

UNIVERSITE DES SCIENCES
ET DE LA TECHNOLOGIE D'ALGER

7/81

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Departement de Genie Civil

lex

THESE DE FIN D'ETUDES

PONT MIXTE SUR
OUED DJEMAA

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكننة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

SUJET PROPOSE PAR

SAPTA

DIRIGE PAR

G. SALORT

ETUDIE PAR

BENZIADA Cherif

Promotion JUIN 81

UNIVERSITE DES SCIENCES
ET DE LA TECHNOLOGIE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Departement de Genie Civil

THESE DE FIN D'ETUDES

PONT MIXTE SUR
OUED DJEMAA

SUJET PROPOSE PAR
SAPTA

ETUDIE PAR
BENZIADA Cherif

DIRIGE PAR
G. SALORT

Promotion JUIN 81

Je dédie ce travail :

- à la mémoire de mon père .
- à ma mère .
- à mon frère et mes sœurs .
- à mes Cousins .
- à toute la famille Benziada .
- et aux amis .

Chérif

REMERCIEMENTS

Mes remerciements et ma reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Une reconnaissance toute particulière est destinée à mon promoteur M^r Georges SALORT.

Je remercie également tous les responsables de la SAPTA qui ont facilités mon intégration au sein de la société, en particulier MM. DEROUICHE et REZKALLAH.

Je tiens aussi à remercier M^r Alain PREVOST pour les conseils qu'il m'a donnés en construction métallique.

C. BENZIADA.

TABLE DES MATIERES

Chapitre ① : INTRODUCTION

- Introduction
- Description de l'ouvrage
- Avantages de la structure mixte Acier-Béton

Chapitre ② : MATERIAUX UTILISES et CONTRAINTES ADMISSIBLES

- Béton
- Acier

Chapitre ③ : PREDIMENSIONNEMENT de la SECTION MIXTE

- Méthode de calcul d'une section mixte
- Predimensionnement de la section

Chapitre ④ : CHARGES et SURCHARGES

- Charge permanente et complément de charge perm
- Surcharges A B_c M_{c120}

Chapitre ⑤ : ETUDE DES POUTRES

- Calcul des efforts
- vérification des contraintes
- vérifications complémentaires
- Assemblages

Chapitre ⑥ : ETUDE DES ENTRETOISES

- Calcul des efforts
- Entretoise intermédiaire
- Entretoise d'about

Chapitre 7: CONNECTEURS

- Principe de fonctionnement
- Epure de repartition

Chapitre 8: APPAREILS D'APPUI

- Dimensionnement
- Justification

Chapitre 9: CALCUL DU HOURDIS

- calcul des efforts et ferrailage

Chapitre 10: ETUDE DE LA CULEE

- Dimensions
- stabilité à sec et en crue
- vérification sismique
- ferrailage

Chapitre 11: ETUDE DE LA PILE

- Dimensions
- stabilité à sec, en crue, au séisme
- Ferrailage

Bibliographie

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

INTRODUCTION

La société algérienne des ponts et travaux d'art (SAPTA) est appelée à réaliser un pont sur l'oued Djemâa (Bouira) reliant les deux tronçons de la nouvelle route entre le CW 125 (Ben-Haroun) et la RNS. L'ouvrage projeté sera du type mixte acier-béton. D'une longueur de 50 m, le pont comportera 2 travées isostatiques de 25 m chacune. La largeur roulable est de 7 m (2 voies de 3,5 m). La largeur totale est de 10 m avec 2 trottoirs de 1,50 m chacun.

a) Description de l'ouvrage

L'ouvrage du type mixte comprend :

- Tablier métallique : il se compose de 3 poutres principales (PRS) espacées de 3,60 m et solidarisées par 5 entretoises. Les entretoises d'about sont à âme pleine (HEB 500) et les intermédiaires du type triangulées. Les connecteurs (organes de liaison acier-béton) sont soudés sur les semelles supérieures des poutres et noyés dans le béton de la dalle.
- Chaussée : Elle comporte deux voies de circulation.

Le revêtement a une épaisseur de 5 cm. Une pente de 2% assure le ruissellement des eaux.

- Trottoirs : Largeur de 1,50 m, ils sont préfabriqués et montés sur place.

- Hourdis : D'une épaisseur de 20 cm, la dalle en béton armé est directement coulée sur les PRS. Des consoles métalliques assurent le coffrage.

- Appuis : Ils sont constitués par deux culées et une pile en béton armé. Les appareils d'appui sont en élastomère fretté.

Avantages de la structure mixte Acier-Béton

Les ponts métalliques classiques, à poutres sous chaussées sont recouverts d'un hourdis en béton armé qui n'a pour autre but que de répartir sur les poutres des charges appliquées à l'ouvrage, donc il constitue un "poids mort" pour l'ouvrage. Comme le béton, matériau moins cher, présente une bonne résistance à la compression, il est préférable de l'associer à la table de compression des poutres. La structure mixte permet donc une économie de l'acier. Cette structure par sa légèreté, permet de réaliser une économie sur le prix des appuis et des fondations. Cependant il existe des difficultés

Présentées par la construction mixte. La participation du hourdis à la flexion générale s'accompagne d'un glissement entre les deux matériaux qui tend à les désolidariser. Cette force doit être reprise par des pièces (connecteurs) fixées à la semelle supérieure de la poutre d'acier et noyées dans le béton du hourdis. Ces connecteurs correctement dimensionnés assurent le fonctionnement monolithique de l'ensemble.

La construction métallique n'immobilise pas une main-d'œuvre nombreuse mais elle nécessite des équipes hautement qualifiées notamment pour le réglage et le montage définitif sur chantier.

L'utilisation des coffrages métalliques "standard" permet une réalisation rapide de ce genre d'ouvrages.

MATERIAUX UTILISES
et
CONTRAINTES ADMISSIBLES

MATERIAUX UTILISES et CONTRAINTES ADMISSIBLES

BETON

| Dosage | Ciment | Contrôle | Granulats |
|-----------------------|---------|----------|-----------------------|
| 350 kg/m ³ | CPA 325 | attenué | C _g = 25mm |

Résistance nominale de compression $\sigma'_{28} = 270$ bars

Résistance nominale de traction $\sigma_{28} = 23,2$ bars

Contrainte de compression admissible (CCBA 68 Art 9.4)

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } \rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

α : coefficient qui dépend de la classe du ciment : $\alpha = 1$ (CPA 325)

β : dépend de l'efficacité du contrôle : $\beta = \frac{5}{6}$ (contrôle atténué)

$$\gamma : \frac{h_m}{4C_g} = \frac{20}{4 \cdot 2,5} = 2 > 1 \quad : \quad \gamma = 1$$

δ : dépend de la nature de sollicitation :

$$\begin{cases} \delta = 0,30 & \text{en compression simple} \\ \delta = 0,60 & \text{en flexion simple} \end{cases}$$

en flexion composée :

$$\begin{cases} \delta = 0,60 & \text{si l'effort normal est une traction} \\ \delta = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \frac{\sigma_0}{3\sigma_{e1}} \right) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60 & \text{si } \delta > 0,60 \end{cases} & \text{si l'effort normal est une compression} \end{cases}$$

avec e_0 : la distance du point de passage de la résultante des forces extérieures au centre de gravité de la section du béton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul.

