière générale, deux parties bien distinctes :

- Une superstructure ou fût sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui dans notre cas constituée par un voile, la superstructure repose éventuellement sur une nervure jouant le rôle de simple sousassement ou d'élément de répartition et de raidissement.
- Une fondation constituée par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé.

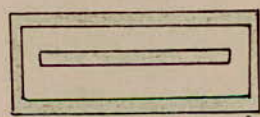
•• Aptitude à résister à un choc éventuel de véhicule lourd

Piles à base de voiles

L'expérience a montré que les piles constituées par des voiles résistent bien à un choc frontal de camion (A), dans le cas où le choc se produit sous un certain angle (B), il y a vraisemblablement redressement du véhicule le long de la paroi constituée par le voile, dont les dommages restent limités. Pour plus de sécurité, on fera un mur de protection autour du voile.



Cas 1



Cas 2

Stabilité de la pile

On considèrera la pile où s'appuient les travées de 30m et de 22m (point de vue efforts).

Poids propre de la pile

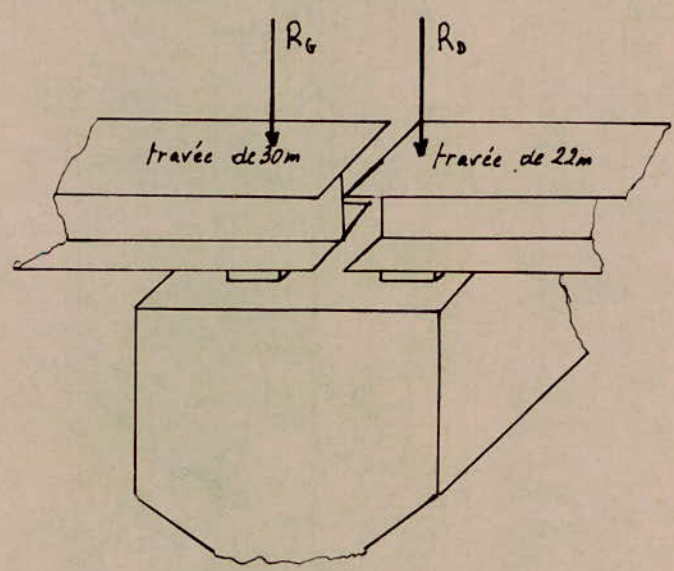
- dés d'appui	$3(0,51 \times 1,60 \times 0,99) \times 2500$	6058,8
- butées parasismiques	$(0,7 \times 2,40 \times 1,30) \times 2500$	5460,0
- Chevêtre	$(0,9 \times 11,00 \times 1,40) \times 2500$	34650,0
- Voile	$(5 \times 10,40 \times 0,80) \times 2500$	104000,0
- Semelle	$(12,40 \times 4 \times 1,00) \times 2500$	124000,0
		<hr/>
		274168,8

Poids propre des 2 tabliers

- tablier de 30 m	10662×30	319860
- tablier de 22 m	10662×22	234564
		<hr/>
		554424

Calcul des réactions pour les 2 tabliers

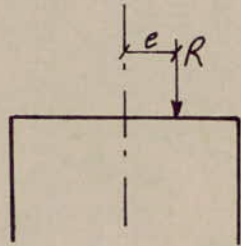
- tablier de 30 m $R_1 = \underline{159930 \text{ kg}}$
- tablier de 22 m $R_2 = \underline{117282 \text{ kg}}$



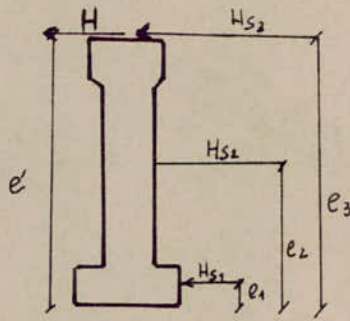
Calcul des surcharges

A cet effet nous dresserons des tableaux pour chacune des travées et les 2 travées chargées en même temps

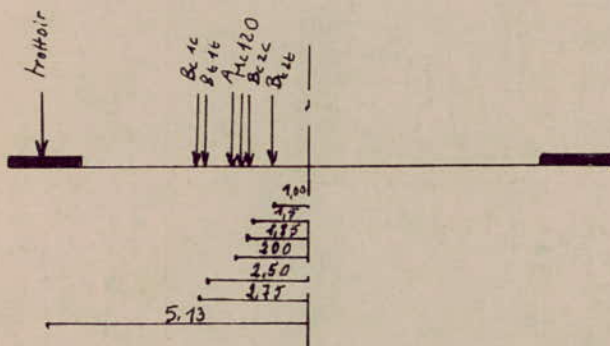
Pour le calcul du moment longitudinal qui est dû à l'excentrement des réactions



Pour le calcul du moment longitudinal à la base dû à l'effort de freinage ou à la force horizontale dû au séisme qui est appliquée au centre de gravité de chaque élément de la pile.



Pour le moment transversal qui est dû à l'excentrement des résultantes.



TRAVEE 22 m chargée

Surcharge	N (t)	H (t)	d (m)	M _t (t.m)	e (m)	e' (m)	M _c (t.m)
A Avoie 2 voies	49,62	—	2,00	99,24	0,38	—	18,86
freinage A	99,24	—	0	0	0,38	—	37,71
B _c A conom. 2 conom.	—	4,8	—	—	—	7,41	35,57
B _c min	40,77	—	2,75	112,12	0,38	—	15,49
freinage B _c	81,54	—	1,50	122,32	0,38	—	30,99
B _t A tandem 2 tandems	2,45	—	2,75	6,74	0,38	—	0,93
Atrott.	—	15	—	—	—	7,41	111,15
Frein.	31,02	—	2,50	77,55	0,38	—	11,79
Mc 120	62,04	—	1,00	62,04	0,38	—	23,57
Atrott.	94,75	—	1,85	175,29	0,38	—	36
Frein.	3,712	—	5,13	19,04	0,38	—	1,41
Atrott.	7,42	—	0	—	0,38	—	2,82

TRAVEE 30m chargée

Surcharge	$N(t)$	$H(t)$	$d(m)$	$M_t(t.m)$	$e(m)$	$e'(m)$	$M_e(t.m)$
A Avoie 2 voies	57,075 111,15	— —	2,00 0	114,15 0	0,38 0,38	— —	21,69 43,38
freinage A	—	5,25	—	—	—	7,41	38,9
Bc Avoie 2 voies	45,90 91,8	— —	2,75 1,50	126,225 137,7	0,38 0,38	— —	17,44 34,88
Bc min	1,8	—	2,75	4,95	0,38	—	0,68
freinage Bc	—	15	—	—	—	7,41	11,15
Bt Atandem 2 tandem	31,28 62,56	— —	2,50 1,00	78,2 62,56	0,38 0,38	— —	11,89 23,77
Mc 120	98,82	—	1,85	182,82	0,38	—	37,55
1 troit.	5,062	—	5,13	25,97	0,38	—	1,92
2 troit	10,125	—	0	0	0,38	—	3,85

les 2 travées chargées

Surcharge	N (t)	H (t)	d (m)	M _t (t.m)	e (m)	e' (m)	M _c (t.m)
A 1 voie	83,21	—	2,00	166,42	—	—	—
2 voies	166,42	—	0	0	—	—	—
freinage A	—	6,72	—	—	—	7,41	49,79
B _c 1 convoi	45,90	—	2,75	126,225	—	—	—
2 convois	110	—	1,50	165	—	—	—
B _c min	1,8	—	2,75	4,95	—	—	—
freinage B _c	—	15	—	—	—	7,41	111,15
B _t 1 train	31,28	—	2,50	78,2	—	—	—
2 trains	62,56	—	1,00	62,56	—	—	—
M _c 120	105,04	—	1,85	194,32	—	—	—
1 trot	8,775	—	5,13	45,02	—	—	—
2 trot	17,55	—	0	0	—	—	—

* Combinaisons possibles (Sollicitations du 1^{er} genre)

1- CP-A-tr-Fr

a) CP + A_{2v,2t} + t_{rott}_{2v,2t} + Fr

. N = 551,38 + 1,2(166,42 + 17,55) = 772,14 t

. Me = 1,2 × 49,79 = 59,75 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_1 = 48,43 \text{ t.m} \\ Mt_1 = 34,99 \text{ t.m} \end{array} \right.$

. Mt = 0

b) CP + A_{1v,2t} + t_{rott}_{1v,2t} + Fr

. N = 551,38 + 1,2(83,21 + 8,775) = 661,76 t

. Me = 1,2 × 49,79 = 59,75 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_1 = 48,43 \text{ t.m} \\ Mt_1 = 34,99 \text{ t.m} \end{array} \right.$

. Mt = 1,2(166,42 + 45,02) = 253,73 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_2 = 148,6 \text{ t.m} \\ Mt_2 = 205,66 \text{ t.m} \end{array} \right.$

Me_T = Me₁ + Me₂
Mt_T = Mt₁ + Mt₂

c) CP + A_{2v,1t} + t_{rott}_{2v,1t} + Fr

. N = 551,38 + 1,2(114,15 + 10,125) = 700,51 t

. Me = 1,2(43,38 + 3,85 + 38,9) = 103,36 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_1 = 83,78 \text{ t.m} \\ Mt_1 = 60,53 \text{ t.m} \end{array} \right.$

. Mt = 0

d) CP + A_{1v,1t} + t_{rott}_{1v,1t} + Fr

. N = 551,38 + 1,2(57,075 + 5,062) = 625,94 t

. Me = 1,2(21,69 + 1,92 + 38,9) = 75,01 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_1 = 60,8 \text{ t.m} \\ Mt_1 = 43,93 \text{ t.m} \end{array} \right.$

. Mt = 1,2(114,15 + 25,97) = 168,14 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_2 = 98,47 \text{ t.m} \\ Mt_2 = 136,29 \text{ t.m} \end{array} \right.$

2-CP-Bc-tr-Fr

$$a) \frac{CP + B_{c_{2v,2t}} + t_{rott_{2v,2t}} + Fr}{}$$

$$\cdot N = 704,44 t$$

$$\cdot M_e = 133,38 t.m \left[\begin{array}{l} M_{e_1} = 108,11 t.m \\ M_{t_1} = 78,12 t.m \end{array} \right.$$

$$\cdot M_t = 198 t.m \left[\begin{array}{l} M_{e_2} = 115,96 t.m \\ M_{t_2} = 160,49 t.m \end{array} \right.$$

$$b) \frac{CP + B_{c_{1v,2t}} + t_{rott_{1v,2t}} + Fr}{}$$

$$\cdot N = 617 t$$

$$\cdot M_e = 133,38 t.m \left[\begin{array}{l} M_{e_1} = 108,11 t.m \\ M_{t_1} = 78,12 t.m \end{array} \right.$$

$$\cdot M_t = 205,49 t.m \left[\begin{array}{l} M_{e_2} = 120,35 t.m \\ M_{t_2} = 166,56 t.m \end{array} \right.$$

$$c) \frac{CP + B_{c_{2v,1t}} + t_{rott_{2v,1t}} + Fr}{}$$

$$\cdot N = 673,69 t$$

$$\cdot M_e = 179,86 t.m \left[\begin{array}{l} M_{e_1} = 145,79 t.m \\ M_{t_1} = 105,34 t.m \end{array} \right.$$

$$\cdot M_t = 165,24 t.m \left[\begin{array}{l} M_{e_2} = 96,77 t.m \\ M_{t_2} = 133,94 t.m \end{array} \right.$$

$$d) \frac{CP + B_{c_{1v,1t}} + t_{rott_{1v,1t}} + Fr}{}$$

$$\cdot N = 612,53 t$$

$$\cdot M_e = 156,61 t.m \left[\begin{array}{l} M_{e_1} = 126,94 t.m \\ M_{t_1} = 91,72 t.m \end{array} \right.$$

$$\cdot M_t = 182,63 t.m \left[\begin{array}{l} M_{e_2} = 106,96 t.m \\ M_{t_2} = 148,03 t.m \end{array} \right.$$

3- CP + B_t - tr - Fr

a) CP + B_{t_{2v,2t}} + tr_{2v,2t} + Fr

• N = 647,51 t

• M_l = 133,38 t.m $\left[\begin{array}{l} M_{l_1} = 108,11 \text{ t.m} \\ M_{t_1} = 78,12 \text{ t.m} \end{array} \right.$

• M_t = 75,07 t.m $\left[\begin{array}{l} M_{l_2} = 43,97 \text{ t.m} \\ M_{t_2} = 60,85 \text{ t.m} \end{array} \right.$

b) CP + B_{t_{1v,2t}} + tr_{1v,2t} + Fr

• N = 599,45 t

• M_l = 133,38 t.m $\left[\begin{array}{l} M_{l_1} = 108,11 \text{ t.m} \\ M_{t_1} = 78,12 \text{ t.m} \end{array} \right.$

• M_t = 147,86 t.m $\left[\begin{array}{l} M_{l_2} = 86,6 \text{ t.m} \\ M_{t_2} = 119,85 \text{ t.m} \end{array} \right.$

c) CP + B_{t_{2v,1t}} + tr_{2v,1t} + Fr

• N = 638,6 t

• M_l = 166,52 t.m $\left[\begin{array}{l} M_{l_1} = 134,97 \text{ t.m} \\ M_{t_1} = 97,52 \text{ t.m} \end{array} \right.$

• M_t = 75,07 t.m $\left[\begin{array}{l} M_{l_2} = 43,97 \text{ t.m} \\ M_{t_2} = 60,85 \text{ t.m} \end{array} \right.$

d) CP + B_{t_{1v,1t}} + tr_{1v,1t} + Fr

• N = 595 t

• M_l = 149,95 t.m $\left[\begin{array}{l} M_{l_1} = 121,54 \text{ t.m} \\ M_{t_1} = 87,82 \text{ t.m} \end{array} \right.$

• M_t = 125 t.m $\left[\begin{array}{l} M_{l_2} = 73,21 \text{ t.m} \\ M_{t_2} = 101,32 \text{ t.m} \end{array} \right.$

4- CP - Mc 120 - tr

a) CP + Mc 120_{2t} + tr_{2v, 2t}

N = 698,5 t

Me = 0

Mt = 233,18 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_2 = 136,56 \text{ t.m} \\ Mt_2 = 189 \end{array} \right.$

b) CP + Mc 120_{2t} + tr_{1v, 2t}

N = 687,96 t

Me = 0

Mt = 287,21 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_2 = 168,21 \text{ t.m} \\ Mt_2 = 232,8 \text{ t.m} \end{array} \right.$

c) CP + Mc 120_{1t} + tr_{2v, 1t}

N = 682,11 t

Me = 49,68 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_1 = 40,27 \text{ t.m} \\ Mt_1 = 29,1 \text{ t.m} \end{array} \right.$

Mt = 219,38 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_2 = 128,48 \text{ t.m} \\ Mt_2 = 177,82 \text{ t.m} \end{array} \right.$

d) CP + Mc 120_{1t} + tr_{1v, 1t}

N = 676 t

Me = 47,36 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_1 = 38,33 \text{ t.m} \\ Mt_1 = 27,74 \text{ t.m} \end{array} \right.$

Mt = 250,55 t.m $\left[\begin{array}{l} Me_2 = 146,74 \text{ t.m} \\ Mt_2 = 203,08 \text{ t.m} \end{array} \right.$

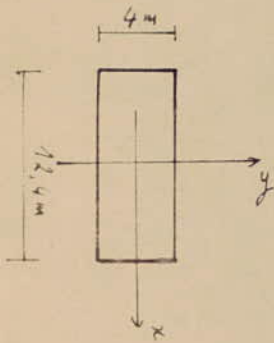
5-CP-Bc-tr-Fr

a)

$N = 565,69 t$

$M_e = 138,82 t.m$ $\left\{ \begin{array}{l} M_{e1} = 112,52 t.m \\ M_{e2} = 81,3 t.m \end{array} \right.$

$M_t = 5,94 t.m$ $\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} = 3,48 t.m \\ M_{t2} = 4,81 t.m \end{array} \right.$



$I_x = \frac{12,4 \times 4^3}{12}$

$W_x = \frac{I_x}{V_x} = 33,07 \text{ cm}^3$

$I_y = \frac{4 \times 12,4^3}{12}$

$W_y = 102,52 \text{ cm}^3$

$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_e}{W_x} + \frac{M_t}{W_y}$

$\sigma_0 = 2,5 \text{ kg/cm}^2$

σ_{min}	σ_{max}		
1,38	1,74	a	1
0,5	2,16	b	
1,1	1,73	c	
0,6	1,92	d	
0,51	2,33	a	2
0,31	2,17	b	
0,39	2,32	c	
0,29	2,18	d	
0,71	1,9	a	3
0,43	1,99	b	
0,59	1,98	c	
0,43	1,97	d	
0,81	2	a	4
0,71	2,06	b	
0,66	2,09	c	
0,58	2,15	d	
0,71	1,57	a	5

* Calcul de H

$$H_{s1} = 124 \times 0,0875 = 10,85 \text{ t}$$

$$H_{s2} = 13,14 \text{ t}$$

$$H_{s3} = 277,12 \times 0,0875 = 24,26 \text{ t}$$

$$M_{e1} = 10,85 \times 0,5 = 5,42 \text{ t.m}$$

$$M_{e2} = 13,14 \times 4,3 = 56,5 \text{ t.m}$$

$$M_{e3} = 24,26 \times 7,41 = 179,74 \text{ t.m}$$

$$M_e = M_{e1} + M_{e2} + M_{e3} = 241,66 \text{ t.m}$$

* Calcul de V

$$V = \pm 2S (G_v + 0,5 P_v) = \pm 2 \times 0,0875 (551,38 + 0,5 \times 183,97)$$

$$= \pm 112,6 \text{ t}$$

$$P_v = 166,42 + 17,55 = 183,97 \text{ t}$$

$$1^* CP + A_{20,2t} + t_{r_{20,2t}} + Fr + Si$$

$$N = \begin{bmatrix} 847,95 \text{ t} \\ 622,75 \text{ t} \end{bmatrix}$$

$$M_e = 291,45 \text{ t.m} \left[\begin{array}{l} M_{e1} = 236,24 \text{ t.m} \\ M_{e2} = 170,69 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 0$$

$$2^* CP + B_{c_{20,2t}} + t_{r_{20,2t}} + Fr + Si$$

$$N = \begin{bmatrix} 786,58 \text{ t} \\ 571,28 \text{ t} \end{bmatrix}$$

$$M_e = 352,81 \text{ t.m} \left[\begin{array}{l} M_{e1} = 285,97 \text{ t.m} \\ M_{e2} = 206,63 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$M_t = 165 \text{ t.m} \left[\begin{array}{l} M_{t1} = 96,63 \text{ t.m} \\ M_{t2} = 133,74 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

	1	2
σ_{max}	2,59	3,07
σ_{min}	0,37	-0,34

$$\sigma_a = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la pile au séisme

L'ouvrage se situe dans une zone sismique, on est amené à vérifier la stabilité sous l'effet du séisme.

* Caractère général des règles de calcul

Les effets du séisme sont assimilés à des forces d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur des forces de pesanteur (Charge permanente et surcharge)

La considération des sollicitations tenant compte du séisme a le caractère d'une vérification à la rupture c'est à dire que ces sollicitations ne doivent pas épuiser la résistance à rupture des éléments de la structure.

* Effet du séisme dans les ponts

Les ponts comportent deux éléments structuraux bien distincts : le tablier et les appuis

Dans les tabliers, les effets du séisme sont en général négligeable par contre dans les appuis ils sont très importants c'est pourquoi on est même à vérifier la stabilité des appuis.

* Efforts dus au séisme

- Composante horizontale

Pour un élément déterminé de la construction cette composante de direction horizontal quelconque, appliquée au centre de gravité du dit élément sera égale à

$$H = S G_v$$

où

G_v charges permanente
 S coefficient sismique
 $S = S_1 S_2 S_3$

S_1 coefficient de zone qui, jusqu'à 10m de hauteur au-dessus du sol, sera pris égal à 0,07

S_2 coefficient de terrain dépendant des conditions de fondations
 $S_2 = 1$ cas courants

S_3 coefficient de profondeur de fondation pris égal à 1,25

d'où

$$S = S_1 \times S_2 \times S_3 = 0,07 \times 1 \times 1,25 = 0,0875$$

→ Composante verticale.

$$V = \pm 2S (G_v + 0,5P_v)$$

G_v composante verticale de la charge permanente

P_v Composante verticale de la surcharge

* Sollicitation tenant compte du séisme

La stabilité sera vérifiée sous l'effet de la sollicitation du second genre (article 7.6 CCBA68)

$$S_2 = (G) + (P) + (T) + (S_i)$$

G charge permanente
 P Surcharge
 T température et retrait
 S_i Séisme

* Stabilité des ouvrages

la contrainte sera le double de la contrainte normalement admissible.

$$\bar{\sigma}'_s = 2 \bar{\sigma}_s = 5 \text{ bars}$$

Remarque:

* Dans le cas de fondations superficielles, on peut admettre des décollements sous les semelles. Il convient dans ce cas là de vérifier seulement que la contrainte maximale obtenue, dans l'hypothèse du diagramme triangulaire des contraintes, est inférieure à la valeur maximale.