ϵ : dépend de la forme de la section

$\epsilon = 1$ en compression simple

$0,5 < \epsilon < 1$ dans les autres cas.

on a donc :

en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,30 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

en flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,60 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de traction de référence (CCBA 68 Art 9.5)

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

α, β, γ ont les mêmes valeurs que précédemment.

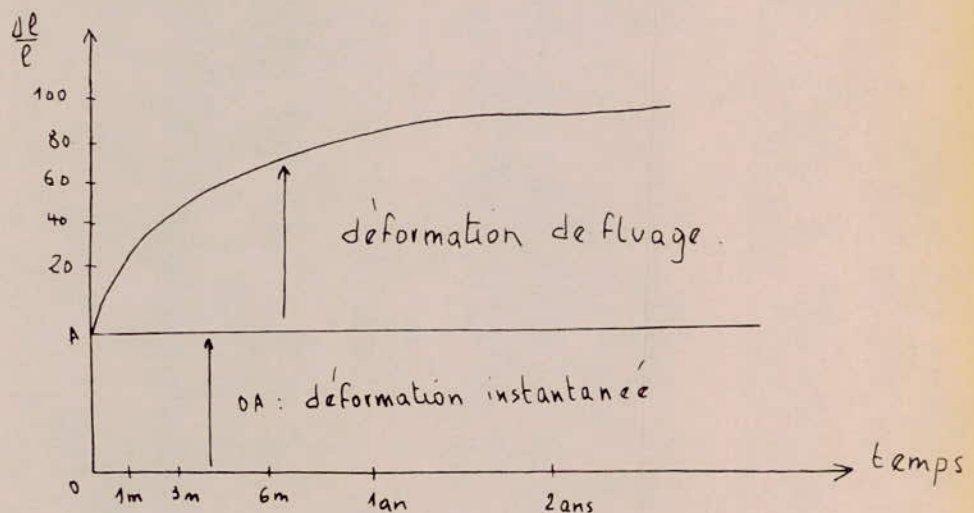
$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,0257$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,0257 \cdot 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

Retrait : C'est un phénomène de raccourcissement qui accompagne la prise du ciment. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de température entraînant un raccourcissement Δl .
 En moyenne on prend $\frac{\Delta l}{l} = \epsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$

Dilatation : on admet en général $\frac{\Delta l}{l} = \frac{\epsilon_t}{3} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$ correspondant à une variation de température de $\pm 20^\circ\text{C}$.

Fluage : C'est un phénomène de déformation différée sous charge fixe indéfiniment appliquée.



Module de déformation longitudinale

On assimile l'effet du fluage à une diminution progressive du coefficient de déformation du béton.

$$E = \frac{\text{contrainte}}{\text{déformation}} = \frac{\sigma}{\frac{\Delta l}{l}}$$

on adopte en général :

$$E_i = \text{module de déformation instantanée} = 21000 \sqrt{\sigma_j}$$

$$E_v = \text{module de déformation différée} = 7000 \sqrt{\sigma_j}$$

ACIER

a) Aciers utilisés en béton armé.

on utilise des aciers à haute adhérence Fe E 40.

- Contrainte admissible de traction

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$$

σ_{en} : limite nominale d'élasticité de l'acier

$\rho_a = \frac{2}{3}$ pour les sollicitations du 1^{er} genre

| Classe | Diamètres | σ_{en} (kg/cm ²) | $\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²) $\rho_a = \frac{2}{3}$ |
|----------|----------------|-------------------------------------|---|
| Fe E 40A | $\phi \leq 20$ | 4200 | 2800 |
| Fe E 40B | $\phi > 20$ | 4000 | 2670 |

La contrainte admissible de traction à considérer est la plus petite des limites imposées, la première par les caractéristiques mécaniques de l'acier, la seconde par les conditions de fissuration du béton.

$\bar{\sigma}_a$ est alors limité à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars.

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\hat{\omega} f}{1 + 10 \hat{\omega} f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta k \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$k = 1,5 \cdot 10^6$ si la fissuration est peu nuisible.

$k = 10^6$ si la fissuration est préjudiciable.

$k = 0,5 \cdot 10^6$ si elle est préjudiciable.

η : coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

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

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton, en bars.

ϕ : diamètre nominal, en mm, de la plus grosse des barres tendues.

$\hat{\omega} f$ = pourcentage de fissuration = $\frac{A}{B_f}$

où A = section totale des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues.

Contrainte de traction admissible pour les armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en}$$

σ_{en} : limite d'élasticité nominale de l'acier constituant.

les armatures transversales.

si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \quad \text{si} \quad \rho_{at} > \frac{2}{3} \quad (\text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$\rho_{at} = \frac{2}{3} \quad \text{sinon}$$

τ_b représente la contrainte de cisaillement.

b) Acier pour le tablier métallique

Les éléments du tablier métallique (poutres, entretoises, connecteurs) sont en acier de Nuance E 24

Les assemblages sont réalisés avec des boulons à haute résistance. Les cordons de soudure ont une épaisseur de 6mm.

- * Les combinaisons d'action sont définies au chapitre 1^{er} du fascicule 61 titre V : (combinaisons d'actions et sollicitations de calcul)

PREDIMENSIONNEMENT
de la
SECTION MIXTE

A. METHODE DE CALCUL D'UNE SECTION MIXTE

I. Hypothèses de calcul d'une section mixte

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est essentiel d'en étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliqués ; pour cela, on suppose vérifier les deux hypothèses suivantes :

a) la liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement relatif entre les deux matériaux est rendu impossible et ce par la présence des organes de liaison (connecteurs) donc on peut prendre en compte l'hypothèse de Navier-Bernoulli (conservation des sections planes)

b) Le béton et l'acier sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hooke

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

comme E_b décroît quand la durée de chargement augmente, le coefficient d'équivalence n va dépendre

du module de déformation longitudinale du béton (E_b)

On peut adopter :

E_i : module de déformation instantanée du béton .

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_{28}} = 21000 \sqrt{270} = 345065 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } n = \frac{21 \cdot 10^5}{345065} = 6$$

E_v : module de déformation différée .