Nous limiterons qu'aux cas défavorables.

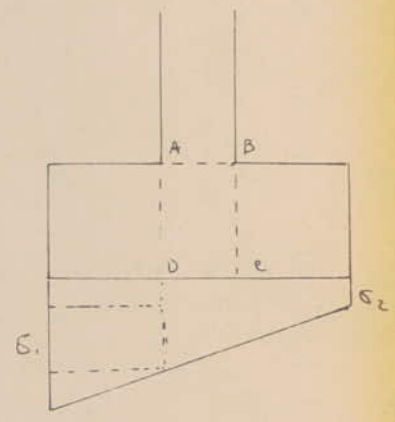
FERRAILLAGE

* Ferraillage de la semelle

* Ferraillage transversal

On considère que la semelle travaille en console, encastree dans la partie ABCD

$$\sigma_1 = 2,33 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_2 = 0,51 \text{ kg/cm}^2$$



$$M_{d1} = 0,51 \times 160 \times 100 \times \frac{160}{2}$$
$$= 6,5 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$M_{d2} = 1,456 \times 160 \times 100 \times \frac{160}{2}$$
$$= 18,64 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_d = 320 \times \frac{1,82}{400} = 1,456$$

$$M_{d3} = \frac{1}{2} \times 0,364 \times 160 \times 100 \times \frac{2}{3} \times 160 = 3,1 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$M_d = M_{d1} + M_{d2} + M_{d3} = 28,24 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

d'où un moment de 28,24 . t.m/ml

$$h = 100 - 10 = 90 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{2800 \times 100 \times (90)^2} = 0,0187$$

d'où $K = 68$
 $E = 0,9398$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{68} = 41,18 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \times E \times h} = \frac{28,24 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9398 \times 90} = 11,92 \text{ cm}^2$$

soit 5T20

pour les armatures transversales supérieures on a 5T10

Dans le sens longitudinal on disposera des armatures de répartition

$$\frac{A_t}{4} \leq A_n \leq \frac{A_c}{3}$$

longitudinal supérieure 5T10/ml

longitudinal inférieure 5T12/ml

* Ferraillage du voile

Le voile sera ferraillé sous la combinaison suivante:

$$CP + B_{\min} + tr + Fr$$

c'est à dire on aura un effort minimal N_{\min} et un effort max

** Efforts à la base du voile

pois du tablier	277,212
Dés d'appui	6,06
Chevêtre	34,65
Voile	104

Effort normal $N = 430,16 \text{ t}$

Effort normal par/ml $N = 41,36 \text{ t/ml}$

Moment max 116 t.m
Moment /ml 11 t.m/ml

Le voile n'étant pas très sollicité nous choisissons une section d'armatures 5T14 = 7,69 cm²

et on vérifiera les contraintes sur machine programmable qui donnera les valeurs comme suit.

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 21 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a &= 265 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

* Vérification de la condition de non-fragilité

$$A/bh = 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 400 \text{ cm}$$

$$h = 77,5$$

$$\text{d'où } A = 7,46 \text{ cm}^2 \quad \text{donc c'est vérifié}$$

* Renforcement du ferrailage au niveau du Châssis

Les dés sur lesquels repose l'appareil d'appui sont grettés et aussi on renforce le sommet jusqu'à une hauteur de 60 cm.

La nappe de barres ajoutée pour le sommet est donnée par la formule (SETRA PILE 13)

$$A = 0,25 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} \quad R_{max} = \text{réaction maximale transmise par la poutre la plus sollicitée}$$

$$R_{max} = 43570 + 9730 + 83400 = 136700 \text{ kg}$$

$$A = 0,25 \frac{136700}{2800} = 12,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T20}$$

Sur une hauteur égale à la moitié de l'entreaxe de poutres on mettra une section d'acier pour les fissures

$$A_n = 0,125 \frac{R_{max}}{2800} = 6,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ T10}$$

Au niveau de l'emplacement des nervures et des dés on renforce par des grettes sup $\phi 8$ et des grettes inf $\phi 8$.

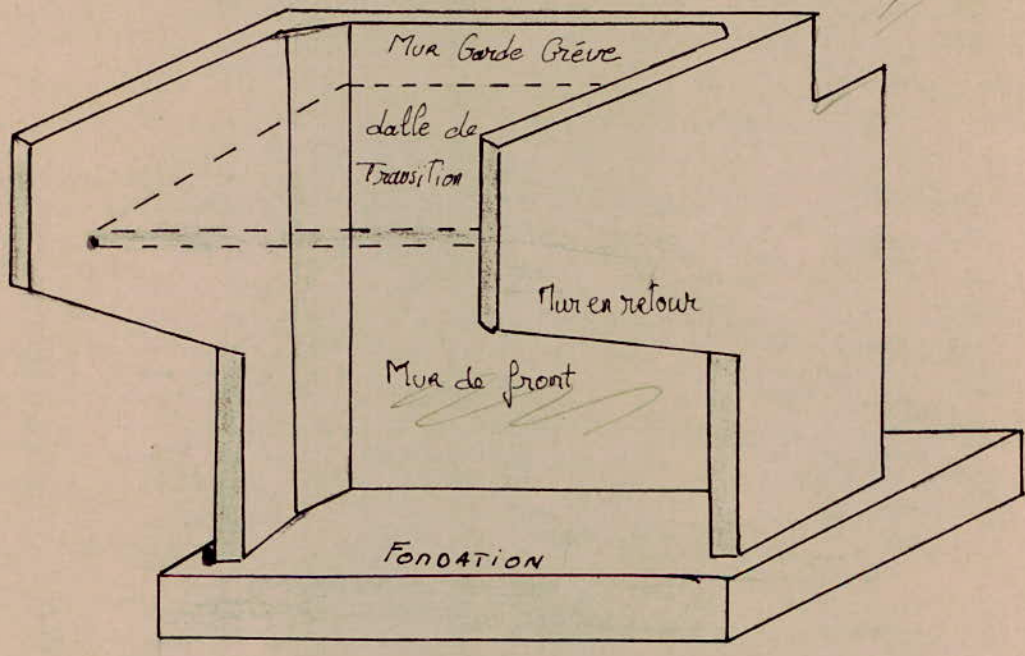
C'ILEE

DEFINITION

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage à la route
 Les culées jouent un double rôle : supporter les réactions du tablier
 soutènement des terres

La culée type est constituée par les éléments suivants

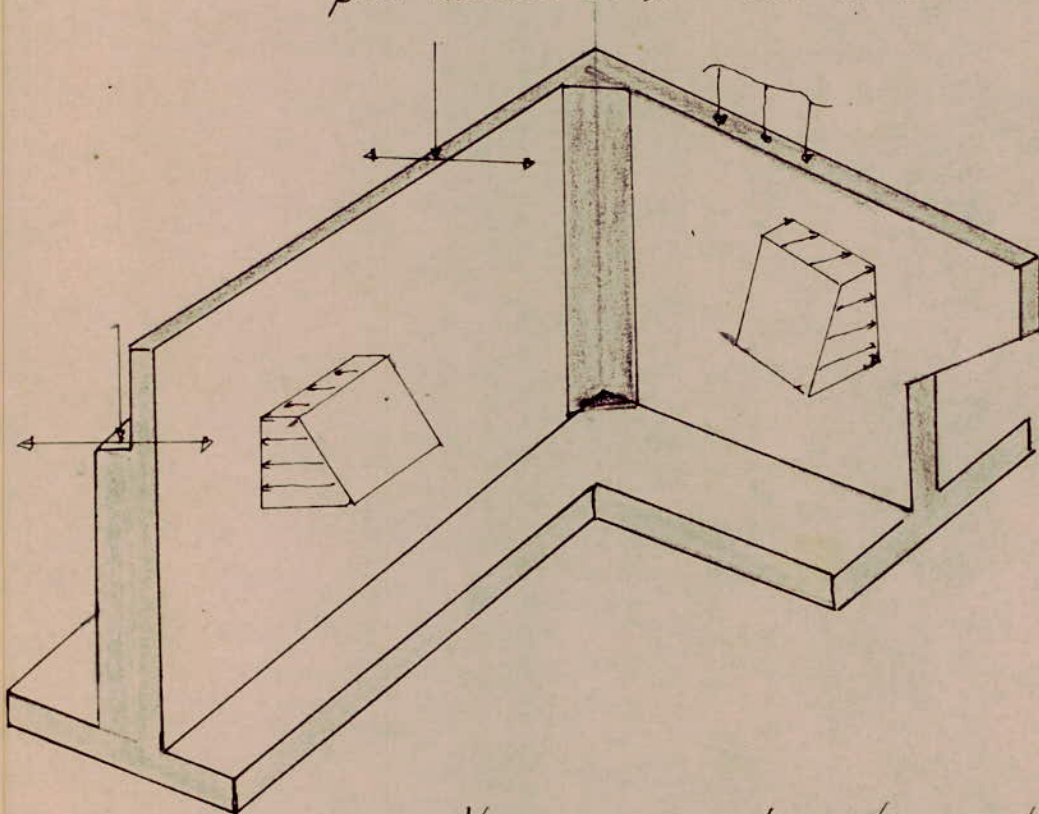
- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier et qui soutient les terres
- Deux murs en retour (ou en aile) dont le rôle est d'assurer le soutènement des terres des remblais
- un mur garde grève destiné à isoler le tablier du remblais
- le tout est fondé sur une semelle assez grande pour assurer la meilleure stabilité possible
- Une dalle de transition qui d'un côté repose sur le corbeau et de l'autre côté sur les terres sèches (non remblais) pour éviter les effets de tassement de remblai très désagréables pour le conducteur



Conception

Pour l'échangeur du CW 13 (quatre chemins 084) on a affaire à 2 ponts jumelés de largeur totale sur culée (biaise) 32,084 m

- 1- On doit réaliser une culée commune pour les 2 ponts avec un voile frontal de 28.85 sur une hauteur de 6,5 m
Le coulage d'un tel mur nécessiterait des moyens de coffrage assez importants et qui risquent d'entraver les travaux par d'autres chantiers moins importants c'est aussi que nous avons décidé de doter notre culée d'un joint au milieu du mur frontal
- 2- Vu la hauteur des murs (frontal + garde greve) 8.7 m donc on aura une force due à la poussée des terres assez importante qui va s'exercer sur la culée et qui risque de la renverser on a préféré augmenter la stabilité (Moment stabilisant) en joignant un décrochement arrière à la pelle, et aussi pour assurer la stabilité du mur en retour



Vue en perspective d'une demi culée

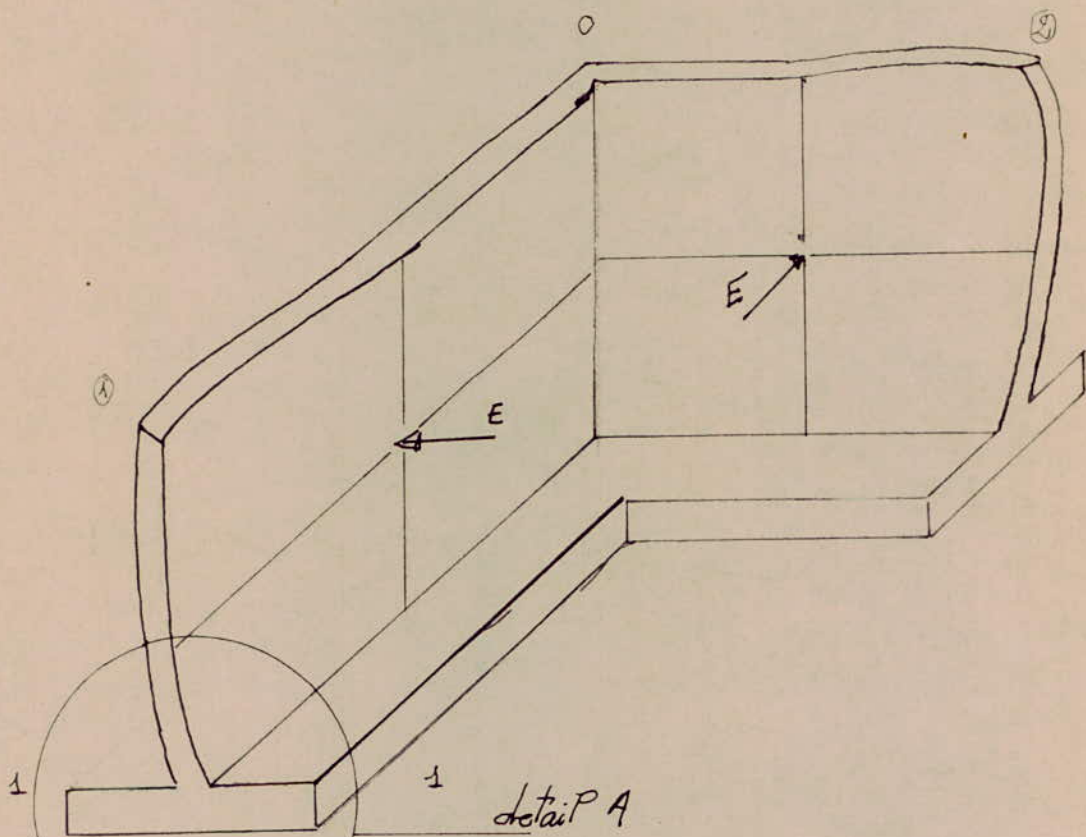
Les murs sont munis de Barbacannes pour assurer le drainage derrière la culée

Mode de travail

Les murs de la calée sont doublement encastres

- Le mur frontal encasté au mur en retour à la semelle avant
- Le mur en retour encasté au mur frontal à la semelle arrière.

Un gousset est prévu pour assurer un bon raccordement des deux murs qui peuvent tourner l'un par rapport à l'autre autour d'un axe vertical passant par l'arête commune.

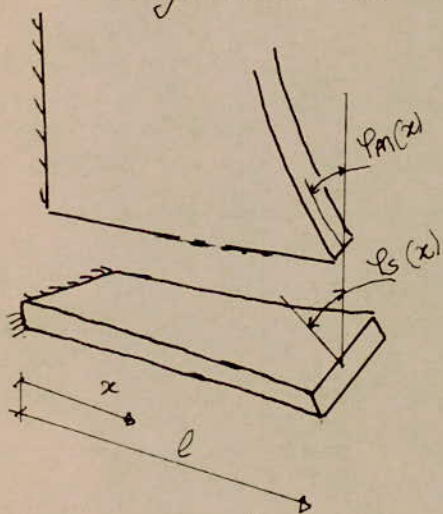


Sous l'effet des forces horizontales (poussée, freinage, Seisme) - les voiles auront tendance à se déformer dans le sens de la force appliquée. Mais vu que les murs sont encastres l'un par rapport à l'autre on aura les coins ① et ② libres des β voiles qui vont se déformer beaucoup plus que tout les autres coins. Et ce mode de travail nous a conduit à concevoir la semelle de manière à éviter ou (ne peut ce) du moins diminuer la torsion de la semelle au niveau 1-1.

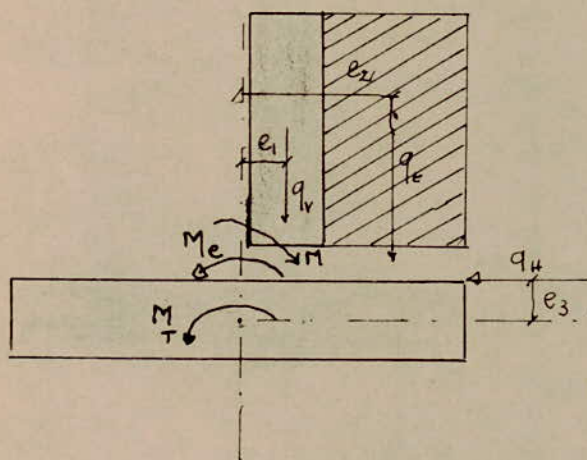
En effet la poutelle étant un poutre élastique sous l'effet des moments transmis par la superstructure (forces horizontales) va présenter une torsion autour de son centre de gravité et comme le mur est encastré à la poutelle celui-ci va aussi faire une rotation d'un certain angle α (à la verticale) mais comme le mur est encastré au N.A d'un côté et libre de l'autre côté donc une zone qui peut tourner facilement (à la verticale) et une autre avec une torsion nulle. Et ceci risque de créer des contraintes parasites.

Pour diminuer la torsion de la poutelle (à son centre de gravité) on est obligé de concevoir une poutelle de telle manière que le centre de gravité de cette dernière soit décalé vers la gauche par rapport au centre de gravité du mur qu'elle porte.

La déformation de la poutelle et du mur est variable sur toute la longueur du mur. Les points extrêmes (libres) présentent la plus grande déformation.



détail de déformation poutelle-mur



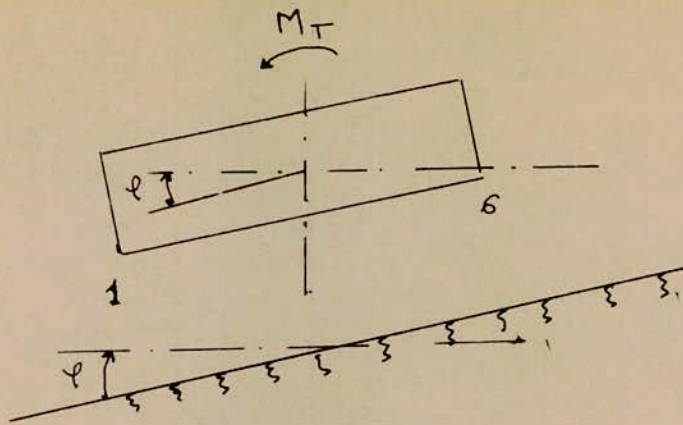
M_e : moment d'encastrement transmis par le mur.

M_T : moment de torsion de la poutelle.

M : moment dû à l'excentricité.

$$M = -q_v e_1 - q_h e_2 + q_h e_3$$

$$M_T = M_e + M$$



Sous l'effet de la torsion de la Sewelle dans la zone libre on risque d'avoir une augmentation de la contrainte au point 1 et une diminution au point 6

Prédimensionnement

le dimensionnement des voites a été fait à l'aide des documents SETRA qui préconisent une épaisseur de

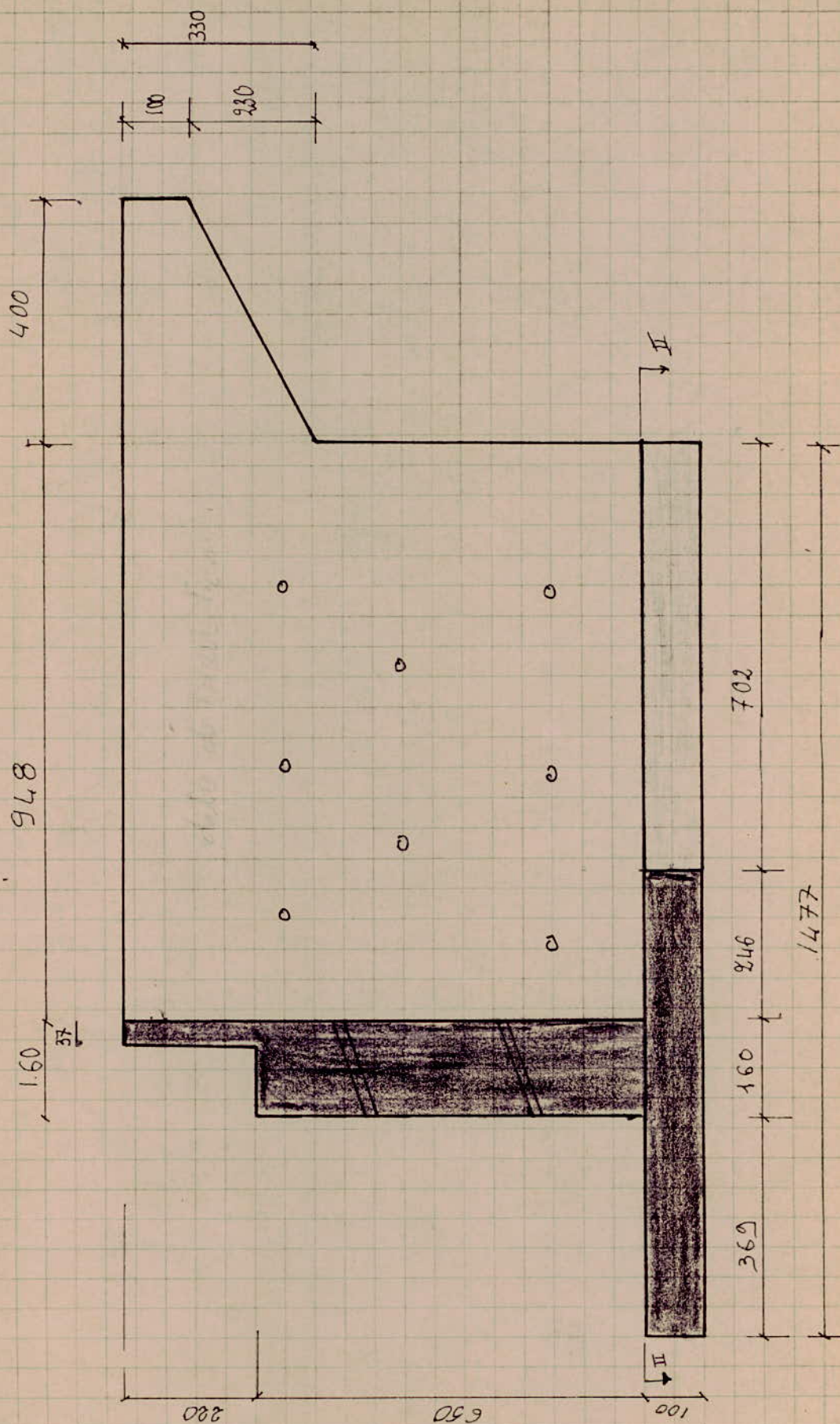
- garde greve: 0,3 m.
- mur frontal: 0,4 - 0,8 m on a pris une épaisseur de 1 m vu l'importance de l'ouvrage, la hauteur des murs (moment d'encastrement important) et surtout les conditions de réalisation sur chantier: absence de main d'œuvre qualifiée, matériaux de construction.
- mur en rebord: épaisseur 1 m. (idem mur frontal).
- Sewelle: la longueur de la Sewelle est dictée par les dimensions du pont (longueur du pont) longueur de 6 m avec une hauteur de 1 m

Remarque: 1) le patin avant de la Sewelle sera plus important que patin arrière pour diminuer la torsion à l'extrémité libre

2)

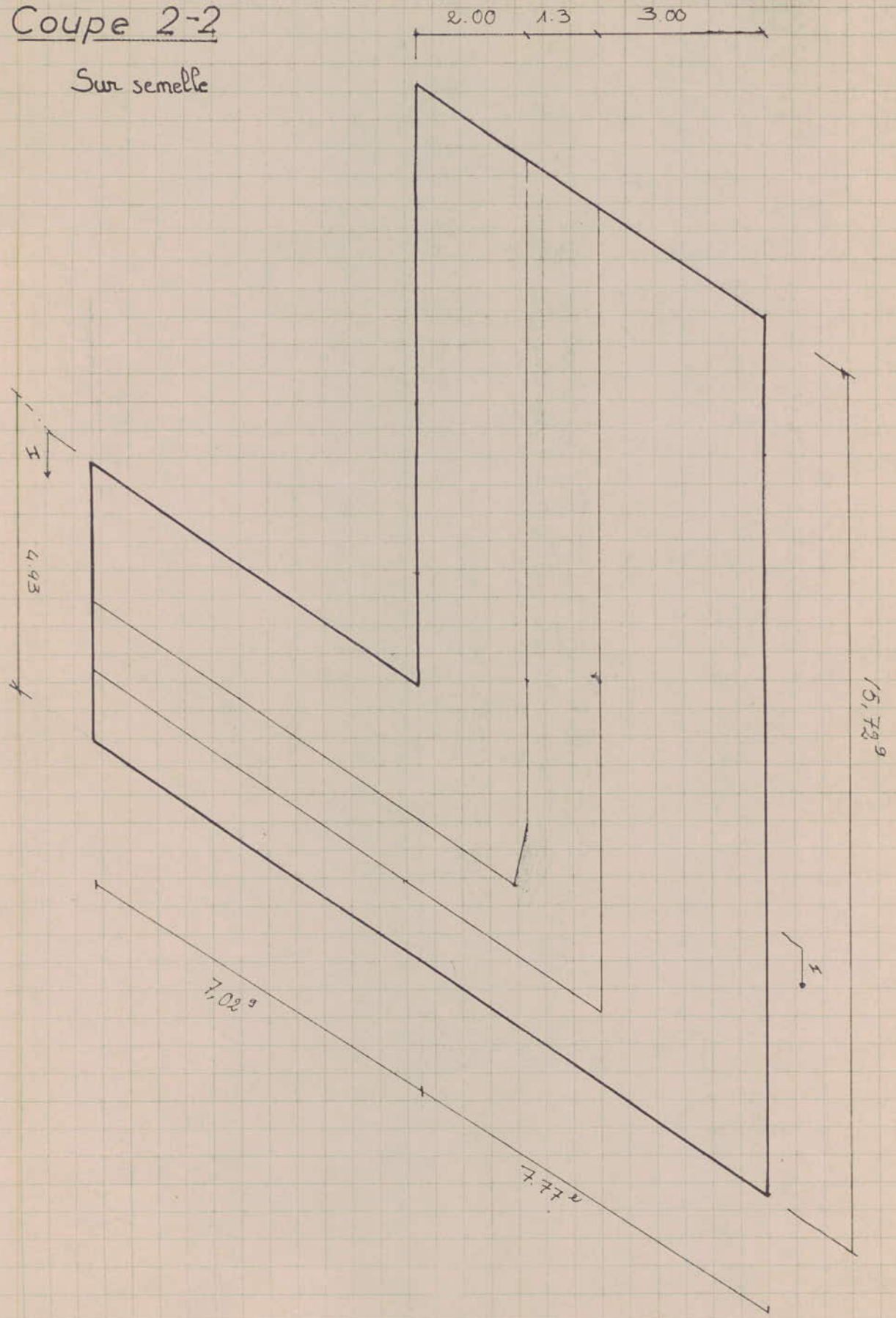
Pour les dimensions finales de la culée voir schéma

COUPE BIAISE II



Coupe 2-2

Sur semelle



Differentes Etapes D'Etude

- ① Verification de la stabilité de la culée sous les sollicitations du 1^{er} genre $G + 1.2 P$ et du 2^o genre $G + P + SI$

Comme la culée est biaise et dissymétrique on détermine le centre de gravité de la surface plane de la scuelle puis les axes principaux d'inertie

Comme la culée présente deux axes de renversement on étudiera la stabilité en flexion déviée composée par rapport aux axes principaux d'inertie

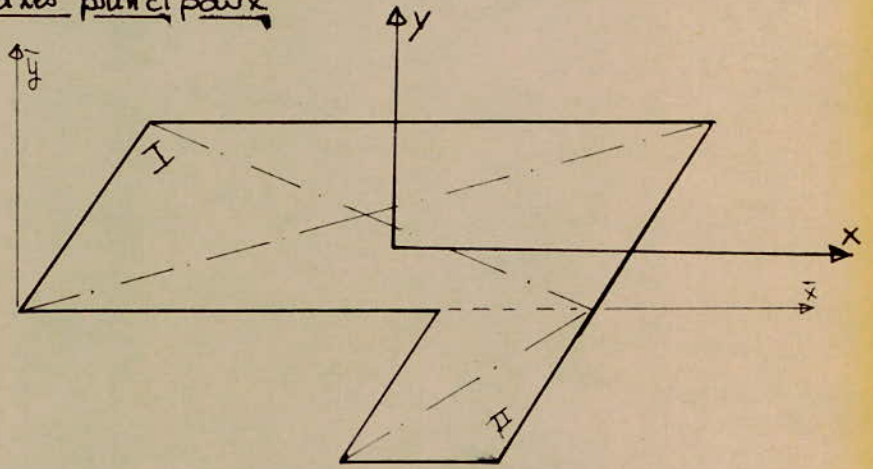
- ② Détermination des efforts agissants sur les murs.
- Mur en retour.
 - " frontal
 - " garde greve

Pour cela on utilisera une méthode graphique trouvée dans le livre de Messieurs: Eibl, Iványi, Schambeck
"Berechnung Kastenförmiger Brückenwiderlager"

- ③ Ferraillage des différents éléments

① STABILITE

①-1 Détermination des caractéristiques géométriques et axes principaux



Élément I

$$A_1 = 99,1 \text{ m}^2 \quad \bar{x}_1 = 10,139 \text{ m} \quad \bar{y}_1 = 3,15 \text{ m}$$

Élément II

$$A_2 = 23,2 \text{ m}^2 \quad \bar{x}_2 = 11,203 \text{ m} \quad \bar{y}_2 = -2,857 \text{ m}$$

$$A_1 + A_2 = 127,3 \text{ m}^2$$

détermination du centre de gravité de la section totale.

$$\bar{x}_G = \frac{99,1 \cdot 10,139 + 23,2 \cdot 11,203}{127,3} = 10,37 \text{ m}$$

$$\bar{y}_G = \frac{99,1 \cdot 3,15 - 23,2 \cdot 2,857}{127,3} = 1,82 \text{ m}$$

$$\bar{x}_G = 10,37$$

$$\bar{y}_G = 1,82$$

Calcul des inerties

Element I

$$I_{x_1} = \frac{bh^3}{12} + A_1 d^2$$

$$I_x = 505,71 \text{ m}^4$$

$$b = 15,729 \text{ m}$$

$$h = 6,300 \text{ m}$$

$$A_1 = 99,100 \text{ m}^2$$

$$d = 1,34 \text{ m}$$

$$I_{y_1} = \frac{hb^3}{12} + A_1 l^2$$

$$I_y = 2048,65 \text{ m}^4$$

$$h = 6,300 \text{ m}$$

$$b = 15,729 \text{ m}$$

$$A_1 = 99,100 \text{ m}^2$$

$$l = 0,231 \text{ m}$$

$$I_{xy} = A_1 d \cdot l$$

$$I_{xy} = 30,67 \text{ m}^4$$

$$A_1 = 99,100 \text{ m}^2$$

$$d = 1,34 \text{ m}$$

$$l = 0,234 \text{ m}$$

Element II

$$I_{x_2} = \frac{bh^3}{12} + A_2 d^2$$

$$I_x = 609,26 \text{ m}^4$$

$$b = 4,93 \text{ m}$$

$$h = 5,71 \text{ m}$$

$$A_2 = 28,2 \text{ m}^2$$

$$d = -4,67 \text{ m}$$

$$I_{y_2} = \frac{hb^3}{12} + A_2 l^2$$

$$I_y = 88,98 \text{ m}^4$$

$$h = 5,71 \text{ m}$$

$$b = 4,93 \text{ m}$$

$$A_2 = 28,2 \text{ m}^2$$

$$l = 1,064 \text{ m}$$

$$I_{xy_2} = A_2 l \cdot d$$

$$I_{xy} = -140,03 \text{ m}^4$$

$$A_2 = 28,2 \text{ m}^2$$

$$l = 1,06 \text{ m}$$

$$d = -4,67 \text{ m}$$

Section totale:

$$I_x = I_{x_1} + I_{x_2} = 505,71 + 609,26 = 1114,9 \text{ m}^4$$

$$I_y = I_{y_1} + I_{y_2} = 2048,6 + 88,98 = 2137,6 \text{ m}^4$$

$$I_{xy} = 30,67 - 140,03 = -109,35 \text{ m}^4$$

$I_x = 1114,9 \text{ m}^4$	$I_y = 2137,6 \text{ m}^4$	$I_{xy} = -109,35$
----------------------------	----------------------------	--------------------

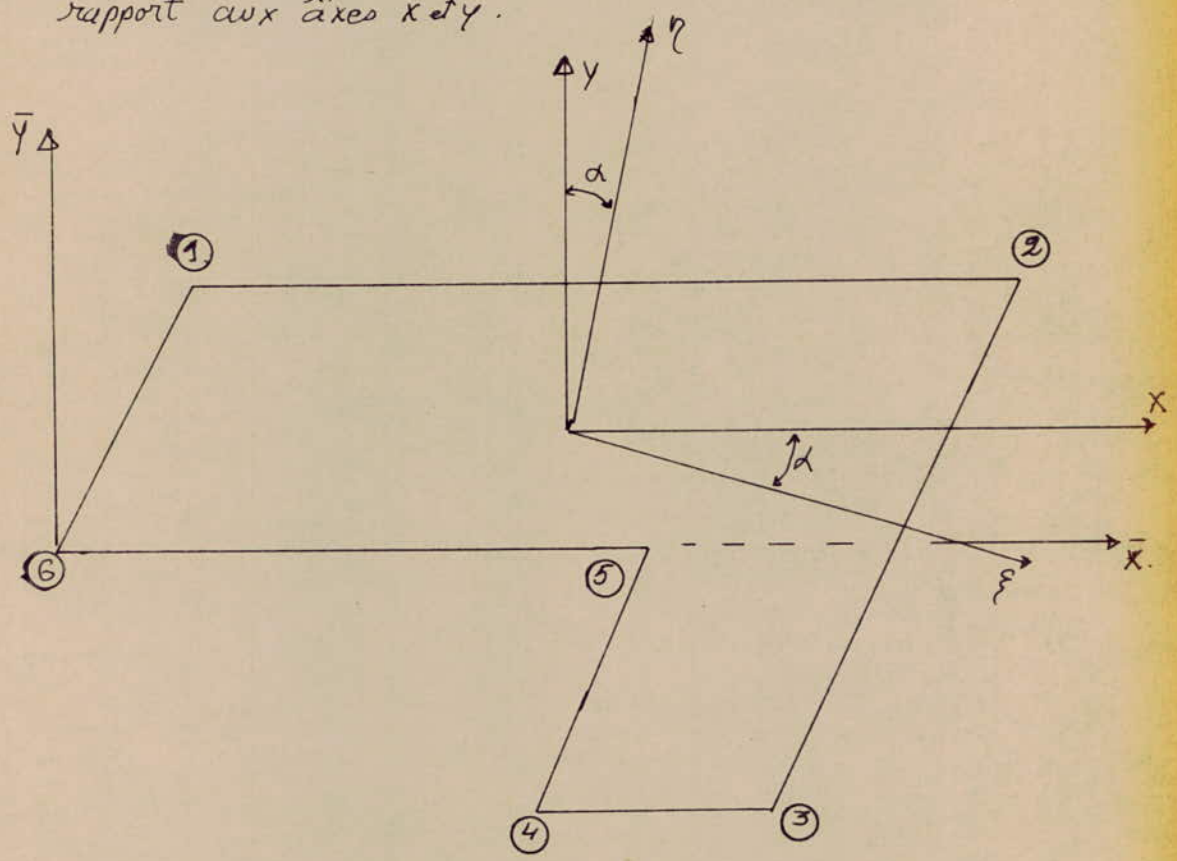
determination des axes principaux d'inertie

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2 I_{xy}}{I_y - I_x} = -0,2138$$

$$2\alpha = -12,07$$

$$\alpha = -6,035^\circ$$

Les axes principaux ξ et η seront décalés de $6,035^\circ$ par rapport aux axes x et y .



Pour la verification de la stabilité on calculera les contraintes sur les 6 coins (voir schéma ci-dessus) par rapport aux axes principaux d'inertie η et ξ en flexion composée déviée

$$\sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{M_\eta}{W_{\eta i}} + \frac{M_\xi}{W_{\xi i}}$$

Pour cela on suit les étapes suivantes:

1 - On détermine les coordonnées du point i - (x_i, y_i) .

2 - On détermine les coordonnées du point i (ξ_i, η_i) par rapport aux axes principaux d'inertie à l'aide des formules de transformation suivantes

$$\begin{aligned}\xi_i &= x \cos \alpha - y \sin \alpha \\ \eta_i &= y \cos \alpha + x \sin \alpha\end{aligned}$$

3. On les moments d'inertie par rapport aux axes principaux d'inertie

$$\begin{aligned}I_\xi &= I_x \cos^2 \alpha + I_y \sin^2 \alpha - I_{xy} \sin 2\alpha \\ I_\eta &= I_x \sin^2 \alpha + I_y \cos^2 \alpha + I_{xy} \sin 2\alpha\end{aligned}$$

4. On calcul les W_{η_i} et W_{ξ_i}

$$W_{\xi_i} = \frac{I_\xi}{\eta_i} \quad W_{\eta_i} = \frac{I_\eta}{\xi_i}$$

5. On calcul N , M_x , M_y pour les différentes combinaisons du 1^{er} genre et 2^{er} genre.

6. On projette les moments M_x et M_y sur les axes principaux η , ξ

$$\begin{aligned}M_\xi &= M_x \cos \alpha + M_y \sin \alpha \\ M_\eta &= M_y \cos \alpha - M_x \sin \alpha\end{aligned}$$

Calcul de I_η et I_ξ .

$$I_\eta = 1114,97 \sin^2(6,03) + 2137,63 \cos^2(6,03) + 109 \sin(2 \cdot 6,03)$$

$$I_\xi = 1114,97 \cos^2(6,03) + 2137,63 \sin^2(6,03) - 109 \sin(2 \cdot 6,03)$$

$$I_\xi = 1103,38$$

$$I_\eta = 2149,21$$

Tableau recapitulatif

no du point	x_m	y_m	ξ_m	η_m	$W_{\xi_m^3}$	$W_{\eta_m^3}$
1	-5,86	+4,53	-6,29	4,027	273,99	-341,68
2	+3,88	+4,53	3,38	4,91	224,72	635,86
3	1,20	-7,83	2,01	-7,65	-144,23	+1069,25
4	-3,71	-7,83	-2,86	-8,27	-135,05	-751,47
5	+0,83	-1,70	1,00	-1,60	-689,61	+2149,21
6	-10,40	-1,70	-10,16	-2,78	-396,89	-211,53

① 2 Charges agissants sur la culée

Voire Tableaux recapitulatifs.

Remarque: Les surcharges sont pondérées

Le rapport de sol qui nous a été délivré nous relève que le sol à une profondeur de 10m profondeur se repose sur une peupelle est constituée de galets calcaires et sables grossiers sols assez résistants d'une contrainte admissible de l'ordre de 3 à 4 bars nous prenons un $\bar{\sigma}_s = 2,5$ bars pour vérifier les contraintes sous la peupelle.

Pour ce qui concerne les poussées exercées sur le mur on a un coef de poussée $K \neq 1$ sur la longueur de mur car sur une extrémité le mur est encasturé à l'autre mur, ce qui empêche tout déplacement de plus en les dimensions des murs (épaisseur 30) on peut supposer que les déplacements sont nuls et considérer les terres de remblais au repos. Ne connaissant pas la nature du remblais qui sera utilisé nous avons opté pour un coef de poussée $K_0 = 0,5$ pour rester dans la sécurité.