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_{28}} = 7000 \sqrt{270} = 115021 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{21 \cdot 10^5}{115021} = 18$$

Pendant la phase métal (acier + béton liquide) : $E_b = 0$

$$n = \infty$$

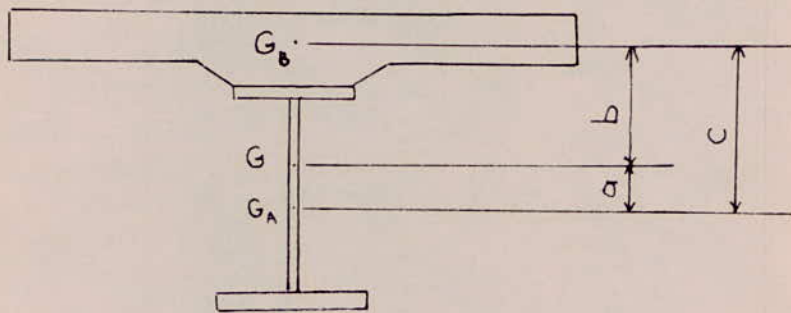
Pour les effets dus au retrait et la différence de température , on prend $n = 15$.

| Paramètre considéré | Cas de charge | coefficient d'équivalence n |
|---------------------|---|-------------------------------|
| Phase métal | Charge permanente (acier + béton liquide) | ∞ |
| Charge longue durée | Complément de C.P. (superstructure) | 18 |
| Charge instantanée | Surcharges réglementaires | 6 |
| effets différés | Retrait, température | 15. |

II - Caracteristiques de la section mixte.

a) Notations

Pour le calcul de la section mixte, il est nécessaire de rendre la section homogène. La section mixte est homogénéisée par rapport à l'acier.



| | Acier | Beton | Ossature mixte |
|-----------------------|-------|-------|---------------------------|
| Surface de la section | S_A | S_B | $S = S_A + \frac{S_B}{m}$ |
| Centre de Gravité | G_A | G_B | G |
| moment d'inertie | I_A | I_B | I |
| $\overline{G G_A}$ | | | $-a$ |
| $\overline{G G_B}$ | | | b |

b) Position du centre de gravité de la section mixte

$$a = \frac{c S_B}{m S} \quad \text{et} \quad b = \frac{c S_A}{S} \quad \text{avec} \quad a + b = c$$

c) Moment d'inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité.

$$I = I_A + \frac{I_B}{n} + \frac{c^2 S_A S_B}{m S}$$

III - Etude des efforts appliqués à la section mixte

on a deux sortes d'efforts :

- Efforts externes (M, N, T)

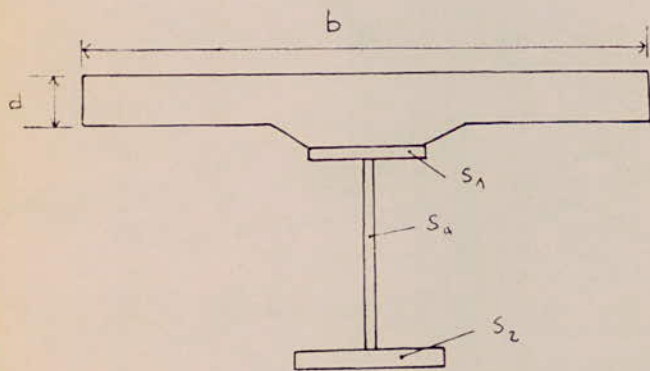
- Efforts internes :

• effets dus au retrait

• effets de glissement

(Ces effets seront repris par les connecteurs)

B. PREDIMENSIONNEMENT de la SECTION



"section médiane"

b = largeur participante

d = épaisseur de la dalle

s_1 = section de la semelle supérieure

s_a = section de l'âme

s_2 = section de la semelle inférieure

h_a : hauteur de l'âme

h = hauteur totale de la poutre métallique

a) Largeur participante . (CCBA 68 art 23.3)

La distance entre-axe des poutres est de 3,60m

$$b_0 < \frac{3,60}{2} = 1,80\text{m}$$

$$b_0 < \frac{L}{6} = \frac{25}{6} = 4,16\text{m}$$

on prend $b_0 = 1,60\text{m}$

$$b = 2b_0 = 2 \times 1,60 = 3,20\text{m}$$

b) la hauteur totale R est telle que :

$$\frac{L}{20} < R < \frac{L}{16} \quad \text{avec } L = \text{portée} = 25\text{m}$$

$$1,25 < R < 1,56$$

$$\text{Soit } R = 1,35\text{m}$$

c) Section des semelles .

La semelle supérieure doit supporter les efforts en cours de construction dus au coffrage et au poids du béton liquide

S_1 doit satisfaire :

$$S_1 \geq 1,13 \frac{M}{h \sigma_c}$$

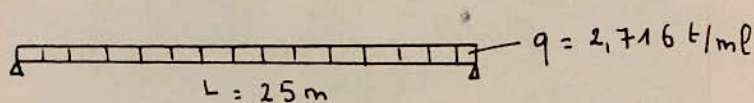
M = moment dû à la charge permanente + coffrage.

Pour les ponts du type mixte, on estime le poids moyen d'acier au mètre carré à 130 kg/m^2 .

Poids propre : dalle : $0,20 \times 2,5 \times 3,2 = 1,6 \text{ t/ml}$
 acier : $130 \times 3,2 = 0,416 \text{ t/ml}$

Poids propre par ml = $1,6 + 0,416 = 2,016 \text{ t/ml}$
 coffrage = $0,7 \text{ t/ml}$

$q = 2,016 + 0,7 = 2,716 \text{ t/ml}$



$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{2,716 \times 25^2}{8} = 212,8 \text{ t m}$

$S_1 \geq 1,13 \times \frac{212,8}{1,35 \times 2,4} = 74 \text{ cm}^2$

on prend : $S_1 = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}^2$

La section S_2 est estimée par :

$S_2 \geq 0,83 \frac{M}{R_{\sigma e}}$

avec M : Moment dû à la charge permanente + surcharges

Poids propre : acier : $0,416 \text{ t/ml}$

dalle : $1,6 \text{ t/ml}$

trottoir : $1,5 \times 0,2 \times 2,2 = 0,66 \text{ t/ml}$

chaussée : $0,05 \times 2,2 \times 3,2 = 0,352 \text{ t/ml}$

Poids propre = $0,416 + 1,6 + 0,66 + 0,352 = 3,028 \text{ t/ml}$

Surcharges : en première approximation, on suppose que la surcharge $A(\ell)$ est prépondérante.

$$A = kA(\ell) \frac{\ell_0}{\ell_r} \quad \text{avec } A(\ell) = 230 + \frac{36000}{25+12} = 1202,9 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 1 \times 1,203 \times \frac{3,5}{3,5} = 1,203 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} A = 1,203 \times 3,2 = 3,84 \text{ t/ml} \\ \text{trottoir} : 0,15 \times 3,2 = 0,48 \text{ t/ml} \end{cases}$$