NB: les faces de la culée seront recouvertes d'une couche de goudron pour assurer les murs contre l'infiltration de l'eau et diminuer les frottements sol/mur en B.A pour avoir une poussée perpendiculaire aux murs.

designation	Calcul	N	Σx	Σx^2	Σy	Σy^2	Σxy	H	Z
Poids des tonnes / daPE	$5,69 \times 13 \times 0,61 \times 2 / 2$	45,12	0,12	+5,414	-2,23	-100,61			
Poids de tonnes / Rafin camion	$2 \times 2 \times 13,25 \times 8,1$	429,3	-0,8	-343,44	-2,30	-1244,9			
" " / " " -2	$7,02 \times 2 \times 8,1 \times 2$	227,44	-5,9	-1319,15	-0,45	-102,34			
Poussée des Tonnes sur RF	$0,5 \times 2 \times 8,7^2$ $13,25$			+1955,46				501,4	+3,9
" " " NR	$0,5 \times 2 \cdot 8,7^2 \cdot \frac{1}{2}$ $9,48 \text{ cas } 39,35$			-699,58			+1133,34	290,60	+3,9
" " " " "	" " " " "						-179,38		-3,9

designation	Calcul	N	α	Π_{α}	β	M_{β}	H	Z
Poids des terres / dalle	$5,69 \times 13 \times 0,61 \times 2 / 2$	45,12	0,12	+5,414	-2,23	-100,61		
Poids de terres / Plin assien 1	$2 \times 2 \times 13,25 \times 8,1$	429,3	-0,8	-343,44	-2,30	-1244,9		
" " / " " -2	$7,02 \times 2 \times 8,1 \times 2$	227,44	-5,9	-1319,15	-0,45	-108,34	501,4	+3,9
Poussée des Terres sur PF	$0,5 \times 2 \times 8,7^2$ 13,25			+1955,46				
" " " NR	$0,5 \times 2 \times 8,7^2$ 1.948 cas 3935			-699,58		+1133,34	290,60	+3,9
" " " "	" " " " pin 3181						-179,38	-3,9

Surcharges

designation	Calcul	N	ac	H _{ac}	Y	M _g	H	Z
SurchARGE trot table	$2.25 \times 30 \times \frac{R}{2} \times 0.15 \times 1.2$	13.08	+0,30	+11,77	-1.22	-15,95		
" " " " culée	$2.25 \times 15,09 \times 0,15$	5,09	-3,70	-18,83	+2,78	+14,15		
M _c 120	$99,192 \times 1,103 \times 1.2$	131.29	+0,90	+118,16	+0,30	+39,38		
B _c freinage B _c	$101,899 \times 1.1 \times 1.11 \times 1.2$	149,3	+0,90	+6,80	+0,30	+4,478		
				+0,81.123		+0,5.123		+15
B _c min freinage	$4,348 \times 1.2$	6,89	+0,2	+6,20	+0,30	+2,06		
				+0,81x123		+0,5x123		+15
ALE) 2voies	$114,482 \times 1.2$	137,37	+0,90	123,63	0,3	41.21		
freinage ALE)				+0,81 x 45,01		+0,5 x 45,01		+5,492
SurchARGE Rev. d'align	$0.5 \times 1 \times 8,5 \times 13,95 \times 1.2$			+370,05				69,17
- Poidis sur Pat. arr. 1.	$1 \times 13,25 \times 2 \times 1.2$	31,80	-0,8	-25,44	-2,90	-92,92		
" " " " 2	$1 \times 7,02 \times 2 \times 1.2$	16,84	-5,9	-99,85	-0,45	-7,67		
- Poidis sur MR	$0,5 \times 1 \times 9,48 \times 8,7 \times 0,81$			-80,41		130,26		33,40
" " " " 2	" " " " x 0,5							20,61
- ALE) 1 Voie		60,68	+0,9	+61,81	+1,8	+1.23,63		3,9

①-3 Verification De Stabilité Sous Les Sollicitations Du 1^{er} GENRE $G + 1.2P$

Cette verification consiste à calculer les contraintes en différents points de la fondation sous différents cas de charges

Remarque : Un premier calcul nous a montré que sous le poids propre de la culée les moments sont négatifs par conséquent le freinage sera dirigé sur la culée

- 1 : culée vide sans revblais ni Tablier.
- 2 : Culée en service : poids propre + revblais + Tablier vide.
- 3 : CS + A(e) 2 voies chargées + Surch. trottoirs + surch revblais + freinage
- 4 : CS + A(e) 1 voie + trot + surch revblais + freinage
- 5 : CS + B_c + trot + Surch revblais + freinage
- 6 : CS + M_{c120} + trot + surch revblais
- 7 : CS + B_{c min} + trot + surch revblais + freinage.
- 8 : CS + B_{c min} + freinage.
- 9 : C.S + B_c + freinage

Pour chaque cas envisagé on détermine les moments M_x et M_y . ensuite on fait la projection sur les axes $\xi \eta$. et on calcule les contraintes/les 6 points

N ^o DU	EFFORTS (f) & (fm)					CONSTRAINTES (V _{m2})					
	N	M _x	M _y	M _z	M _η	1	2	3	4	5	6
CAS											
1	931,85	-597,05	+108,0	-582,6	+170,1	4,69	4,99	11,51	11,40	8,23	9,59
2	1783,7	-863,9	-319,5	-899,6	-296,4	11,59	9,54	20,08	21,06	14,87	17,68
3	1987,6	-761,4	-433,2	-822,3	-350,6	12,02	11,49	20,84	22,02	16,62	19,29
4	1917,64	-823,2	-350,7	-855,1	-262,2	12,70	10,74	21,29	21,74	16,18	18,46
5	1999,1	-671,7	-200,7	-698,7	-127,9	13,52	12,39	20,42	21,04	16,65	18,07
6	1981,1	-806,9	-270,6	-830,4	-184,2	13,07	11,57	21,14	21,95	16,71	18,53
7	1857,5	-809,4	-243,2	-830,1	-156,9	12,02	10,65	20,20	21,09	15,72	17,43
8	1790,6	-967,2	-271,8	-989,9	-168,9	10,94	9,44	20,77	21,61	15,42	17,38
9	1932,9	-839,0	-229,1	-858,0	-139,6	1,14	1,	21,00	21,72	16,36	18,01

n° du pt	max σ_i min σ_i	N° De Combinaison	Contraintes extrêmes aux pts i et leurs Correspondants					
			1	2	3	4	5	6
1	max σ_1	5	13,52	12,39	20,42	21,04	16,65	18,07
	min σ_1	1	4,69	4,99	11,51	11,40	8,23	9,59
2	max σ_2	5	13,52	12,39	20,42	21,04	16,65	18,07
	min σ_2	1	4,69	4,99	11,51	11,40	8,23	9,59
3	max σ_3	4	12,70	10,84	21,29	21,74	16,18	17,46
	min σ_3	1	4,69	4,99	11,51	11,40	8,23	9,59
4	max σ_4	3	12,02	11,49	20,84	22,02	16,52	19,28
	min σ_4	1	4,69	4,99	11,51	11,40	8,23	9,59
5	max σ_5	6	13,07	11,57	21,14	21,95	16,71	18,53
	min σ_5	1	4,69	4,99	11,51	11,40	8,23	9,59
6	max σ_6	3	12,02	11,49	20,84	22,02	16,62	19,29
	min σ_6	1	4,69	4,99	11,51	11,40	8,23	9,59

Tableau des contraintes maximales et minimales
et les contraintes correspondantes en différents points

① - 4 Verification Au Seisme

$$G + P + S$$

Caractere generale des regles de calcul

Les effets du seisme sont assimilés à des forces d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur des forces de pesanteur ($G + P$ surcharges).

La considération des sollicitations tenant compte du seisme a le caractere d'une verification à la rupture.

Effet du Seisme dans les ponts

Les ponts se comportent comme deux elements bien distincts le tablier et les appuis.

Dans les tabliers les effets du seisme sont en general negligés. Le supplement de charge verticale, positive ou negative est largement compensé par l'augmentation des contraintes admissibles.

Dans les appuis par contre les effets du seisme sont tres importants donc une verification pour les effets du seisme sera donc si necessaire.

Efforts dus au seisme

1) Composante Horizontale. Pour un element donné de la construction cette de direction quelconque appliquée au centre de gravité de l'element et égale à $S G_v$

$$\text{avec } S = S_1 S_2 S_3$$

S_1 = coef de zone

S_2 = " de terrain

S_3 = " de profondeur de fondation

G_v = composante verticale des charges permanentes

2) Composante verticale. Elle est égale à $\mp 2S (G_v + 0,5 P_v)$.

avec P_v = composante verticale des surcharges

Application: Determination du coef sismique.

$$S_1 = 0,070$$

zone de forte sismicité.

$$S_2 = 1$$

$$S_3 = 1,25$$

$$S = 0,07 \times 1 \times 1,25 = 0,0875$$

Composante horizontale de la poussée:

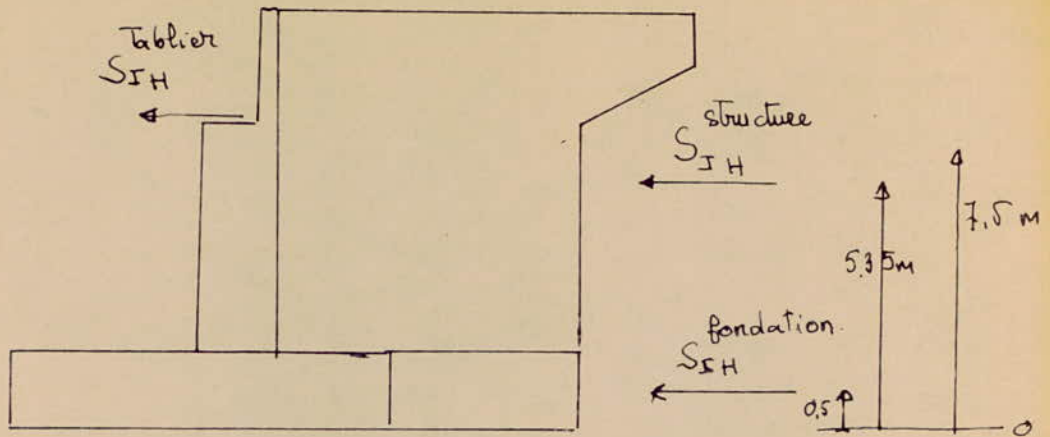
admettre une majoration de la poussée de

$$1 + S = 1,0875$$

Composante verticale de la poussée

$$1 - S \quad | \quad 1,0875$$

$$| \quad 0,912$$



Charges permanentes: détermination de la force sismique horizontale.

G_v seuils :	317,79	$S_{IH} = 0,0875 \times 317,79$	$z = 0,5$	$\eta = 19,90$
G_v structure :	614,06	" = $S \cdot G_{v_s}$	$z = 5,35$	$\eta = 287,45$
G_v tablier \approx	160	" = $S \cdot G_{v_t}$	$z = 7,5$	$\eta = 105$
moment dû à la force sismique horizontale :				$\eta_{S_{IH}} = 406,35$

Poussée de Terres: calcul du supplément dû au prisme

$$\eta_x = +1255,88 \rightarrow \Delta \eta_x = 109,88$$

$$\eta_y = +1133,34 \rightarrow \Delta \eta_y = 99,16$$

$$V = \pm 2S (G_v + 0,5 P_v) \quad \text{force sismique verticale.}$$

$$V = \pm 2S G_v + S P_v = 0,175 G_v + 0,0875 P_v$$

\Rightarrow charge permanente verticale.

$$N = 1783,85 \rightarrow \Delta N = \pm 312,27 = 1783,85 \times 0,175$$

\Rightarrow moment à la charge verticale.

$$\eta_x^N = 2119,77 \rightarrow \Delta \eta_x^N = 370,9 = 2119,77 \times 0,175$$

$$\eta_y^N = -1338,34 \rightarrow \Delta \eta_y^N = -234,20 = 1338,34 \times 0,175$$

Surcharges

$$B_c \left\{ \begin{array}{l} N = 124,4 \quad SP_v = 0,0875 \cdot 124,4 = \mp 10,88 \quad t \\ M_x = 111,95 \quad \Delta \Pi_x = \mp 9,79 \quad \text{tm} \\ M_y = 37,31 \quad \Delta M_y = \mp 3,26 \end{array} \right.$$

$$B_{\text{cmis}} \left\{ \begin{array}{l} N = 5,74 \quad SP_v = 0,0875 \cdot 5,74 = \mp 0,5 \\ \Pi_x = 5,16 \quad \Delta \Pi_x = \mp 0,45 \\ \Pi_y = 1,72 \quad \Delta \Pi_y = \mp 0,150 \end{array} \right.$$

$$\text{freinage} \left\{ \begin{array}{l} M_x = 109,47 \quad \Delta \Pi_x = \mp 9,57 \\ \Pi_y = 68,88 \quad \Delta \Pi_y = \mp 6,027 \end{array} \right.$$

$$\text{Surcharge sur} \\ \text{Revblois} \left\{ \begin{array}{l} N = 40,70 \quad \Delta N = 0,875 \cdot 40,7 = \mp 3,56 \\ \Pi_x = 134,03 \quad \Delta \Pi_x = \mp 11,72 \\ \Delta \Pi_y = 25,39 \quad \Delta M_y = \mp 2,22 \end{array} \right.$$

$$\text{trottoirs} \left\{ \begin{array}{l} N = 15,08 \quad \Delta N = 15,08 \cdot 0,875 = \mp 1,31 \\ M_x = -5,88 \quad \Delta \Pi_x = \mp 0,514 \\ \Pi_y = -1,5 \quad \Delta \Pi_y = \mp 0,1312 \end{array} \right.$$

Remarques: si la force verticale due au pesisme est dirigée vers le bas (même sens que P_v) le $\Delta \Pi$ aura même signe que le Π correspondant. Si non elle aura le signe contraire

le freinage et le pesisme seront prépondérants quand ils ont le même signe que la charge permanente

Combinaisons de charges sous 2^{eu} genre $G + P + S$

$$\textcircled{1} \text{ Culée en service} + B_c + \text{Surch revblais} + \text{trott} + \overset{\ominus}{SI}_{H_x} + S_v \downarrow$$

$$N = 2290,9$$

$$\Pi_x = -338,4$$

$$\Pi_y = -296,1$$

$$\textcircled{2} CS + B_c + \overset{\ominus}{\text{freinage}} + \text{trott} + \text{Surch revblais} + \overset{\ominus}{SI}_{H_x} + S_v \downarrow$$

$$N = 2290,9$$

$$\Pi_x = -1388,13$$

$$\Pi_y = -445,12$$

$$\textcircled{3} \quad CS + B_c + \text{trott} + \text{purch newblais} + \overset{\ominus}{\rightarrow} \text{freinage} + \overset{\oplus}{\leftarrow} SI_{Hy} + S_v \downarrow$$

$$N = 2290$$

$$\pi_x = -853,8$$

$$\pi_y = +209,39$$

$$\textcircled{4} \quad CS + B_c + \text{trott} + \text{purch newblais} + \overset{\ominus}{\rightarrow} \text{freinage} + \overset{\ominus}{\rightarrow} SI_{Hy} + S_v \downarrow$$

$$N = 2290$$

$$\pi_x = -1091,96$$

$$\pi_y = -753,14$$

$$\textcircled{5} \quad CS + B_{cmin} + \overset{\ominus}{\rightarrow} \text{freinage} + \overset{\ominus}{\rightarrow} SI_{Hx} + S_v \uparrow$$

$$N = 1783,85 - 312,17 + 5,74 = 0,5 = 1476,9$$

$$\pi_x = -1644,7$$

$$\pi_y = -511,94$$

$$\textcircled{6} \quad CS + B_{cmin} + \overset{\oplus}{\leftarrow} \text{freinage} + \overset{\oplus}{\leftarrow} SI_{Hx} + S_v \uparrow$$

$$N = 1476,9$$

$$\pi_x = -594,04$$

$$\pi_x = -362,28$$

$$\textcircled{7} \quad CS + B_{cmin} + \overset{\oplus}{\leftarrow} \text{freinage} + \overset{\oplus}{\leftarrow} SI_{Hy} + S_v \uparrow$$

$$N = 1476,9$$

$$\pi_x = -1110,25$$

$$\pi_y = +142,94$$

$$\textcircled{8} \quad CS + B_{cmin} + \overset{\ominus}{\rightarrow} \text{freinage} + \overset{\ominus}{\rightarrow} SI_{Hy} + S_v \uparrow$$

$$N = 1476,9$$

$$\pi_x = -1348,3$$

$$\pi_y = -819,28$$

$$\textcircled{9} \quad CS + \overset{\ominus}{\rightarrow} SI_{Hx} + S_v \uparrow$$

$$N = 1476,9$$

$$\pi_x = -1523,5$$

$$\pi_y = -438,8$$

$$\textcircled{10} \quad CS + \overset{\ominus}{\rightarrow} SI_{Hy} + S_v$$

$$N = 1476,9$$

$$\pi_x = -1227,06$$

$$\pi_y = -746,39$$

N ^o DU CAS	EFFORTS (t) & (tm)					CONTRAINTES (Vm ²)					
	N	M _x	M _y	M _z	M _q	1	2	3	4	5	6
1	2220,9	-338,5	-296,1	-367,5	-258,8	17,41	15,96	20,3	20,52	18,40	20,15
2	2220,9	-1388,4	-445,1	-426,83	-296,6	13,64	11,18	27,56	28,91	19,81	23,00
3	2220,9	-853,8	+209,4	-826,8	+297,7	14,10	14,77	23,79	23,71	19,32	18,66
4	1476,9	-1091,9	-753,2	-1164,4	-634,0	15,59	11,70	25,47	27,45	19,36	23,93
5	1476,9	-1644,7	-571,9	-1688,5	-336,2	6,42	3,55	22,99	24,55	13,89	17,45
6	1476,9	-594,0	-362,2	-628,5	-297,8	10,17	8,33	16,68	16,65	12,37	14,60
7	1476,9	-1110,2	+142,9	-1088,5	+258,6	6,87	7,16	19,39	19,32	13,26	13,12
8	1476,9	-1348,2	-819,2	-1426,3	-672,8	8,36	4,82	20,86	23,06	13,35	18,28
9	1476,9	-1523,5	-438,8	-1560,5	-276,2	6,71	4,22	22,16	23,52	13,73	16,84

n° du pt	max σ_i min σ_i	N° De Combinaison	Contraintes extrêmes aux pts					
			1	2	3	4	5	6
1	max σ_1	1	17,41	15,96	20,3	20,52	18,40	20,15
	min σ_1	5	6,42	3,55	22,99	24,55	13,89	17,45
2	max σ_2	1	17,41	15,96	20,3	20,52	18,40	20,15
	min σ_2	5	6,42	3,55	22,99	24,55	13,89	17,45
3	max σ_3	2	13,64	11,18	27,56	28,91	19,91	23,00
	min σ_3	6	10,17	8,33	15,58	16,65	12,37	14,60
4	max σ_4	6	13,64	11,18	27,56	28,91	19,91	23,00
	min σ_4	2	10,17	8,33	15,58	16,65	12,37	14,60
5	max σ_5	2	13,64	11,18	27,56	28,91	19,91	23,00
	min σ_5	10	8,65	4,76	20,02	22,03	13,19	17,78
6	max σ_6	4	15,59	11,80	25,47	27,45	19,36	23,93
	min σ_6	7	6,87	7,16	13,39	19,32	13,26	13,12

Tableau des contraintes maximales et minimales
et les contraintes correspondantes en différents
points

CONCLUSION

Sous les sollicitation de 1^{er} genre on une contrainte
max $\bar{\sigma}_{max} = 22,02 < \bar{\sigma}_p = 25 \text{ t/m}^2$

$$\text{min } \bar{\sigma}_{min} = 4,62 > 0$$

donc pas de risque d'arrachement si de depassement
de la contrainte admissible dans le sol.

Sous les sollicitations du 2^{em} genre on
max $\bar{\sigma}_{max} = 28,91 > \bar{\sigma}_p$ mais $< 2\bar{\sigma}_p = 50 \text{ t/m}^2$
min $\bar{\sigma}_{min} = 3,55 \text{ t/m}^2 > 0$

Pas de risque d'arrachement de la poutelle.

Calcul de Tassement sous la pelle :

La profondeur entre 17,7 m et 20,40 m le rapport de sol sera relatif à la présence de carbonates - podzolique, arg. b. et limon très raide qui présente un risque de Tassement.

On concevra le calcul de Tassement ~~à~~ sur la pelle

Le sol étant peu consolidé sera en l'expression suivante

$$\frac{sh}{h} = \left(\frac{C_u}{h_w \gamma_w} \right) \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0}$$

$C_u = 1.3 \text{ bars}$

$w = 30\%$ Tenue en eau moyenne sur la hauteur h .

$h = 2.7 \text{ m}$

$\sigma'_0 = \sum \gamma_i h_i = 2 \times 19.5 = 39 \text{ t/m}^2 = 3.9 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_c = 3.2 \text{ bars}$

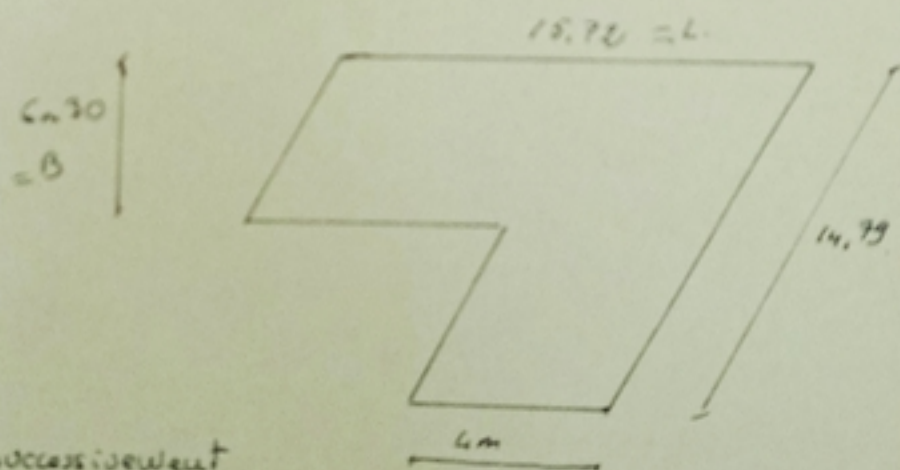
$C_u = 10.3\%$

$\Delta \sigma' = q \alpha$

$q = \frac{N}{S} = \frac{1723}{123} = 14.81 \text{ t/m}^2 = 1.48 \text{ kg/cm}^2$

N : effort normal sollicitant la pelle. (N moyen)
 S : surface de la pelle.