La charge uniformément répartie sur la poutre est :

$$q = 3,028 + 1,2 (3,84 + 0,48) = 8,212 \text{ t/ml}$$

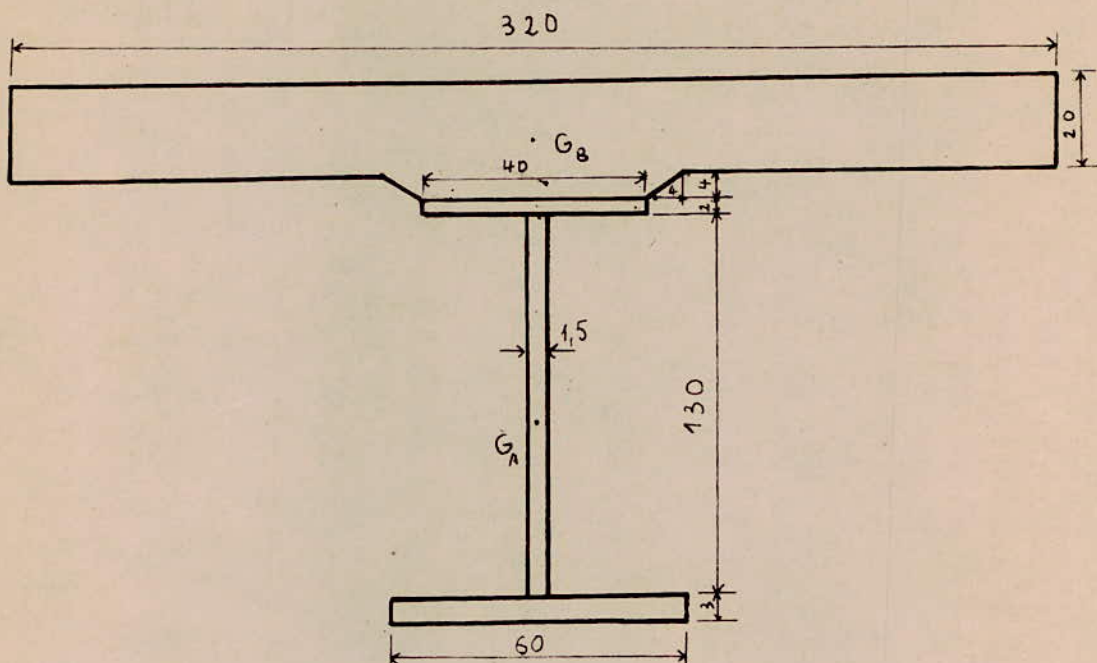
$$M = \frac{q \ell^2}{8} = \frac{8,212 \times 25^2}{8} = 641,56 \text{ t.m.}$$

$$S_2 \geq 0,83 \frac{641,56}{1,35 \times 2,4} = 164,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend : } \underline{S_2 = 60 \times 3 = 180 \text{ cm}^2}$$

$$\underline{S_{\text{âme}} = 125 \times 1,5 = 187,5 \text{ cm}^2}$$

Dimensions de la section mixte.



$$S_A = 40 \times 2 + 130 \times 1,5 + 60 \times 3 = 455 \text{ cm}^2$$

$$S_B = 20 \times 320 + 40 \times 4 + 2 \cdot \frac{4 \times 4}{2} = 6576 \text{ cm}^2$$

Position du centre de gravité de l'acier seul.

$$y_{G_A} = \frac{40 \times 2 (134) + 130 \times 1,5 (65+3) + 60 \times 3 \times 1,5}{455} = 53,29 \text{ cm}$$

Position du centre de gravité du béton :

$$y_{G_B} = \frac{320 \times 20 (10+4+135) + 4 \times 4 (\frac{2}{3} \cdot 4 + 135) + 40 \times 4 (2+135)}{6576} = 148,68$$

| n | ∞ | 6 | 15 | 18 |
|---|----------|------|-------|-------|
| $S = S_A + \frac{S_B}{n}$ (cm ²) | 455 | 1551 | 893,4 | 820,3 |

c = distance entre centre de gravité du béton et celui de l'acier.

$$c = y_{G_B} - y_{G_A} = 148,68 - 53,29 = 95,39 \text{ cm}$$

Inertie du béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{320 \times 20^3}{12} + 320 \times 20 (10,32 - 10)^2 = 213988,69 \text{ cm}^4 \\ \frac{40 \times 4^3}{12} + 40 \times 4 (13,68 - 2)^2 = 22040,91 \text{ cm}^4 \\ \frac{4 \times 4^3}{36} + 2 \cdot \frac{4 \times 4}{2} \left(13,68 - \frac{2}{3} \cdot 4\right)^2 = 1954,91 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$I_B = 237984,50 \text{ cm}^4$$

Inertie de l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{40 \times 2^3}{12} + 40 \times 2 (81,71 - 1)^2 = 521154,98 \text{ cm}^4 \\ \frac{1,5 \times 130^3}{12} + 130 \times 1,5 (68 - 53,29)^2 = 316819,89 \text{ cm}^4 \\ \frac{60 \times 3^3}{12} + 60 \times 3 (53,29 - 1,5)^2 = 482931,72 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$I_A = 1320906,50 \text{ cm}^4$$

Inertie de la section mixte.

$$I = I_A + \frac{I_B}{n} + c^2 \frac{S_A S_B}{n S}$$

$$\underline{n = \infty} : \underline{I = I_A = 1320906,50 \text{ cm}^4.}$$

$$\underline{n = 6} : I = 1320906,50 + \frac{237984,5}{6} + \overline{95,39}^2 \times \frac{455 \times 6576}{6 \times 1551}$$

$$\underline{I = 4286102,30 \text{ cm}^4.}$$

$$\underline{n = 15} : I = 1320906,50 + \frac{237984,5}{15} + \overline{95,39}^2 \times \frac{455 \times 6576}{15 \times 893,4}$$

$$\underline{I = 3368336,90 \text{ cm}^4.}$$

$$\underline{n = 18} : I = 1320906,50 + \frac{237984,5}{18} + \overline{95,39}^2 \times \frac{455 \times 6576}{18 \times 820,33}$$

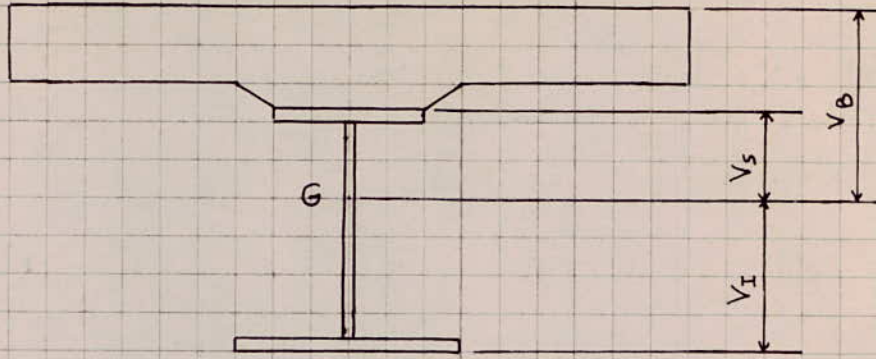
$$\underline{I = 3177897,90 \text{ cm}^4.}$$

Position du centre de gravite' de la section mixte.

$$y_G = y_{G_A} + \frac{c S_B}{n S}$$

| | | | | |
|------------|----------|--------|--------|-------|
| n | ∞ | 6 | 15 | 18 |
| y_G (cm) | 53,29 | 120,66 | 100,09 | 95,77 |

Caractéristiques de la section de calcul.



| Unités | Caractérist. | $n = \infty$ | $n = 6$ | $n = 15$ | $n = 18$ |
|-----------------|------------------|--------------|------------|------------|------------|
| cm ² | S_A | 455 | 455 | 455 | 455 |
| cm ² | S_B | | 6576 | 6576 | 6576 |
| cm ² | S_B/n | | 1096 | 438,40 | 365,33 |
| cm ² | S | 455 | 1551 | 893,40 | 820,33 |
| cm ⁴ | I_A | 1320906,50 | 1320906,50 | 1320906,50 | 1320906,50 |
| cm ⁴ | I_B | | 237984,50 | 237984,50 | 237984,50 |
| cm ⁴ | I | 1320906,50 | 4286102,30 | 3368336,90 | 3177897,90 |
| cm | V_B | | 38,34 | 58,91 | 63,23 |
| cm | V_S | 81,71 | 14,34 | 34,91 | 39,23 |
| cm | V_I | 53,29 | 120,66 | 100,09 | 95,77 |
| cm ³ | $\frac{I}{V_B}$ | | 111791,92 | 57177,67 | 50259,33 |
| cm ³ | $\frac{nI}{V_B}$ | | 670751,52 | 857665,10 | 904668,10 |
| cm ³ | $\frac{I}{V_S}$ | 16165,78 | 298891,37 | 96486,30 | 81006,82 |
| cm ³ | $\frac{I}{V_I}$ | 24787,13 | 35522,14 | 33653,08 | 31182,60 |

CHARGES
et
SURCHARGES

CHARGES et SURCHARGES

I - Charge permanente (Ossature resistente)

$$\text{Poutres} : 3 \times 7,85 \times 25 (40 \times 2 + 130 \times 1,5 + 60 \times 3) 10^{-4} = 26,788 \text{ t}$$

$$\text{Entretoises} : 2 \times 7,2 \times 0,187 = 2,692 \text{ t}$$

$$3 \times (7,2 \times 0,0715 + 8 \times 1,64 \times 0,016 + 0,048) = 2,320 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \text{Dalle} & : 0,20 \times 10 \times 2,5 \times 25 + 25 \times 2,5 (0,04^2 + 0,4 \times 0,04) \times 3 \\ & = 125 + 3,3 = 128,300 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\text{CP} = 160,100 \text{ t}$$

La charge permanente par ml est de :

$$\text{CP} = 6,40 \text{ t/ml}$$

II - Complément de charge permanente (Superstructure)

- Revêtement : $0,05 \times 7 \times 2,2 \times 25 = 19,25 \text{ t}$

- Trottoirs : $(0,17 + 0,085 + 0,125) 25 = 9,50 \text{ t}$

- Garde - corps : $0,1 \times 25 = 2,50 \text{ t}$

- Corniches : $2 (0,4 \times 0,2 \times 2,5) \times 25 = 10,00 \text{ t}$

$$\text{CCP} = 41,25 \text{ t}$$

Complément de Charge permanente par ml :

$$\text{CCP} = 1,65 \text{ t/ml}$$

III. Surcharges

Les surcharges sont définies conformément au bulletin officiel du Ministère de l'équipement et du logement et du ministère des transports. Fascicule 61, titre II : "Conception Calcul et épreuves des ouvrages d'Arts".

1) Caractéristiques du Pont

a) Largeur chargeable (Art 2.1 CPC)

$$l_p = l_n = 7 \text{ m}$$

b) Nombre de voies (Art 2.2 CPC)

par définition $N = \frac{l_p}{3} = \frac{7}{3} = 2,3$

d'où $N = 2$ voies

c) Classe du pont (Art 3.2 CPC)

on a : $l_n \geq 7 \text{ m}$

donc c'est un pont de 1^{ère} Classe.

2) Surcharges sur la chaussée

Il faut considérer 2 systèmes de surcharges : A et B. En plus, les itinéraires classés doivent permettre la circulation de matériels lourds militaires. On doit

cependant tenir compte des surcharges M_{120} . on retient le système M_{c120} qui est prépondérant.

a) Système de surcharges A (Art 4 CPC)

C'est une charge uniformément répartie en kg/m^2 donnée par l'expression suivante.

$$A = k A(l) \frac{l_0}{l_v}$$

Avec : $l_v = \text{largeur d'une voie} = \frac{l_s}{N} = \frac{7}{2} = 3,5 \text{ m}$

l_0 dépend de la classe du pont :

$l_0 = 3,5 \text{ m}$ pour les ponts de 1^o classe

$l_0 = 3,0 \text{ m}$ pour les ponts de 2^o classe

$l_0 = 2,75 \text{ m}$ pour les ponts de 3^o classe

k : coefficient qui dépend de la classe du pont et du nombre des voies surchargées.

| Nombre de voies surchargées | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|-----------------------------|----------------|-----|-----|-----|------|----------|
| classe du Pont | 1 ^o | 1 | 1 | 0,9 | 0,75 | 0,7 |
| | 2 ^o | 1 | 0,9 | | | |
| | 3 ^o | 0,9 | 0,8 | | | |

Expression de $A(l)$: elle est donnée en kg/m^2

par :
$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \quad (L = 25 \text{ m})$$

La largeur et les longueurs des zones chargées sont choisies de façon à obtenir l'effet le plus défavorable de l'élément concerné par le calcul.

$$l_0 = 3,5 \text{ m}$$

$$l_v = 3,5 \text{ m}$$

$$k = 1$$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{25+12} = 1202,9 \text{ kg/m}^2$$

La surcharge A sera :

$$A = 1 \cdot 1202,9 \cdot \frac{3,5}{3,5} = 1,203 \text{ t/m}^2$$

b) Systeme de Surcharge B (Art 5 CPC)

Le systeme de surcharges B comprend trois systemes distincts qu'il faut examiner independamment les effets pour chaque element du pont.

- Le systeme B_c se compose de camions types
- Le systeme B_t se compose de groupes de deux essieux (essieux tandems)
- Le systeme B_r se compose d'une roue isolee.

Les systemes B_c et B_r s'appliquent a tous les ponts.
Le systeme B_t ne s'applique qu'aux ponts de 1^o ou 2^o classe

Nota : on ne considere que le systeme B_c qui est le plus defavorable.

d) systeme B_c

On dispose sur la chaussée au plus autant

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

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

Les valeurs des surcharges du système B_c seront multipliées par le coefficient b_c : (Pont de 1^{re} classe)

| Nombre de files considérées. | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|------------------------------|-----|-----|------|-----|----------|
| b_c | 1,2 | 1,1 | 0,95 | 0,8 | 0,7 |

B) Système B_t

Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et dont les caractéristiques sont :

- Masse portée par chaque essieu : 16t
- Distance des 2 essieux : 1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2m

La surface d'impact de chaque roue (8t) sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,25 m.

Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe

d'une bande longitudinale de 3 m de large.

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

Les valeurs des surcharges B_E sont multipliées par le coefficient b_E :

$b_E = 1,0$ pour les ponts de 1^o classe

$b_E = 0,9$ pour les ponts de 2^o classe

8) Système B_r

La roue isolée qui compose le système B_r porte une masse de 10t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont les côtés, transversal et longitudinal, mesurent respectivement 0,60 m et 0,30 m.

Le rectangle d'impact de la roue B_r , disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

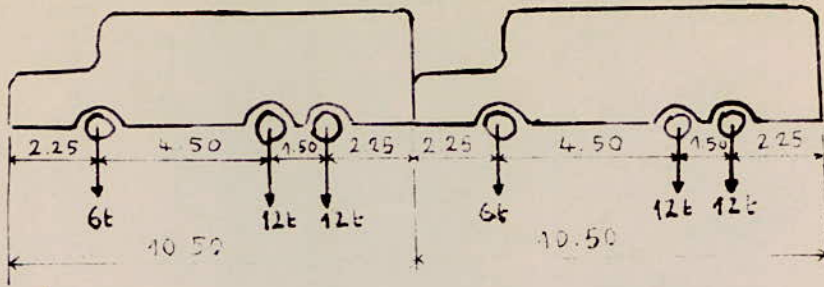
(les systèmes de surcharges B_c , B_E , B_r sont représentés en page suivante)

Coefficient de majoration dynamique (Art 55 CPC)

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques pour effets dynamiques.

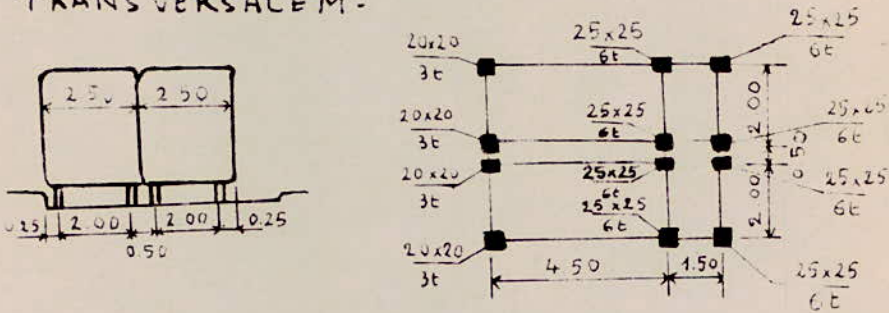
SYSTEME B_c

LONGITUDINALEMENT



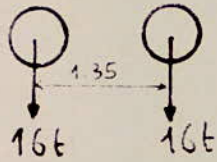
EN PLAN

TRANSVERSALEMENT

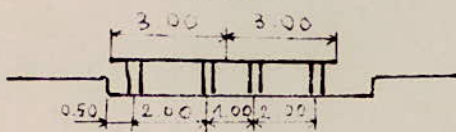


SYSTEME B_t

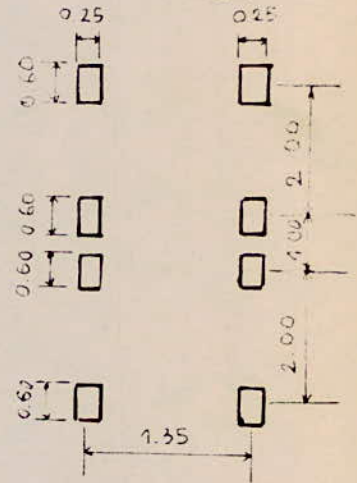
LONGIT



TRANS



EN PLAN



SYSTEME B_r

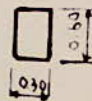
LONGIT



TRANS



EN PLAN



Le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c, B_t, B_n est le même pour chaque élément de l'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est donné par l'expression suivante :

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

avec :

L : la longueur de l'élément exprimée en mètre

G : sa charge permanente

S : sa surcharge B maximale

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c ou b_t , fonction de la classe du pont et du nombre maximal de camions pris en compte dans le calcul du coefficient δ .

Quand il s'agit de poutres ou fermes maîtresses, pour chaque travée ou arche de pont à plusieurs travées ou arches (solidaires ou indépendantes) ou pour la travée ou l'arche d'un pont à travée ou arche unique, la longueur L est la portée de la travée ou arche considérée, G le poids total de l'ouvrage dans cette travée ou arche, et S le poids le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur le tablier de cette travée ou arche.

Calcul du coefficient de majoration dynamique.

La surcharge B maximale qu'on peut placer sur une

travée de 25m correspond au système Bc

- longitudinalement : 2 camions soit $2 \times 30 = 60t$

- transversalement : 2 convois

avec $b_c = 1,1$: $S = 1,1 \times 60 \times 2 = 132t$

$$G = 160,100 + 41,250 = 201,350 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{201,350}{132}} = 1,15$$

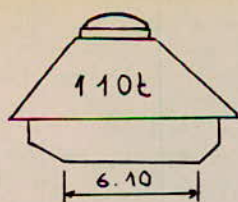
c) Surcharges militaires. (Art 9 CPC)

Pour permettre la circulation des convois militaires sur les itinéraires classés, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules militaires du type M₈₀ et M₁₂₀.

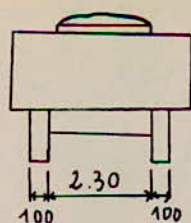
Chaque classe se compose de deux systèmes distincts M_c et M_e dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont. Chaque système étant exclusif de toute autre surcharge routière.

Le système M_c se compose de véhicules à chenilles. Le système M_e se compose d'un groupe de deux essieux.

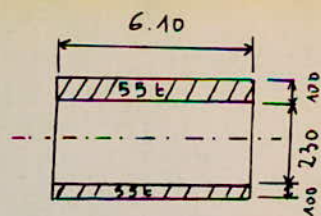
Système Mc 120



Longitudinalement.



transversalement.



en plan.

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convois. 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 de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins de 30,50m. Les surcharges militaires sont majorées par le coefficient :

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

S = poids des surcharges militaires qu'il est possible de disposer sur la même surface qui est à considérer pour le système B suivant l'élément considéré :

$$S = 110t$$

$$G = 201,35t$$

$$L = 25m$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25} \frac{0,6}{1 + 4 \frac{201,35}{110}} = 1,138$$

Nota : Les surcharges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

3) Surcharges sur les trottoirs. (Art 11. CPC)

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

Les surcharges sur le trottoir ne sont pas frappées de majoration pour effets dynamiques

4) Efforts de freinage. (Art 6. CPC)

Les surcharges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de la circulation. Les efforts de freinage n'intéressent pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance

des appareils d'appuis qui sont justifiés suivant les règles en usage.