α :



on considèrera successivement les 2 cas :

$\frac{3}{B} = \frac{19.5}{15.76}$

$\frac{3}{B} = \frac{19.5}{6.28}$

pour le calcul du coef d'influence nous utilisons les documents de "fond 72"

$$\frac{B}{Z} = \frac{6,3}{19,5} = 0,32$$

$$\frac{L}{Z} = \frac{15,72}{19,5} = 0,81$$

sous B on a $\alpha = 0,015$

pour L $\alpha = 0,025$

Δh sous B =

$$\Delta h = \frac{0,103}{1 + 0,3 \frac{Z}{L}} \log \frac{3,9 + 1,45 \times 0,015 \times 0,7}{3,9} = 0,04 \text{ cm} \quad \Delta h \equiv 0$$

6r4u

Δh sous A:

$$\Delta h = \frac{0,103}{1 + 0,3 \frac{Z}{L}} \log \frac{3,9 \times 1,45 \times 0,025}{3,9} = 0,069 \text{ cm} \quad \Delta h \equiv 0$$

6u

donc le Tasse pour la culée est pratiquement nul.

NB: Les calcul ont été fait avec une approximation sur les différentes caractéristique du sol, mais d'une manière défavorable

1) forces dues à la pousses Charges + surcharges sur l'axe II

Poussée	Q	bras de levier	Moment
1. $0,6 \times 1 \times 4$	1,92	2	-3,84 tm
2. $\frac{1}{2} \cdot 1 \times 1,4$	1,6	2	-3,2 "
3. $1,6 \cdot \frac{2,3}{2} \cdot 4$	5,88	4/3	-7,85 "
4. $\frac{2,3}{2} \times 4 \cdot \frac{2,2}{3}$	2,12	4/3	-2,82 "
	<u>12,22 t</u>	<u>12,22 t</u>	<u>-17,71 tm</u>

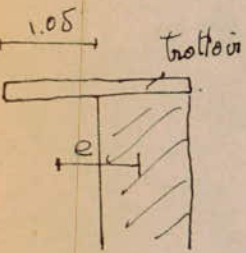
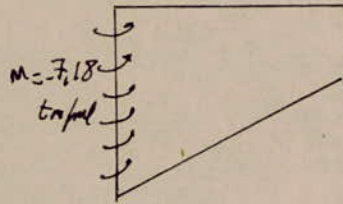
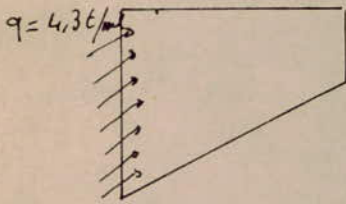
Force concentrées de 2 t. 3 m - 6 tm.

$Q = 14,22 t$

$23,71 tm$

$q = \frac{14,22}{3,3} = 4,3 t/ml$

$M = -\frac{23,71}{3,3} = -7,18 t/ml$



2) Moment de suspension

$Q = G + 1,2 P$

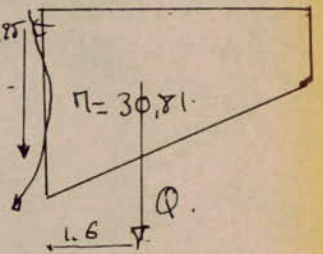
$G = 16,5 t + 0,2 \times 1,05 \times 4 \times 2,5 = 16,5 + 2,1 = 18,6 t$

$P = 0,150 \times 1,05 \times 4 = 0,63 t$

$Q = 19,25 t$

$Q = 18,6 + 0,63 \cdot 1,2 = 19,25$

$\Rightarrow M = Q \times 1,6 = 30,81 tm$

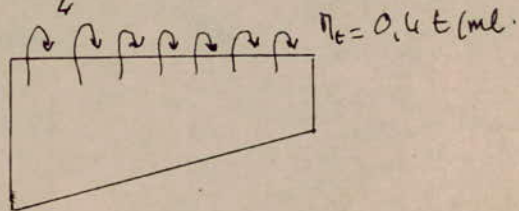
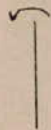


3) Moment de torsion à la tête dû à l'excentrement du trottoir

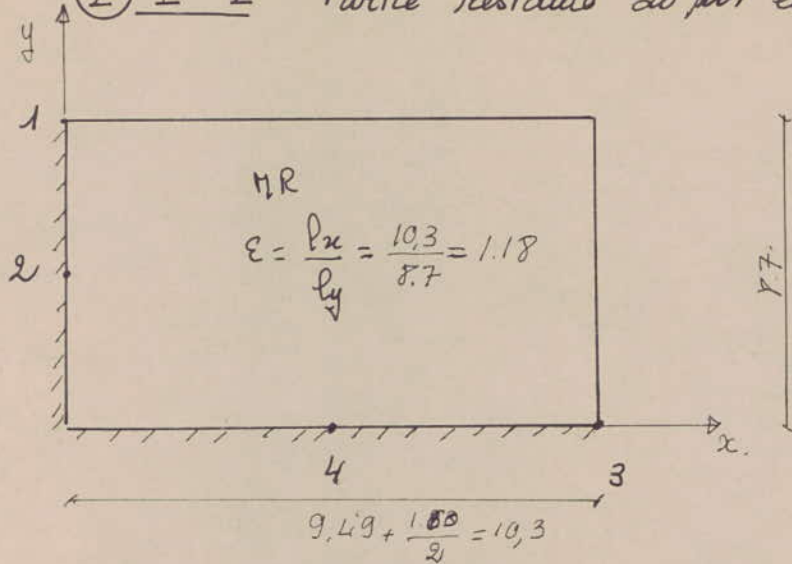
$P = 2,1 + 1,2 \cdot 0,63 = 2,85 t$

$M_t = \frac{P \cdot e}{4} = \frac{2,85 \cdot 1,14}{4} = 0,4 t/ml$

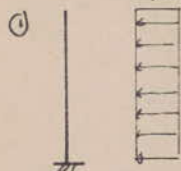
$M_t = 0,4 t/ml$



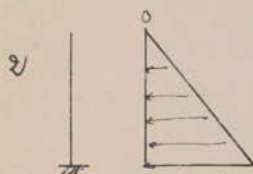
② 2 2 Partie restante du poutre en retour



0.6 = k₀q = 0.5 · 1 × 1.2



$$p l_y^2 = 0.6 \cdot 8.7^2 = 4.41 \times 8.7 \quad m = \alpha p l_y^2 \quad \text{Table 5}$$



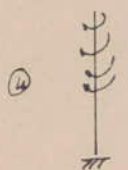
$$p l_y^2 = 8.7 \times 8.7^2 = 658.5 \quad m = \alpha p l_y^2 \quad \text{Table 6}$$

k₀qH = 0.5 × 2 × 8.7 = 8.7



P = 4.3 t/ml = P₀

m = α P₀ l_y \quad \text{Table 11b}



m₀ = -7.13 t/ml

m = α m₀ \quad \text{Table 10b}

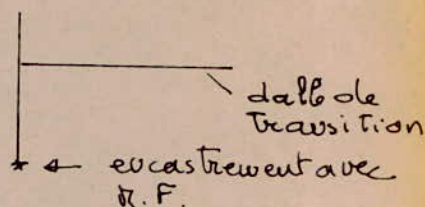
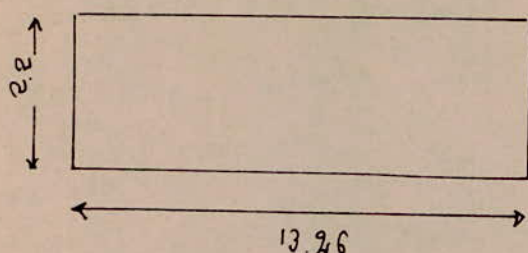


m₀ = 0.4 t/ml

m = α m₀ \quad \text{Table 8}

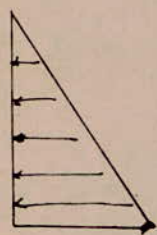
②3 Détermination des Efforts sur mur frontal.

2 3 1 Efforts sur mur garde greve.

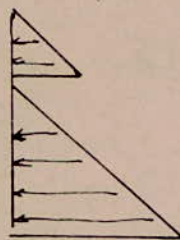


hypothèses de calcul.

- La dalle de transition étant accrochée au mur garde greve par conséquent elle transmet à la section d'excavation un moment opposé à celui de la poussée des terres et surcharge sur remblais
- Si l'on prend en considération la dalle de transition la répartition des poussées sur le mur frontal (y compris mur g. greve) ne sera plus ni linéaire de l'extrémité supérieure jusqu'à la base du mur frontal mais elle sera découpée en 2 tranches



sans dalle de transition



avec dalle de transition

⇒ pour cela on se negligera la dalle de transition pour se placer dans la sécurité

Efforts à considérer

- forces Verticales
- le poids propre du mur garde greve
 - la réaction d'une charge directement appliquée au garde greve.
 - dalle de transition

Le poids propre et la réaction verticale supposée centrés ne créent pas de moment dans le garde greve donc il sont favorables vis à vis de la flexion pour cela on negligé cette effet verticale.

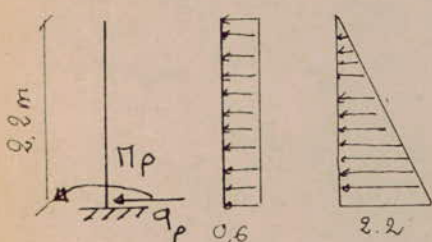
Forces horizontales

l'effet maximal des forces horizontales est obtenu en supposant les forces dirigées de l'arrière vers l'avant. On peut se limiter à calculer les produits par ces efforts au niveau de la section d'encastrement car les efforts provoquent des contraintes de cisaillement très faibles.

Ces forces horizontales sont au nombre de 3

- 1) Poussée des terres, surcharge par revêtements
- 2) Poussée d'une charge locale derrière le mur garde greue.
- 3) Force de freinage d'un essieu du système B_c

1) Poussées des terres, et surcharge par revêtements



$$M_1 = K_0 q \frac{H^2}{2} = 0,5 \cdot 1 \cdot \frac{2,2^2}{2} = 1,21 \text{ tm/ml}$$

$$M_2 = K_0 \frac{H^3}{6} = 0,5 \cdot 2 \cdot \frac{2,2^3}{6} = 1,77 \text{ tm/ml}$$

$$M_p = M_1 + M_2 = 2,98 \text{ tm/ml}$$

Reaction transmise à la section d'encastrement

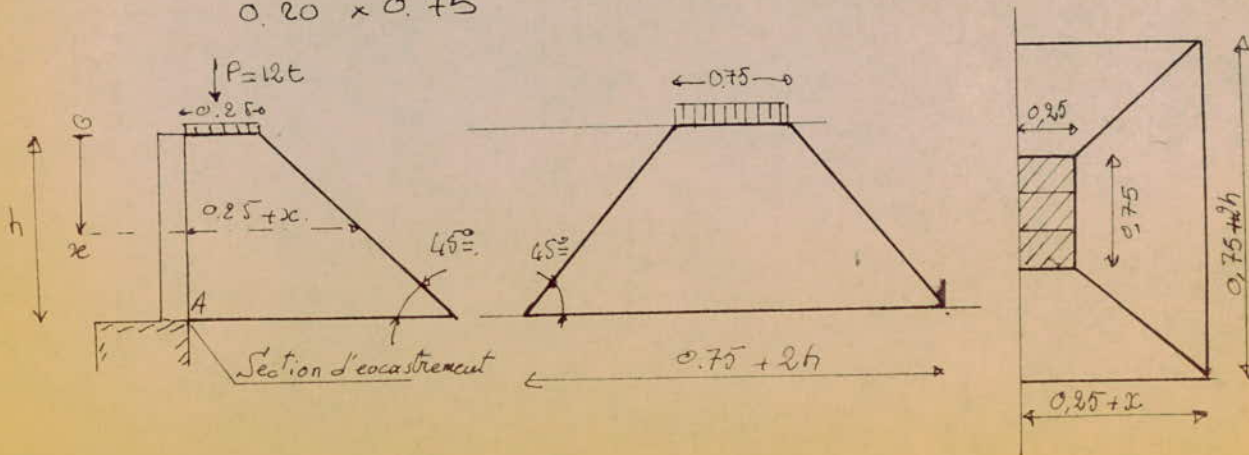
$$E_1 = K_0 q H = 0,5 \cdot 1 \cdot 2,2 = 1,1 \text{ t/ml}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} K_0 H^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 2,2^2 = 2,42 \text{ t/ml}$$

$$q = E_1 + E_2 = 3,52 \text{ t/ml}$$

2) Poussée d'une charge locale située derrière le garde greue

- l'effet le plus défavorable est produit par 2 roues arrière de 6t de deux camions accolés placés de telle manière que le rectangle d'impact soit au contact de la face arrière du garde greue
- Les charges réelles, soit 2 roues de 6t distantes de 0,50m sont remplacées par une charge de 12t répartie sur un rectangle de 0,20 x 0,75



Le moment flechissant est à la profondeur h a pour expression

$$M_c = \frac{12 K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25-x} dx \quad (tm/m)$$

avec $K = i \gamma \delta b_c$

$i =$ coef de poussée = $K_0 = 0.5$

$\gamma =$ " " pondération = 1.2

$\delta =$ " " moy dynamique = 1.1 (charge sur remblais)

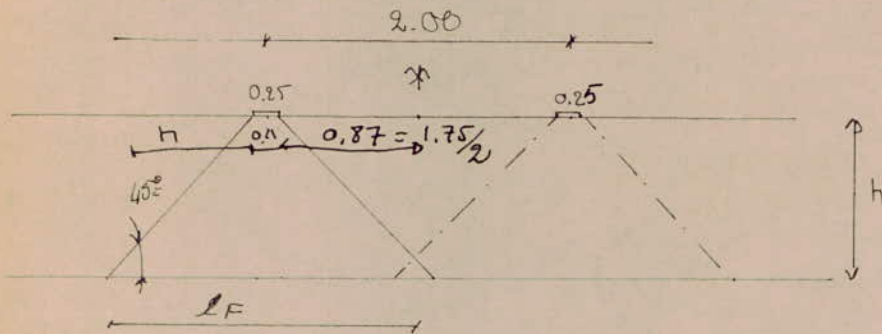
$b_c =$ " fonction du nbr de voies chargées = $1,1$

$K = 0.66$

$$M_c = \frac{12 K}{0.75 + 2h} \left[(h+0.25) \left[\text{Log} [0.25+x] \right]_0^h - [x]_0^h \right]$$

$$M_c = \frac{12 \times 0.66}{0.75 + 2 \times 2.2} [3.391] = 4.172 \text{ tm/ml}$$

b) force de freinage d'un essieu lourd du système B_c



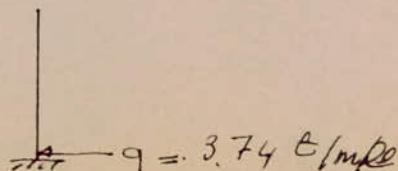
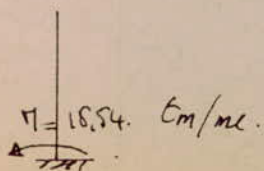
Compte tenu de l'écartement d'un essieu (2m) et des hauteurs courantes du garde grave on ne considère que l'effet d'une seule roue la répartition est faite sur une bande $L_F = 0.25 + h + 0.87$
 $L_F = 0.25 + 2.2 + 0.87 = 3.32 \text{ m}$

$$M_F = \frac{6 h}{L_F} \gamma = \frac{6 \times 2.2}{3.32} \cdot 1.2 = 4.8 \text{ tm/me}$$

la force de freinage est prise égale au poids d'une roue de 6t

⇒ Moment total à la section d'écarterement avec mur frontal.

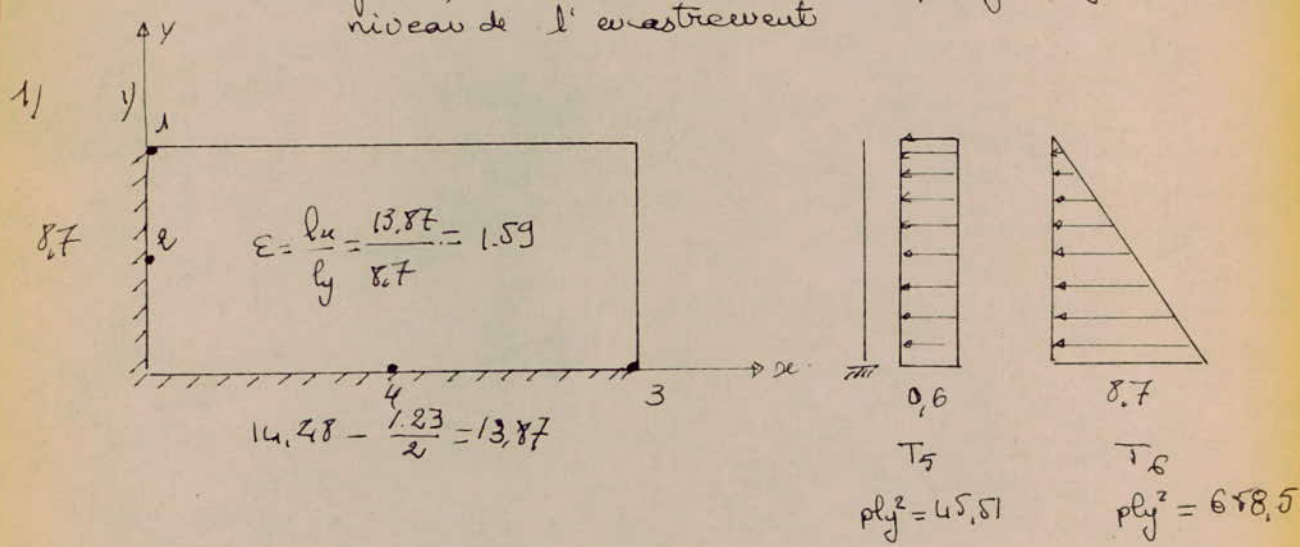
$$M_{\Sigma} = \sum M_i = 15.54 \text{ t/ml}$$



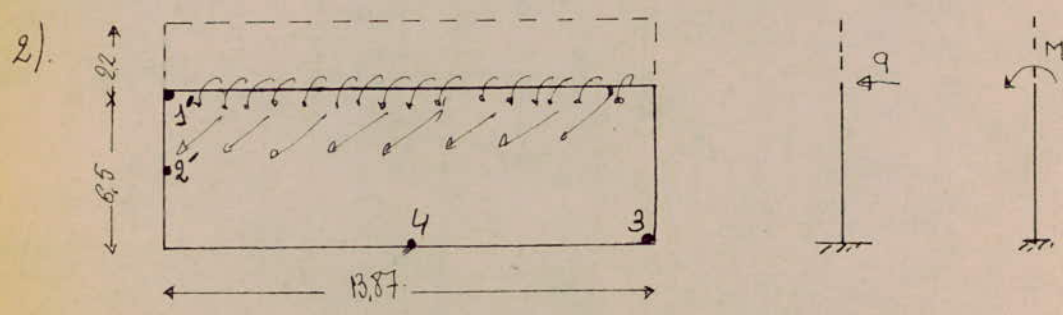
② 3 2 Determination des efforts sur le frontal.

On étudie le mur frontal en 2 étapes.

- 1 on considère le mur sur une hauteur de 8,7 soumis à la poussée et à la surcharge par revêtement
- 2 on considère le mur sur une hauteur de 6,5 soumis à son pommier à la réaction transmise par le garde grave, et au moment transmis par garde grave. Au niveau de l'ensauventement



	Tab 5			Tab 6			$\sum m_i$
	α	$pl y^2$	m_i	α	$pl y^2$	m_i	
1x	-0,42	45,41	-19,07	-0,105	658,5	-69,14	-88,21
2x	-0,14	"	-6,36	-0,051	"	-33,58	-39,94
3y	-0,42	"	-19,07	0,152	"	-100,09	-119,16
4y	-0,24	"	-10,90	-0,038	"	-64,53	-75,43



à la réaction horizontale calculée précédemment il faut ajouter la react sur pommier transmise par le tablier pour l'effet de freinage de 15 t.

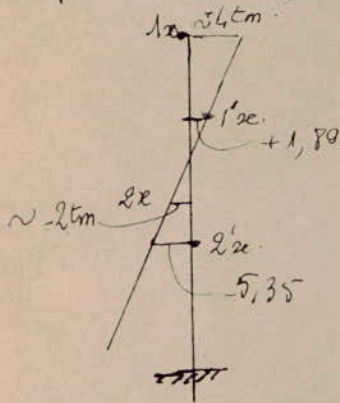
$$\Rightarrow q_F = \frac{15}{13,87} = 0,91 \text{ t/ml}$$

$$q = 3,74 + 0,91 = 4,65 \text{ t/ml}$$

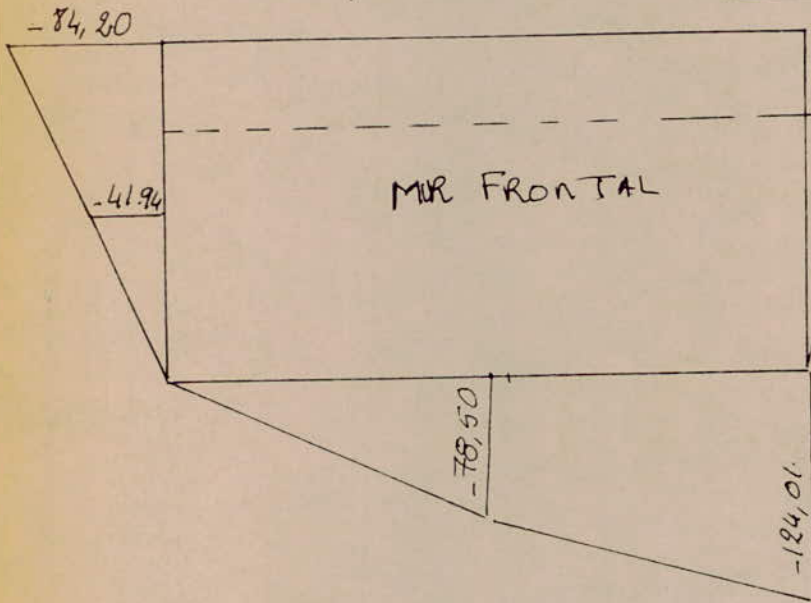
$$M = 15,54 \text{ tm/ml}$$

	Tab 7			Tab 8			$\sum m_i$
	α	pe_j	m_i		$m_o = 15,79$	m_i	
1x	-1,48	30,23	-44,73	+3	15,54	+46,62	+1,89
2'x	-0,177	"	-5,35	0	"	0	-5,35
3y	-0,9	"	-27,80	+0,81	"	+24,18	-2,72
4y	-0,53	"	-16,02	+0,39	"	+11,78	-4,23

On calcul les moments au point 1x et 2x par extrapolation à partir de 1'x et 2'x.



	Mur frontal.		Σ
1x	-88,21	+4	-84,20
2x	-39,94	-2	-41,94
3x	-129,16	-2,72	-124,01
4x	-75,43	-4,23	-78,50



② 4 Equilibre des moments sur l'encastrement
Tour en retour Tour frontal.

On equilibre les moments au niveau de l'encastrement commun par la moyenne et la difference on la repartie à nouveau au niveau des encastrement avec la pesanteur de chaque mur.

Equilibre des moments au pt 1x et 2x.

$$M_{1x} = \frac{M_{12x}^R + M_{12x}^F}{2} = - \frac{84,2 + 85,49}{2} = -84,85 \text{ tm.}$$

$$M_{2x} = \frac{M_{22x}^R + M_{22x}^F}{2} = - \frac{41,94 + 38,53}{2} = -40,24 \text{ tm}$$

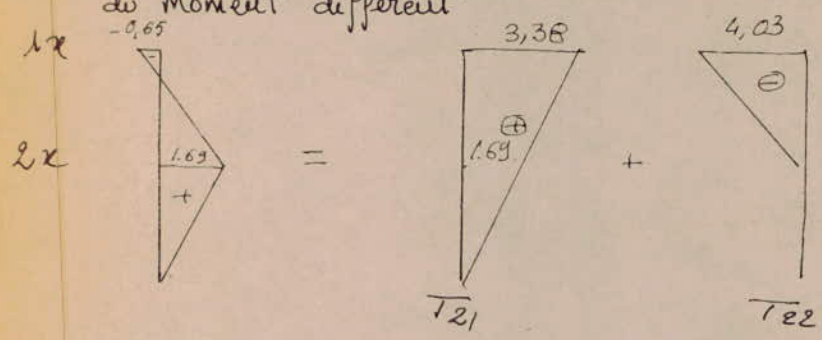
$$\Delta M_{1x} = M_{1x}^F - M_{1x} = (85,49 - 84,85) = +0,65 \text{ tm.}$$

$$\Delta M_{2x} = M_{2x}^F - M_{2x} = -(41,94 - 40,24) = +1,69 \text{ tm.}$$

NB: M_{1x}^F, M_{2x}^F : moment sur mur frontal respectivement au pts 1 et 2.

M_{1x}^R, M_{2x}^R : " " " au retour " " " " " "

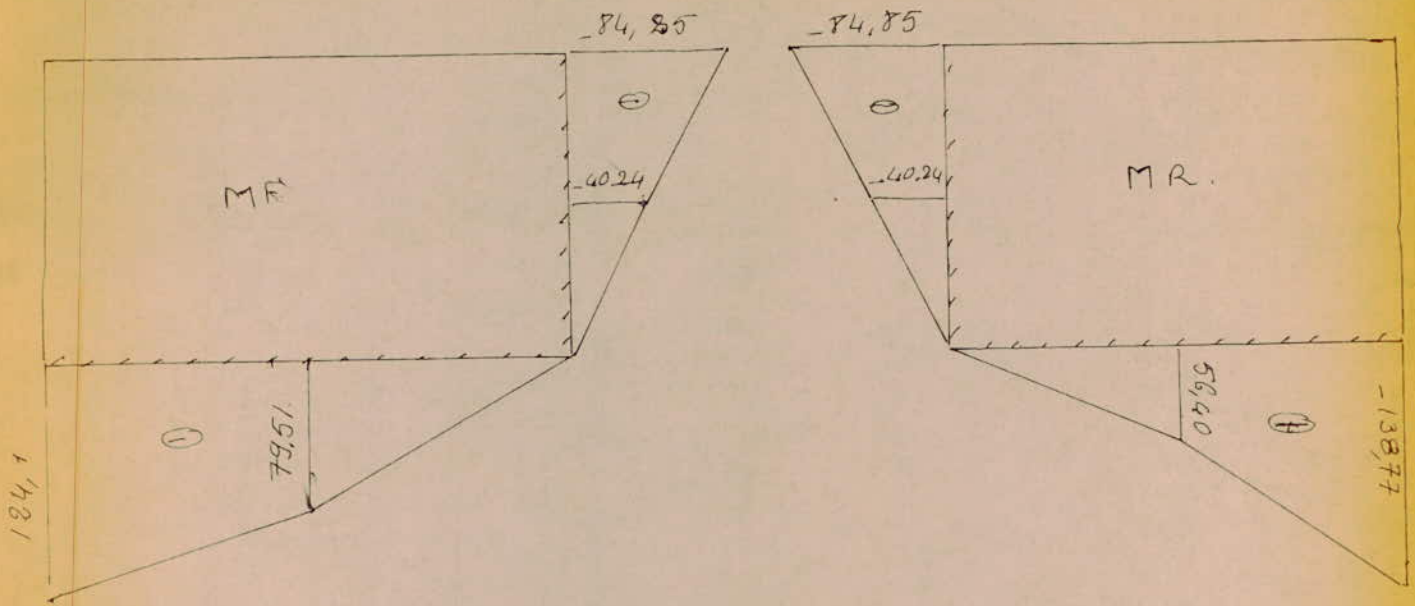
schéma de la repartition du moment different.



à l'aide des tables on repartie le moment different sur les points 3y et 4y.

		T ₂₁			T ₂₂			Σ m _i
		α	m _u	m _i	α	m _u	m _i	
MF	3y	-0,10	3,38	-0,34	0,06	4,03	+0,24	-1,01
	4y	-0,37	3,38	-1,25	0,06	"	+0,24	-1,01
MR	3y	0,26	3,38	+0,88	-0,17	"	-0,69	0,19
	4y	0,37	3,38	+1,25	-0,17	"	-0,69	0,86

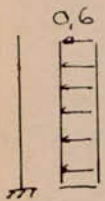
Moments finaux sur murs en retour et frontal



② 5 Calcul des Reactions (avec les Tables).

① Sur mur frontal.

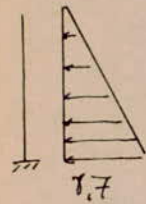
$\epsilon = 1.59$



$H = p \times l \times l_y = 72.40$

$\alpha_x = 0.63 \Rightarrow H_x = 46.61 \text{ t}$

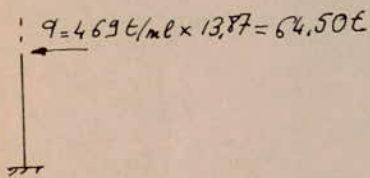
$\alpha_y = 0.37 \Rightarrow H_y = 26.79 \text{ t}$



$H = \frac{p \times l \times l_y}{2} = 524.91$

$\alpha_x = 0.79 \Rightarrow H_x = 414.68 \text{ t}$

$\alpha_y = 0.21 \Rightarrow H_y = 110.23 \text{ t}$



$9.469 \text{ t/m} \times 13.87 = 64.50 \text{ t}$

On prend un pourcentage de

80% pour x
20% " y

$H_x = 50.96 \text{ t}$

$H_y = 150.56 \text{ t}$

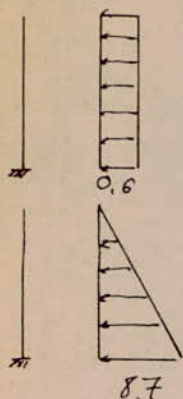
Reaction total sur Mur frontal

$\Sigma H_x = 512.24 \text{ t}$

$\Sigma H_y = 150.56 \text{ t}$

② Sur mur en retour Calcul identique à celui mur frontal.

$E = 1,09$



$H = p \times l_x \times l_y = 49,07 t$

$H = \frac{p \times l_x \times l_y}{2} = 353,74 t$

$\alpha_x = 0,54 \quad H_x = 26,50 t$

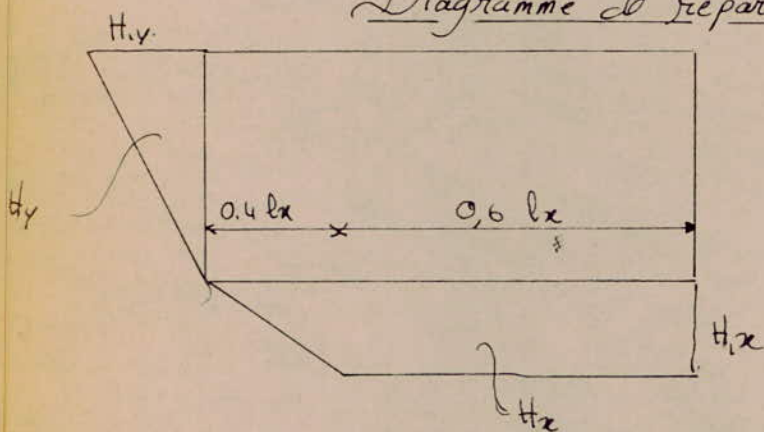
$\alpha_y = 0,46 \quad H_y = 22,57 t$

$\alpha_x = 0,72 \quad H_x = 256,13 t$

$\alpha_y = 0,28 \quad H_y = 99,61 t$

Mur en retour	$\Sigma H_x = 282,63 t$
	$\Sigma H_y = 122,18 t$

Diagramme de repartition des Reactions



allure de diag general.

$H_{1y} = \frac{H_y \cdot 2}{l_y}$

$H_{1x} = \frac{H_x}{l \cdot 0,8}$

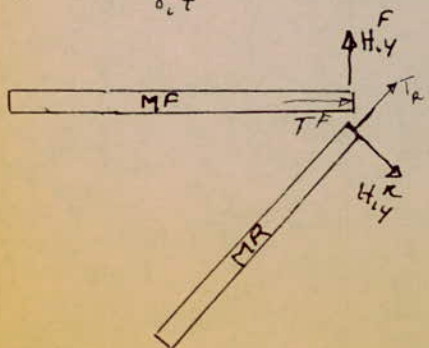
d'où la repartition suivante pour chaque mur

Mur en retour
 $H_{1x} = \frac{282,63}{0,8 \times 4,4} = 37,58 t$

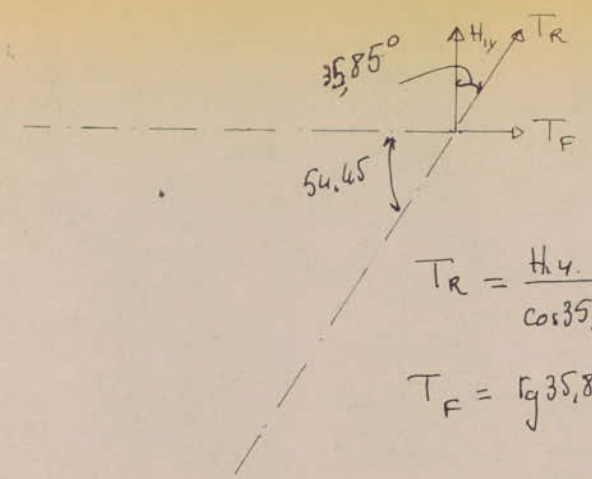
Mur frontal
 $H_{1x} = \frac{512,24}{13,87 \times 0,8} = 46,16 t$

$H_{1y} = \frac{122,18 \times 2}{8,7} = 28,09 t$

$H_{1y} = \frac{150,56 \times 2}{8,7} = 34,61 t$



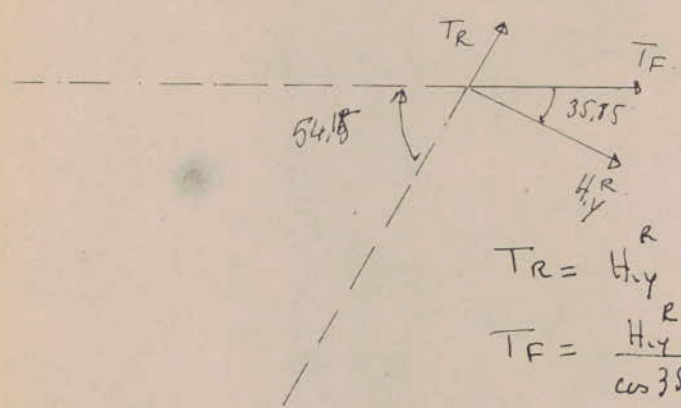
Au niveau de la section d'exécution des 2 murs, les reactions H_{1y} provoquent des tractions dans les murs.



H_{1y} sur mur frontal.
provoque une traction
sur mur en retour
et sur mur frontal.

$$T_R = \frac{H_{1y}}{\cos 35,85} = \frac{28,09}{0,81} = 34,66 \text{ t}$$

$$T_F = \tan 35,85 \cdot H_{1y} = 28,09 \times 0,72 = 20,30 \text{ t}$$



$$T_R = H_{2y} \tan 35,85 = 25,01 \text{ t}$$

$$T_F = \frac{H_{2y}}{\cos 35,85} = 42,70 \text{ t}$$

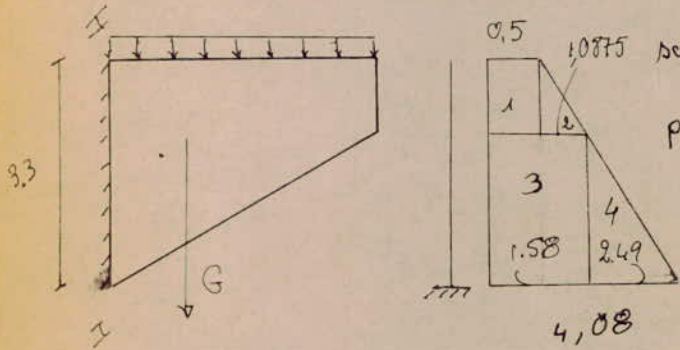
$\Rightarrow T_R = \Sigma T = 25,01 + 34,66 = 59,67 \text{ t}$: traction sur mur en retour
 $T_F = \Sigma T = 20,3 + 42,70 = 63,00 \text{ t}$ " " " frontal

2' Determination des efforts agissants sous sollicitation du 2^e genre
G + P + SI

- force horizontale agissant au centre de gravité de l'élevé
 $H = 0,0875 G_v$ G_v : charge permanente verticale
- force verticale
 $V = \frac{1}{7} \cdot 2 \cdot 0,0875 (G_v + 0,5 P_v)$
- Les poussées des terres seront majorées de 8,75%

21 Mur en retour

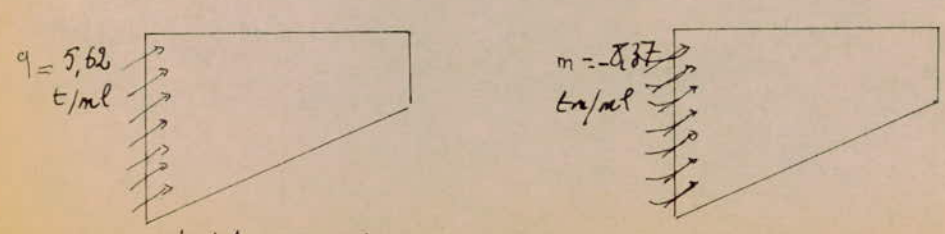
2' 11 Oreille.



surcharge par seuils non majorée.
 $e_0 = 0,5 \cdot 1 = 0,5 \text{ t/m}^2$
poussée des terres majorées de 1,0875
 $e_1 = 0,5 \cdot 2 \cdot 1,0875 = 3,58 \text{ t/m}^2$

1) Moment autour de l'axe II

	Poussée	Q	bras de levier	Moment
1)	$0,5 \times 1 \times 4$	2	2	- 4
2)	$1,0875 \times 1 \times 4 \cdot \frac{1}{2}$	2,17	2	- 4,35
3)	$1,58 \times 2,3 \times 4 \cdot \frac{1}{2}$	7,26	4/3	- 9,69
4)	$2,49 \times 2,3 \times 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2}$	5,727	4/3	- 7,63
$\Sigma Q = 17,15 \text{ t}$				$\Sigma M = -25,33 \text{ t.m}$
$q = 5,19 \text{ t/ml}$				$m = -7,67 \text{ t.m/ml}$



moment dû au poids

$H = 0,0875 G = 0,0875 \cdot 18,5 = 1,64 \text{ t} \Rightarrow 0,49 \text{ t/ml}$
 $M_{SI} = 0,49 \text{ t} \times 1,6 = -0,31 \text{ t.m} \Rightarrow -0,78 \text{ t/ml}$

$q = 5,19 + 0,43 = 5,62 \text{ t/ml}$
 $m = -7,67 - 0,78 = -8,45 \text{ t.m/ml}$

Moment de Suspension de l'oreille.

$$Q = G + P + S_v$$

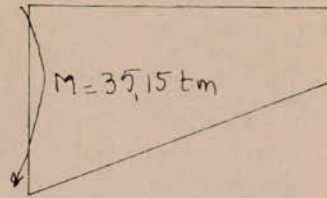
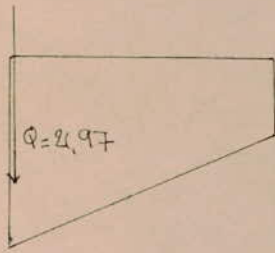
$$= 18,5 + 0,63 + 3,29 = 21,97 \text{ t}$$

$$G = 18,5 \text{ t}$$

$$P = 0,63 \text{ t}$$

$$S_v = 0,175 (18,5 + 0,63 \times 0,5) = 3,29$$

$$M = 21,97 \times 1,6 = 35,152 \text{ tm}$$



$$M_e = 0,89 \text{ t/ml}$$



Moment de Torsion

$$Q = G + P + S_v = 2,1 + 0,63 + 0,175 (2,1 + 0,5 \cdot 0,63) = 3,15 \text{ t}$$

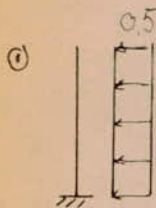
$$M_t = 3,15 \times 1,14 = 3,59 \text{ t}$$

$$\Rightarrow M_e = 0,89 \text{ t/ml}$$

222 Partie Restante de l'ur en retour

$$G_v = 21,75 \text{ t/ml} \Rightarrow H_{SE} = 0,0875 G = 0,0875 \cdot 21,75 = 1,90 \text{ t/ml}$$

cette force agit au centre de gravité de l'élément
 mais comme les abaques de la méthode utilisée ne donne
 pas ce cas de charge on a brusquément placé cette force au
 sommet du mur ainsi nous nous plaçons en sécurité
 La poussée sera majorée de 0,0875
 Le calcul sera mené de la même manière que précédemment