L'effort de freinage développé par la surcharge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière.

$$F_A = \frac{A}{20 + 0,0035S} \quad \text{avec } S = \text{Surface surchargée (m}^2\text{)}$$

Chaque essieu du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi les camions B_c qu'on peut disposer sur le pont, un seul est supposé freiner.

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité à 30 tonnes.

5) Effets du vent (Art 14 CPC)

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression de p newtons par mètre carré (2000 N/m²). Les effets du vent et des surcharges ne se cumulent pas.

6) Charges sismiques (Art 15 CPC)

Dans les régions sujettes aux séismes, les ponts doivent être conçus pour résister aux charges sismiques.

*ETUDE DES
POUTRES*

GENERALITES

Les poutres ainsi que les entretoises seront étudiées à l'aide de la méthode de COURBON
ci-après quelques notions sur le calcul des efforts par cette méthode.

Distribution des efforts dans les poutres principales solidarisées par des entretoises.

A. Hypothèses

- Les poutres sont soumises à des charges verticales.
- Les poutres sont parallèles entre-elles.
- Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres.
- Les fibres moyennes des poutres sont coplanaires.
- Les entretoises sont infiniment rigides.
- La longueur du pont est supérieure à deux fois sa largeur.

B. Moment fléchissant

Notation :

M = le moment fléchissant agissant sur l'ensemble du pont dans une section "s"

M_i = le moment fléchissant revenant à la poutre i dans la section "s"

R = Résultante des surcharges appliquées

e = distance de R au plan axial de symétrie du pont.

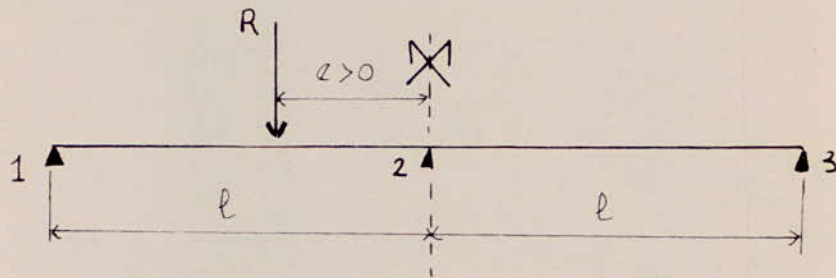
i : la poutre à étudier.

x_i : la distance de l'axe de la poutre " i " au plan axial de symétrie du pont.

I_i : moment d'inertie de la poutre " i "

l = distance entre - axes de deux poutres consécutives ($l = 3,60\text{ m}$)

n = nombre de poutres principales ($n = 3$)



Le moment M_i est donné par :

$$M_i = M \frac{I_i}{\sum_1^n I_i} \left(1 + \frac{\sum_1^n I_i x_i e}{\sum_1^n I_i x_i^2} \right)$$

si on pose $\Delta_i = 1 + \frac{\sum I_i x_i e}{\sum I_i x_i^2}$

si les poutres ont même inertie et elles sont équidistantes, on aura, après transformation :

$$\Delta_i = 1 + 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \frac{e}{l}$$

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

C. Effort tranchant

Pour le calcul des efforts tranchants, on applique la même méthode que celle des moments.

On suppose que les charges sont appliquées entre l'appui N et la première entretoise intermédiaire.

L'effort tranchant revenant à la poutre "i" est :

$$T_i = T \frac{I_i}{\sum_1^n I_i} \Delta_i$$

Si les poutres sont identiques et équidistantes de l on aura :

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

Remarque :

Les efforts (M_i et T_i) seront maximum pour $\Delta_{i \max}$.
Pour cela on construit les lignes d'influence des coefficients de répartition pour chaque poutre. La position des surcharges dans le sens transversal sera telle qu'elle produit l'effet le plus défavorable. Les surcharges seront excentrées au maximum.

Poutre de rive : $i = 1$ $e = l$ $n = 3$

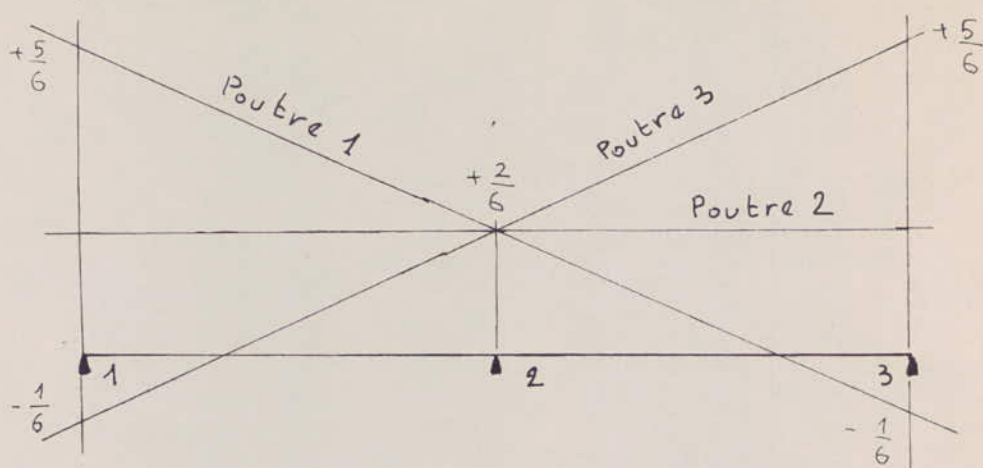
$$\frac{\Delta_i}{n} = \frac{1}{3} \left(1 + 6 \frac{3+1-2 \cdot 1}{9-1} \cdot 1 \right) = + \frac{5}{6}$$

$$e = -l \quad : \quad \frac{\Delta_i}{n} = \frac{1}{3} \left(1 + 6 \frac{3+1-2(-1)}{9-1} \right) = - \frac{1}{6}$$

Poutre intermédiaire : $e = 0$

$$\frac{\Delta_i}{n} = \frac{1}{3} (1 + 0) = + \frac{1}{3} = \text{constante.}$$

L'allure des lignes d'influence des coefficients de répartition sont les suivantes :



CALCUL DES EFFORTS POUR TOUT LE PONT

A. Calcul du moment longitudinal

Le calcul se fera dans les sections $(0, \frac{l}{4}, s, \frac{l}{2})$

a) Charge permanente

$$CP = 6,40 \text{ t/ml}$$

Le moment fléchissant est donné par la formule :

$$M = q \frac{x}{2} (l - x) \quad \text{avec } q = 6,40 \text{ t/ml}$$

| section | 0l | $\frac{l}{4}$ | s | $\frac{l}{2}$ |
|----------------|----|---------------|--------|---------------|
| Abscisse x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,50 |
| M (t.m) | 0 | 375 | 490,47 | 500 |

b) Complément de charge permanente

$$q = 1,65 \text{ t/ml}$$

| Section | 0l | $\frac{l}{4}$ | s | $\frac{l}{2}$ |
|---------|----|---------------|--------|---------------|
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,50 |
| M (t.m) | 0 | 96,68 | 126,45 | 128,90 |

c) Surcharge A(l).