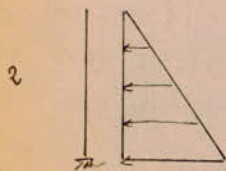


$$0,5 = k_0 q$$

$$p_{ly} = \frac{0,5 \times 8,7^2}{T_5} = 37,84$$



$$n = -8,45$$



$$k_0 q H \cdot 1,0875 = 9,49$$

$$p_{ly} = \frac{9,49 \times 8,7^2}{T_6} = 716,18$$



$$m = 0,89$$

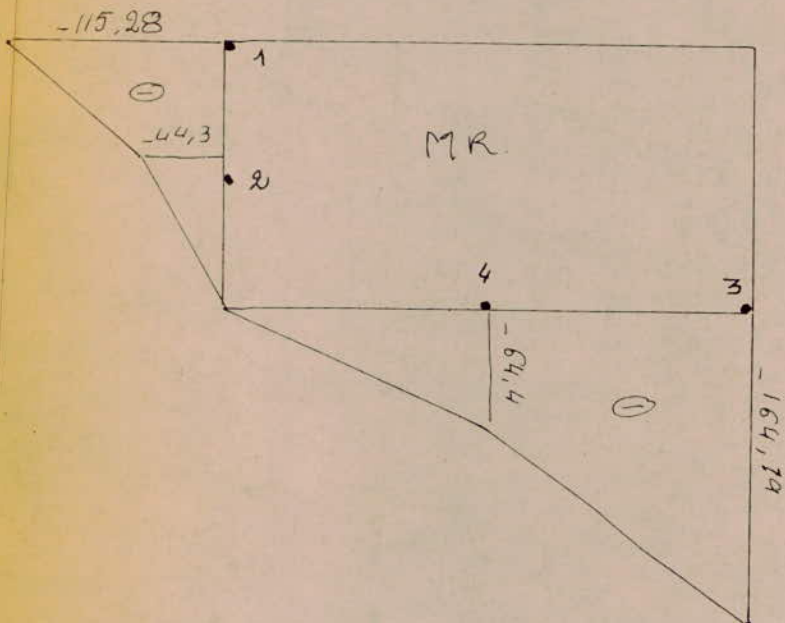


$$p_{ly} = 5,62 \times 8,7 = 48,894$$



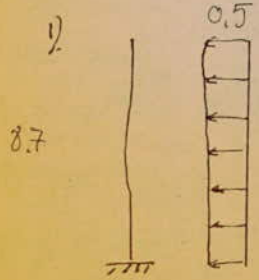
$$p_{ly} = 1,90 \times 8,7 = 16,5$$

	$ply^2 = 37,84$ ↓		$716,1 = ply$ Δ		$ply = 48,89$ ↘		$m_u = -8,45$ ↘		$m_u = -0,89$ ↗		$ply = 16,5$ ↗		Σm
	α	m_i	α	m_i	α	m_i	α	m_i	α	m_i	α	m_i	
1x	-0,36	-13,62	-0,085	-69,86	-0,38	-18,57	+0,07	-0,59	3	-2,67	-1,15	-18,97	-115,28
2x	-0,126	-4,73	-0,048	-34,37	-0,07	-3,42	-0,06	+0,50	0	0	-0,14	-2,31	-44,3
3y	-0,36	-13,62	-0,143	-102,4	-0,62	-30,31	+1,1	-9,29	+0,36	-0,32	-0,5	-8,25	-164,19
4y	-0,16	-6,05	-0,072	-51,6	-0,098	-4,79	0	0	-0,4	0,35	-0,14	-2,31	-64,4

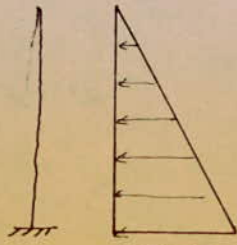


22 Determination des efforts sur mur frontal.

- 1) Toute la hauteur : garde greve + mur frontal.
surcharge sur rebords non pondérée
poussée des terres majorée par le coef pismique
- 2) Mur frontal uniquement soumis à :
moments transmis par la garde greve.
reaction " " " "
seisme appliqué au sommet du mur frontal.



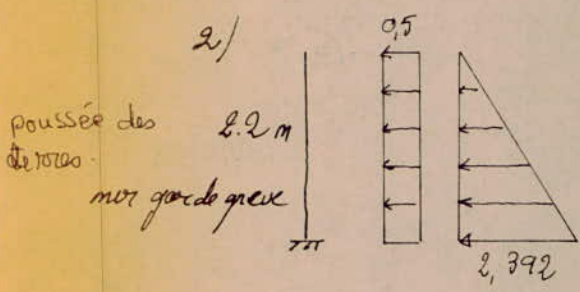
$$ply^2 = 0,5 \cdot 8,7^2 = 37,84$$



$$1,085 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 8,7 = 9,46$$

$$ply^2 = 9,46 \cdot 8,7^2 = 716,12$$

	$pl_y^2 = 37,84$ α	m_i	$pl_y^2 = 716,12$ α	m_i	Σm_i
1x	-0,42	-15,89	-0,105	-79,51	-95,4
2x	-0,14	-5,29	-0,051	-38,62	-43,91
3y	-0,42	-15,89	-0,152	-115,10	-130,99
4y	-0,24	-9,08	-0,098	-74,21	-83,29



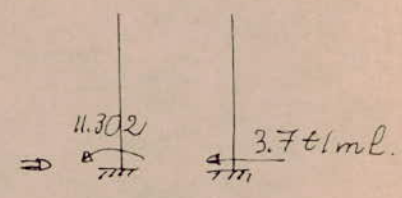
Efforts sur garde greve

$q : 0,5 \times 2,2 = 1,1 \text{ t/ml}$ $M : 1,21 \text{ tm/ml}$
 $2,392 \times \frac{2,2}{2} = 2,6 \text{ t/ml}$ $M : 1,92 \text{ ''}$

 $q = 3,7 \text{ t/ml}$ $M = 3,13 \text{ tm/ml}$

poussée d'une charge derrière la garde greve
 $M_g = 4,172 \text{ tm/ml}$

freinage sur garde greve
 $M_g = 4,8 / 1,2 = 4 \text{ tm/ml}$



force sismique horizontale supposée agir au sommet du mur frontal



$G_v = \text{Poids propre du mur} = 22,77 \text{ t/ml}$
 $\text{React transmise par Tablier} \cdot \frac{160}{14,48} = 11,04 \text{ t/ml}$

 $G_v = 33,81 \text{ t/ml}$

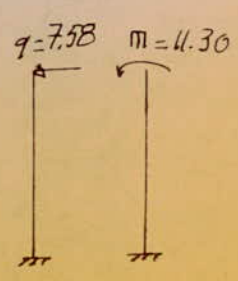
$\Rightarrow SII_H = 0,0875 \cdot 33,81 =$
 $SII_H = 2,95 \text{ t/ml}$

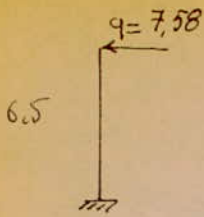
force horizontale transmise par le tablier au sommet du mur frontal due au freinage d'un essieu de 15t

$q = \frac{15}{17,87} = 0,91$

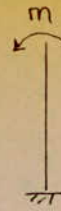
\Rightarrow React total transmise au sommet:
 $q = 0,91 + 2,95 + 3,7 = 7,58 \text{ t/ml}$

Moment total transmis au sommet
 $M = 11,30 \text{ tm/ml}$



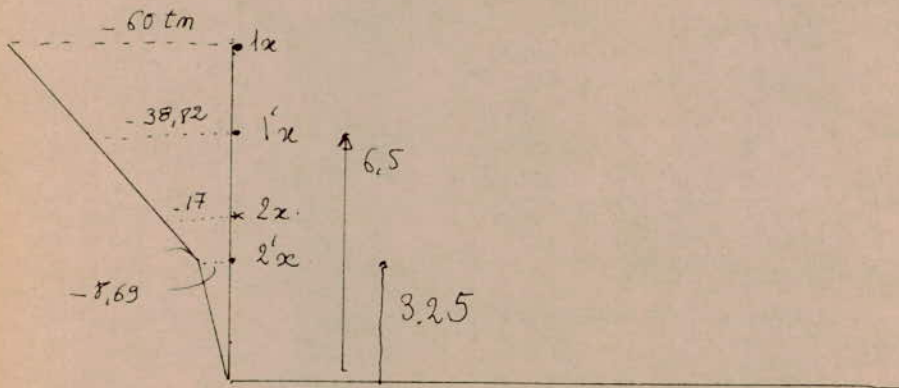


$$p_{ly} = 7.56 \cdot 6.5 = 49.14$$



$$m_0 = 11.30$$

	$p_{ly} = 49.14$		$m_0 = 11.3$		Σm_i
	α	m_i	α	m_i	
$1x$	-1.48	-72.72	+3	+33.9	-38.82
$2x$	-0.177	-8.69	0	0	-8.69
$3y$	-0.9	-44.2	0.81	9.153	-35.04
$4y$	-0.53	-26.03	0.39	4.40	2.63



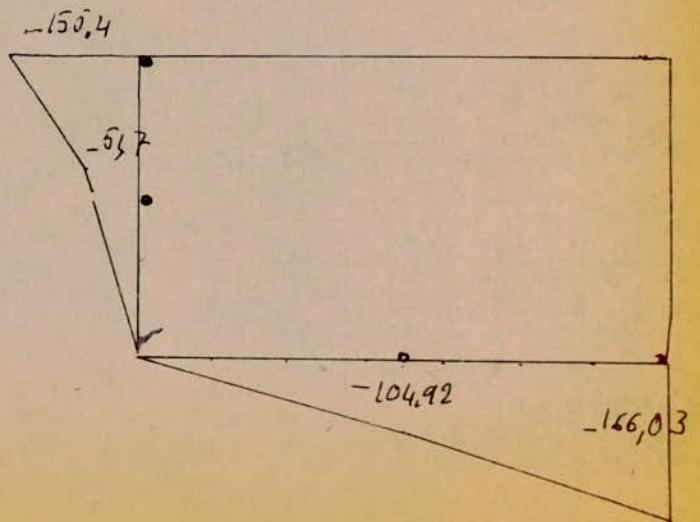
Moments par mur frontal.

$$1x = -95.4 - 60 = -155.4$$

$$2x = -43.91 - 8.69 = -51.69$$

$$3y = -130.99 + 35.04 = -95.95$$

$$4y = -83.29 - 21.63 = -104.92$$



Equilibre des moments par l'écarterement
sur en retour sur frontal

Même méthode que précédemment

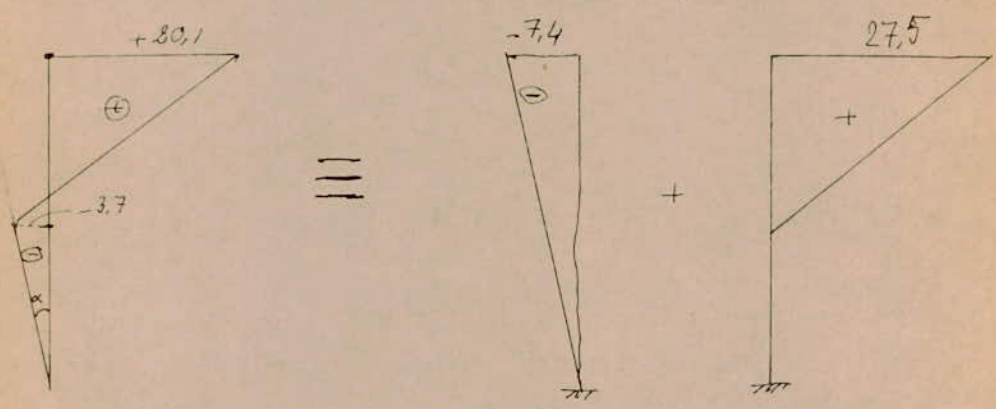
$$M_{1x} = \frac{M_{1x}^R + M_{1x}^F}{2} = -\frac{115,2 + 155,4}{2} = -135,3$$

$$M_{2x} = \frac{M_{2x}^R + M_{2x}^F}{2} = -\frac{44,3 + 51,7}{2} = -48$$

$$\Delta M_{1x} = M_{1x}^F - M_{1x} = +80,1$$

$$\Delta M_{2x} = M_{2x}^F - M_{2x} = -3,7$$

Sur sur frontal augmentation sur x → diminution sur y
 " " en retour diminution sur x → augmentation sur y



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{-3,7}{4,35} = \frac{x}{8,7} \Rightarrow x = -\frac{3,7 \cdot 8,7}{4,35} = -7,4$$

Repartition du moment différent

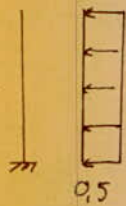
		T_{21}	μ	m_i	T_{22}	μ	m_i	Σm_i
MF	3y	+0,10	7,4	-0,74	0,06	27,5	+1,65	0,91
	4y	+0,37	"	-2,73	0,06	"	+1,65	-1,08
MR	3y	+0,26	"	+1,98	0,17	"	-4,67	-2,75
	4y	+0,37	"	+2,73	0,17	"	-4,67	-2,94

Repartition definitive des moments sur mur frontal et mur en retour

	MF	MR
1x	-135,3	-135,3
2x	-48	-48
3y	-165,39	-167,45
4y	-106	-67,34

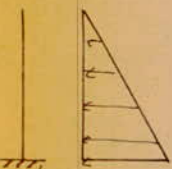
Calcul des Reactions

1) Mur frontal $\epsilon = 1,59$



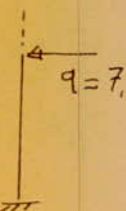
$H = p \cdot h \cdot l_y = 60,33$

$\alpha_x = 0,83 \quad H_x = 30,00$
 $\alpha_y = 0,37 \quad H_y = 22,32$



$H = \frac{p \cdot h \cdot l_y}{2} = 569,5$

$\alpha_x = 0,79 \quad H_x = 449,9$
 $\alpha_y = 0,21 \quad H_y = 113,9$



$q = 7,58 \cdot 13,87 = 105,136$

$\alpha_x = 0,8 \quad H_x = 84,10$
 $\alpha_y = 0,2 \quad H_y = 21,02$

Reaction total sur mur frontal.

$\Sigma H_x = 563,9 \text{ t}$
$\Sigma H_y = 157,2 \text{ t}$

2) Mur en retour $\epsilon = 1,09$



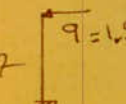
$H = p \cdot h \cdot l_y = 41,28$

$\alpha_x = 0,54 \quad H_x = 22,29$
 $\alpha_y = 0,46 \quad H_y = 18,98$



$H = \frac{p \cdot h \cdot l_y}{2} = 390,11$

$\alpha_x = 0,78 \quad H_x = 280,87$
 $\alpha_y = 0,28 \quad H_y = 109,23$

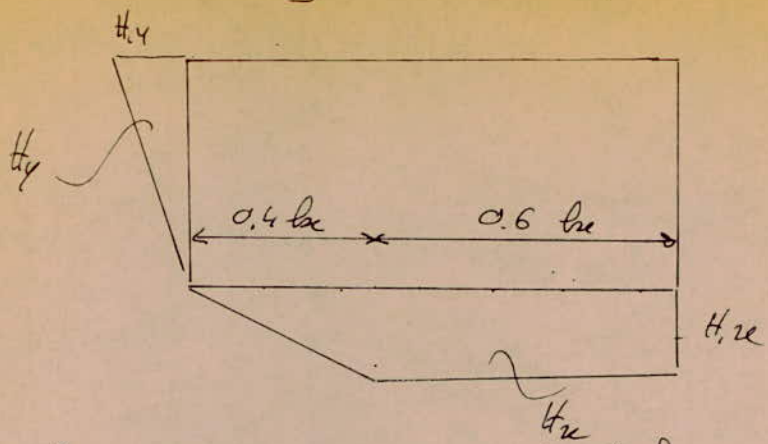


$q = 1,30 \cdot 13,4 = 17,86$

$\alpha_x = 0,8 \quad H_x = 14,28$
 $\alpha_y = 0,2 \quad H_y = 3,57$

$\Sigma H_x = 317,44$
$\Sigma H_y = 131,78$

Diagramme de Repartition des Reactions



Mur en rebour

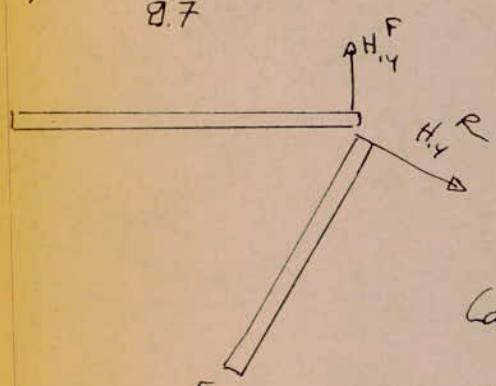
$$h_{1,x} = \frac{317,44}{0,8 \cdot 9,4} = 42,21$$

$$h_{1,y} = \frac{131,78 \times 2}{8,7} = 30,29$$

Mur frontal

$$h_{2,x} = \frac{563,9}{0,8 \cdot 13,87} = 50,82$$

$$h_{2,y} = \frac{157,2 \times 2}{8,7} = 36,13$$



Calcul des efforts de traction de la mur
(voir cas precedent)

Mur frontal: $T_R = \frac{h_{1,y}}{\cos 35,85} = \frac{36,13}{0,81} = 47,80 \text{ t}$

$$T_F = h_{1,y} \cdot \sin 35,85 = 36,13 \times 0,72 = 26,01 \text{ t}$$

Mur en rebour: $T_R = h_{1,y} \cdot \sin 35,85 = 30,29 \times 0,72 = 21,80 \text{ t}$

$$T_F = \frac{h_{1,y}}{\cos 35,85} = 30,29 \times \frac{1}{0,81} = 37,39 \text{ t}$$

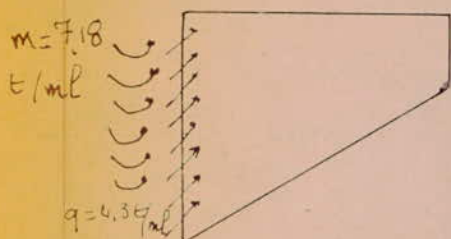
$$\rightarrow T_R = \Sigma T = 47,6 + 21,80 = 69,4 \text{ t} \quad \text{traction mur en rebour}$$

$$T_F = \Sigma T = 26,01 + 37,39 = 63,4 \text{ t} \quad \text{" " frontal}$$

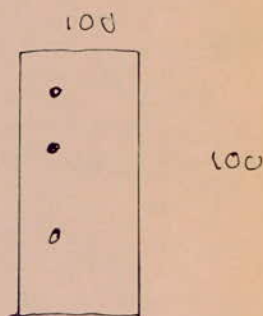
3 Ferrailage

I MUR EN RETOUR

I 1 oreille



on prend un bande 1ml



$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 7.18 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 100^2} = 0.0038 \quad \bar{\omega} = 0.0262$$

$$\varepsilon = 0.9718$$

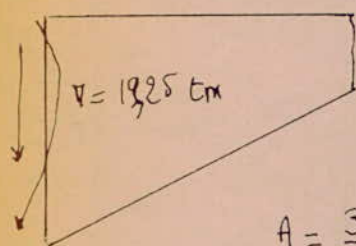
$$\kappa = 162$$

$$A = \frac{7.18 \cdot 10^5}{0.9718 \cdot 2800 \cdot 95} = 2.77 \text{ cm}^2$$

on mettra 3HA10 / ml = 2.35 cm²

$$\sigma'_b = \frac{2800}{162} = 17.28 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4.3 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 95} = 0.49 < 1.15 \bar{\sigma}_b = 9.48$$



$$\mu = \frac{15 \times 30.81 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \cdot (330)^2} = 0.0815 \quad \bar{\omega} = 0.010$$

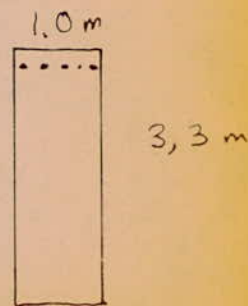
$$\varepsilon = 0.9821$$

$$\kappa = 265$$

$$A = \frac{30.81 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9821 \cdot (325)} = 3.45 \text{ cm}^2$$

on mettra 5HA10

$$\sigma'_b = \frac{2800}{265} = 10.56 < \bar{\sigma}'_b$$



Verif au cisaillement

$$\delta = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{19.25 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 325} = 0.676 \text{ kg/cm}^2 < 1.15 \bar{\sigma}_b$$

I 2 partie rectangulaire du mur en retour

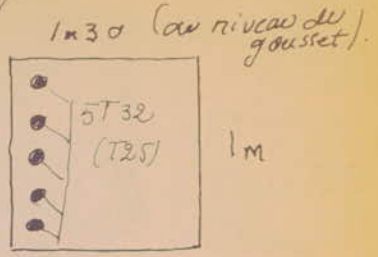
A ce niveau pour le calcul des elements en flexion composee nous avons utilise un programme de verification de contraintes sur HP41 CV

La méthode était la suivante on proposait une section d'acier selon les recommandation des documents SETRA et selon les efforts sollicitants puis on vérifie les contraintes

Armatures horizontales

section 1-2 $M = -84,85 \text{ tm/ml}$
 $T = 89,87 \text{ t/ml}$ 5 T32/ml $\bar{\sigma}_a = 2625$
 $\bar{\sigma}_b = 54$

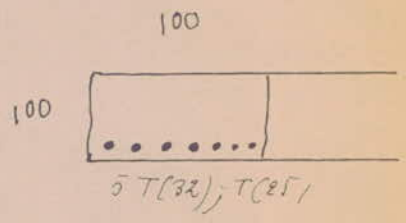
2-0 $M = -84,85 \text{ tm/ml}$
 $T = 29,83 \text{ tm}$ 5 T25/ml $\bar{\sigma}_a = 2132$
 $\bar{\sigma}_b = 46$



Armatures Verticales

section 3-4 $M = -138,77$
 $N = 21,75 + 0,25 = 22$ 7 T32/ml

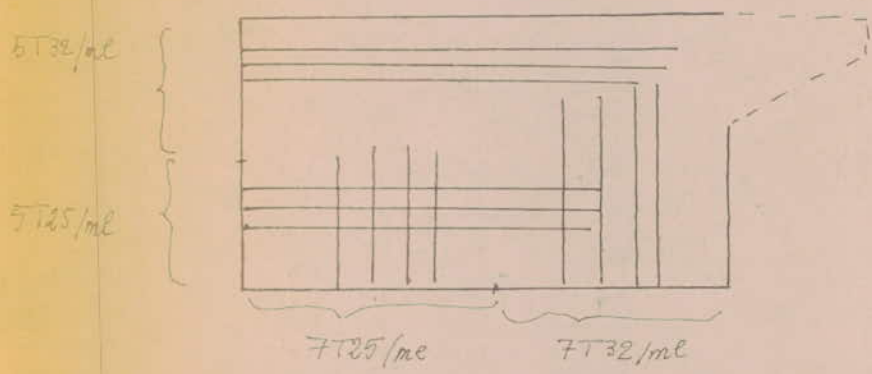
4-0 $M = -56,40$
 $N = 22$ 7 T25/ml



Vérification au cisaillement du niveau de la section de jonction mur Sewelle effort $H_x = 46,16 \text{ t/ml}$

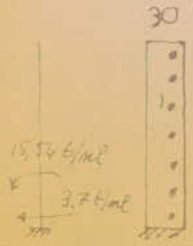
$$\delta = \frac{H_x}{100 \times \frac{7 \times 95}{8}} = 5,55 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

Ferraillage Type



II Mur frontal

II 1 mur garde grave (au niveau de la section d'encastrement mur frontal)

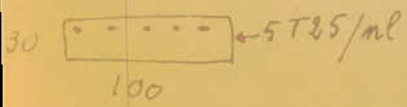


$$\nu = \frac{15 \cdot 15,54 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 30^2} = 0,092 \quad \bar{\omega} = 0,704$$

$$A = \frac{15 \cdot 15,54 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,87 \cdot 28} = 22,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \epsilon = 0,8780$$

5 T25/ml (acier verticaux)

Horizontalement on prévoit de faire continues les armatures de mur en retour



Verification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{b_3} = \frac{3,7 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 28} = 1,51 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

Partie basse mur frontal (6,50 x 1,30 x 14,43).

Armatures horizontales

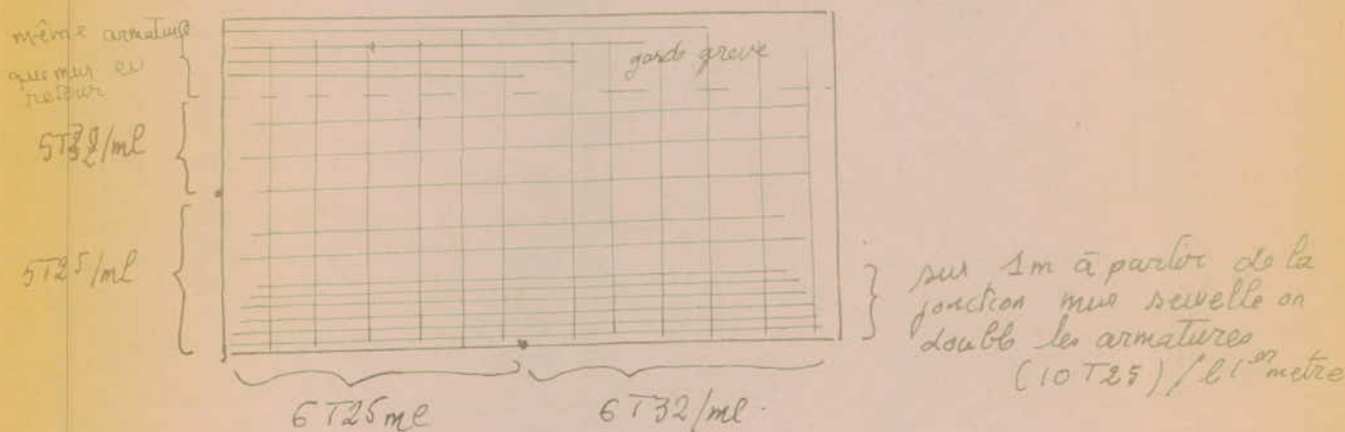
1-2 $\eta = 84,85$ $5T32/ml$ $\bar{\sigma}_a = 2580$
 $T = 63$ $\bar{\sigma}_b' = 40$

2.0 $\eta = 40,24$ $5T25/ml$ $\bar{\sigma}_a = 2110$
 $T = 31,5$ $\bar{\sigma}_b' = 26$

Armatures verticales

3-4 $\eta = 184,1$
 $N = 22 + \frac{150}{14,75} + \frac{5,8}{14,75} = 32,76$ $6T32$ $\bar{\sigma}_a = 2698$
 $\bar{\sigma}_b' = 72$

4.0 $\eta = 79,31$
 $N = 32,76$ $6T25/ml$ $\bar{\sigma}_a = 1920$
 $\bar{\sigma}_b' = 50$



Renforcement sur ferrailage mur frontal au niveau du sommet

Les clés sur lesquelles repose l'appareil d'appui sont déjà frettées et en plus de ça on renforce le ferrailage sur le sommet qui sur une hauteur allant jusqu'à 60 cm travail comme une poutre continue.

Donc on ajoutera pour le sommet une nappe de barres calculée selon le document SETRA P.le .P 32

$$A = 0,25 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a}$$

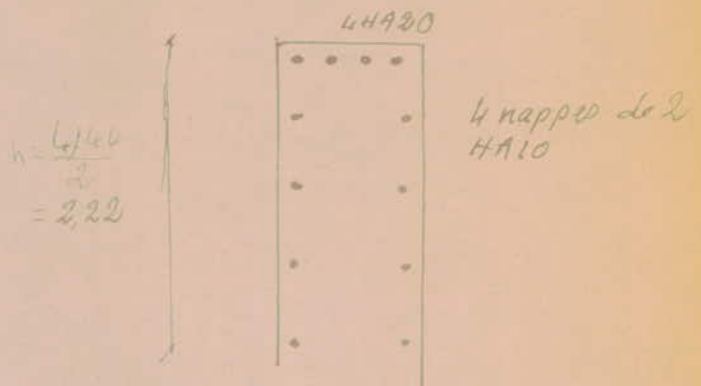
R_{max} : réaction maximale traversée par la poutre la plus sollicitée

$$R_{max} = \underset{CP}{43570} + \underset{CP}{9730} + \underset{Surcharge}{83400} = 136700 \text{ Kg}$$

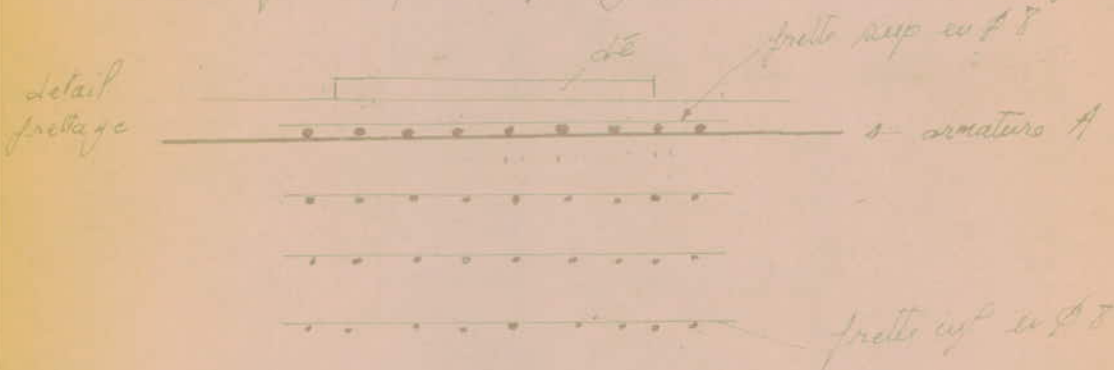
$$A = 0,25 \frac{136700}{2800} = 12,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ HA20}$$

Sur une hauteur égale à la moitié de l'entreaxe des poutres on se mettra une section d'acier pour limiter la propagation éventuelle des fissures

$$B = 0,125 \frac{R_{max}}{2800} = 0,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ barres de HA10}$$



À niveau de l'emplacement des verins et des dés on renforcera par un ferrage (NB: les dés sont ferrés)



les dés ont une dimension de 90x90 et sont sollicités par une réaction $R_{max} = 136700 \text{ Kg}$

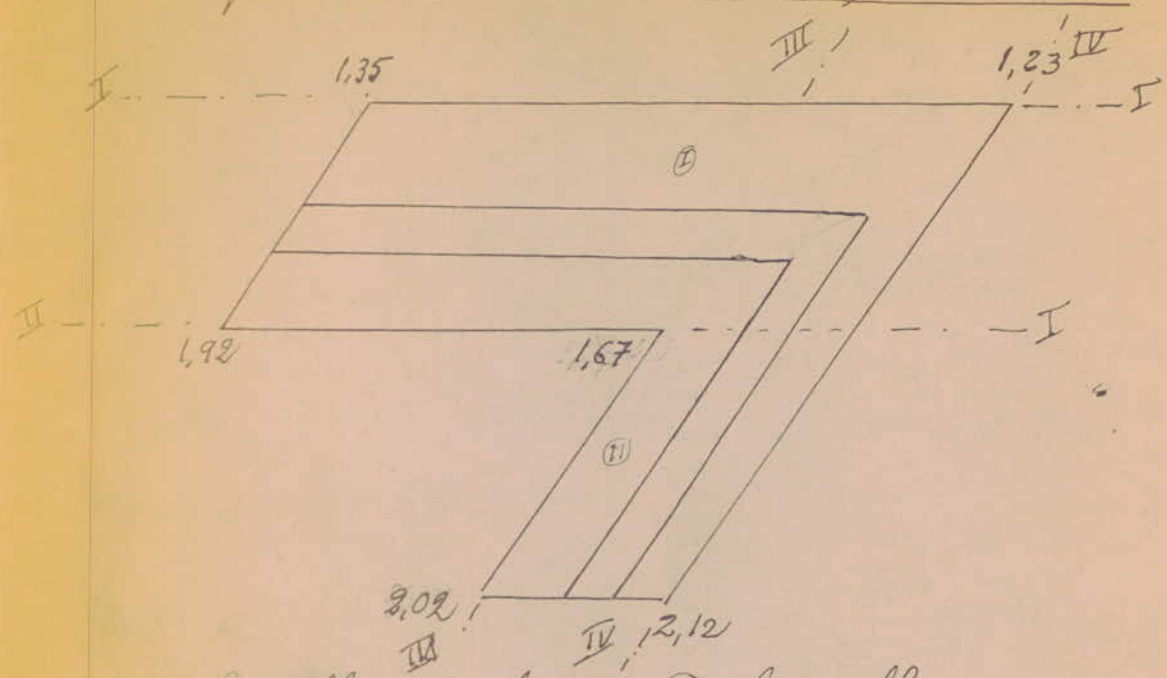
$$\Rightarrow \sigma'_m \text{ de comp} = \frac{136700}{9100} = 29,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{50}$$

les ferrés du dés seront constitués de fer en FT posés en quadrillage



ferraillage de la Sewelle

1) Repartition des contraintes maximales sous la Sewelle

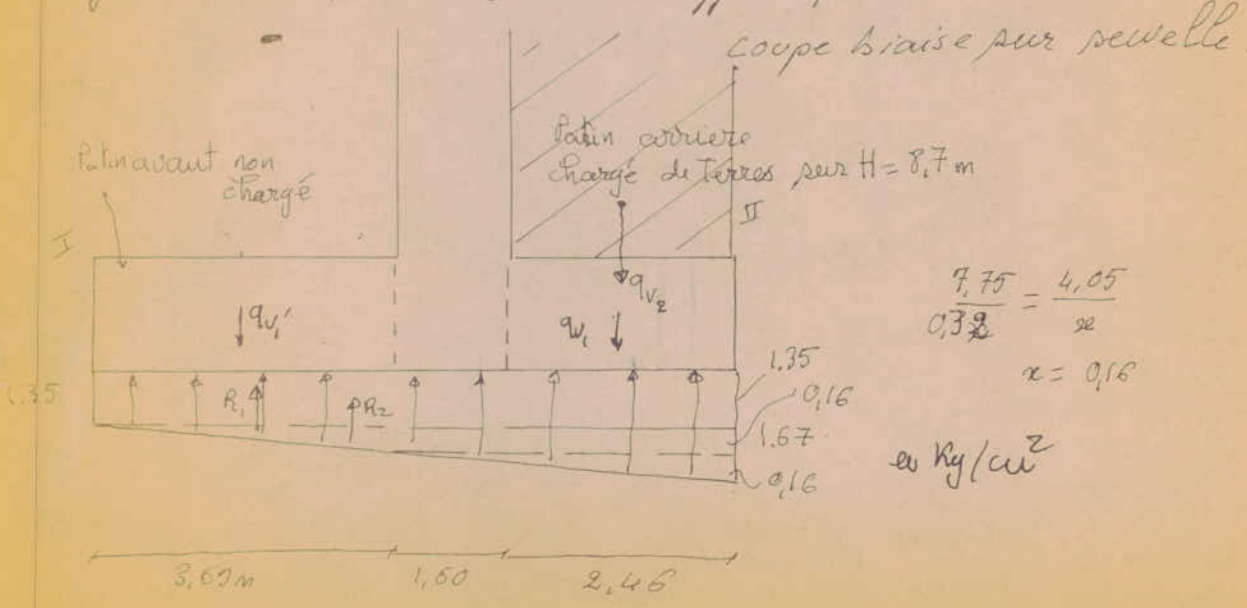


ferraillage de la partie (I) de la Sewelle.

sur l'axe I I la contrainte max est 1.35

sur l'axe II II " " est 1.67

on ferraillera la Sewelle sous c'est efforts max.



$$\frac{7.75}{0.32} = \frac{4.05}{x}$$

$$x = 0.16$$

en Kg/cm²

ferrailage de la poutre : on considere une section d'encastrement dans le voile.

$$0,81 = \frac{1m}{\rho \text{ ind}}$$

Patin avant

$$M = R_1 d_1 + R_2 d_2 - q_v d_1 =$$

$$\text{en } t/m^2 = 1,35 \times 3,69 \times 0,81 \times \frac{3,69}{2} + \frac{0,167}{2} \times 3,69 \times 0,81 \times \frac{3,69}{3} - 3,69 \times 0,81 \times 2,5 \times \frac{3,69}{2}$$

$$M = 63,73 \text{ tm/m}$$

$$A = \frac{\pi}{3 \sigma_a} = \frac{63,73 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 95 \times 2670} = 27,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ T}25 / \text{ml}$$

Patin arriere

$$M = (1,37 + 0,16) \times 2,46 \times 0,81 \times \frac{2,46}{2} + \frac{0,16}{2} \times 2,46 \times 0,81 \times \frac{2,46 \times 2}{3} - 2,46 \times 0,81 \times 2,5 \times \frac{2,46}{2} - 2 \times 8,7 \times 2,46 \times 0,81 \times \frac{2,46}{2} - 2,46 \times 0,81 \times 1 \times \frac{2,46}{2} =$$

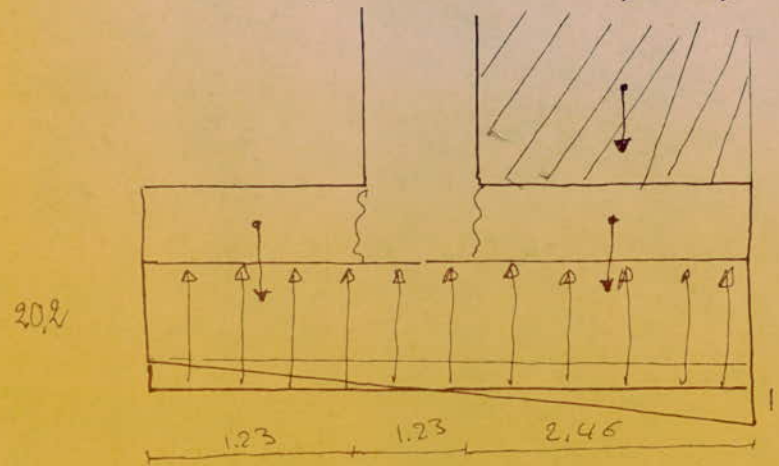
$$M = -26,35 \text{ tm}$$

$$A = \frac{\pi}{3 \sigma_a} = \frac{26,35 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 95 \times 2800} = 11,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ T}16$$

=> on disposera 6T16 sur rappe sup.
6T25 en " inf

ferrailage de crochement arriere

Contrainte max sur l'axe III	III	2,02 kg/cm ²	20,2 t/m ²
" " " " IV	IV	2,12 "	21,2 t/m ²



la difference entre les 2 contraintes n'est pas grande on peut supposer une repartition uniforme de $\frac{2,02 + 20,2}{2} = 20,70 \text{ t/m}^2$

ferrailage patin avant

$$M = 20,70 \times 1,23 \times 0,81 \times \frac{1,93}{2} - 1,23 \times 0,81 \times 2,5 \times \frac{1,23}{2} = 11,15 \text{ tm}$$

$$A = \frac{M}{3 \sigma_a} = \frac{11,15 \cdot 10^5}{\frac{7,95 \cdot 2800}{8}} = 4,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ T12 / ml}$$

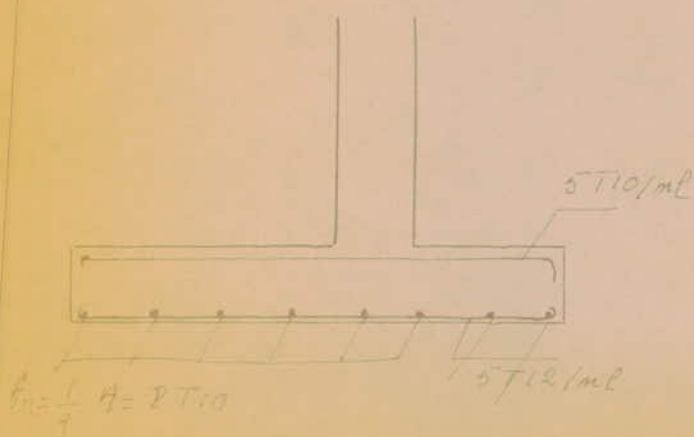
Patin arriere

$$M = 2,46 \times 0,81 \times 20,70 \times \frac{2,46}{2} - 2,46 \times 0,81 \times 2,5 \times \frac{2,46}{2} - 8,7 \times 2 \times 2,46 \times 0,81 \times \frac{2,46}{2} - 2,46 \times 0,81 \times \frac{2,46}{2} \times 1 = -0,49$$

$$A = \frac{0,49 \cdot 10^5}{3 \sigma_a} = \frac{0,49 \cdot 10^5}{\frac{7,95 \cdot 2800}{8}} = 0,21 \text{ T10 faible on met des armatures de construction 5 T10 / ml}$$

rappé inf 5 T12 / ml

rappé sup 5 T10 / ml



NB. Pour le ferrailage on a pris les sections d'acier la plus defavorable c'est celle donnee par G + 1,2 P
G + P.81 donne des sections plus faibles

Verification au cisaillement de poutre avant de la poutelle

$$Q = R_1 + R_2 - Q_{V1} = 3,69 \times 0,81 \times 13,5 + \frac{1}{2} \times 1,6 \times 3,69 \times 0,81$$

$$- 3,69 \times 0,81 \times 2,5 = 35,27 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{35,27 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 95} = 4,24 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

Les armatures principales seront disposées selon le biais