Pour deux voies surchargées on a :

$$A = 1,203 \times l = 8,42 \text{ t/ml}$$

| section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
|---------|----|---------------|--------|---------------|
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| M (t.m) | 0 | 493,35 | 645,28 | 657,81 |

d) Surcharge trottoir :

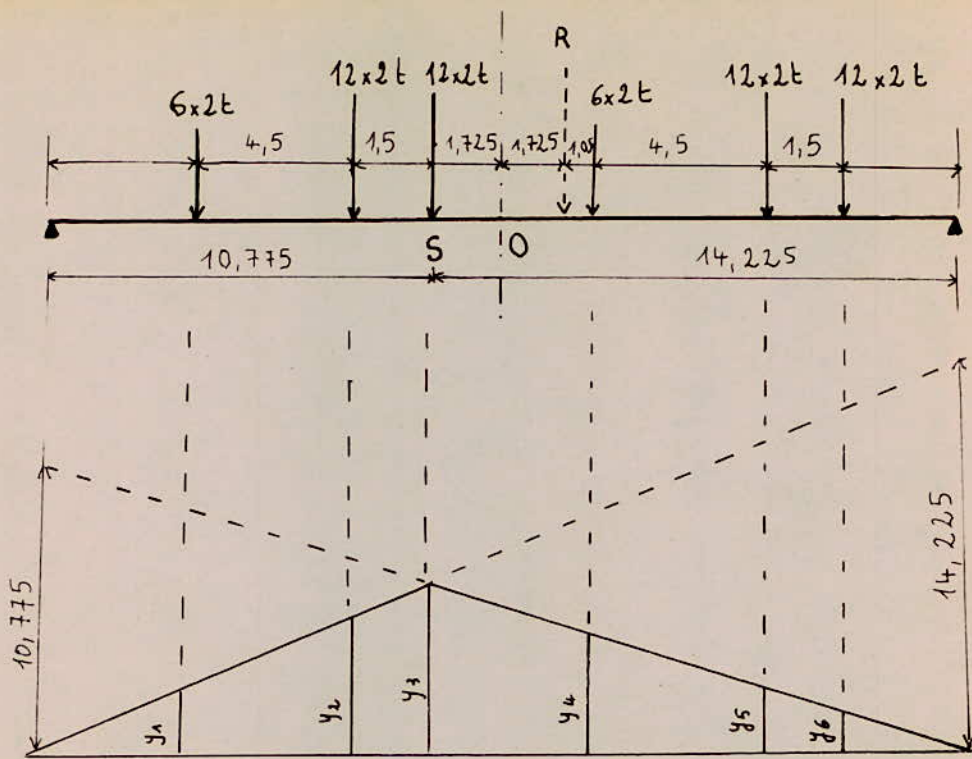
C'est une charge de $0,15 \text{ t/m}^2$ répartie uniformément sur tout le pont. L'effet le plus défavorable est obtenu en surchargeant un ou deux trottoirs :

$$q = 0,15 \times 2 \times 1,5 = 0,45 \text{ t/ml}$$

| section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
|---------|----|---------------|--------|---------------|
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| M (t.m) | 0 | 26,36 | 34,48 | 35,15 |

e) Surcharges Bc :

Pour déterminer la position de la section dangereuse pour le moment fléchissant, on utilise le théorème de Barré.



Ligne d'influence du moment fléchissant pour la section S

$$M_{S_{\max}} = \sum_{i=1}^n P_i y_i$$

Pour deux files on obtient :

$$M_{S_{\max}} = 2 \times 6 (2,717 + 4,191) + 2 \times 12 (5,277 + 6,131 + 2,252 + 1,605)$$

$$M_{S_{\max}} = 449,24 \text{ t.m}$$

Dans la section $\frac{l}{4}$, le moment fléchissant sera maximal en plaçant une charge de 12t en $x = 6,25$

$$\text{on obtient : } M_{6,25} = 351,06 \text{ t.m}$$

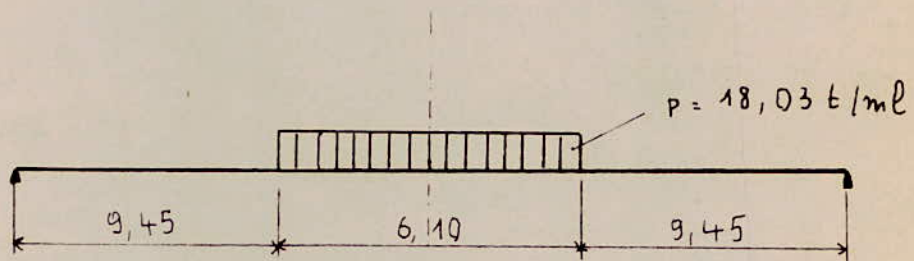
Dans la section médiane ($x = 12,5 \text{ m}$)

$$\text{on obtient : } M_{12,5} = 435 \text{ t.m}$$

| Section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
|---------|----|---------------|--------|---------------|
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| M (t.m) | 0 | 351 | 449,24 | 435 |

f) Char Mc120

L'effet le plus défavorable est obtenu en plaçant le char au milieu de la poutre.



$$x \leq 9,45 \quad M_x = R_A x$$

$$x > 9,45 \quad M_x = R_A x - \frac{p(x-9,45)^2}{2}$$

$$\text{avec } R_A = \frac{110t}{2} = 55t$$

| section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
|---------|----|---------------|--------|---------------|
| x(m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| M (t.m) | 0 | 343,75 | 576,79 | 603,63 |

B. Calcul de l'effort tranchant et des réactions d'appui pour le pont entier.

a) Charge permanente

L'effort tranchant dû à une charge uniformément répartie est donné par l'expression :

$$T = q \left(\frac{l}{2} - x \right) \quad \text{avec } q = 6,40 \text{ t/ml}$$

| | | | | |
|---------|----|---------------|--------|---------------|
| Section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| T (t) | 80 | 40 | 11,04 | 0 |

$$R_A = R_B = 80 \text{ t}$$

b) Complément de charge permanente

$$q = 1,65 \text{ t/ml}$$

| | | | | |
|---------|-------|---------------|--------|---------------|
| Section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| T (t) | 20,62 | 10,31 | 2,84 | 0 |

$$R_A = R_B = 20,62 \text{ t}$$

c) Surcharge A(l).

$$q = 8,42 \text{ t/ml}$$

| | | | | |
|---------|--------|---------------|--------|---------------|
| Section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| T (t) | 105,25 | 52,62 | 14,52 | 0 |

$$R_A = R_B = 105,25 \text{ t}$$

d) Surcharge trottoir.

$$q = 0,45 \text{ t/ml}$$

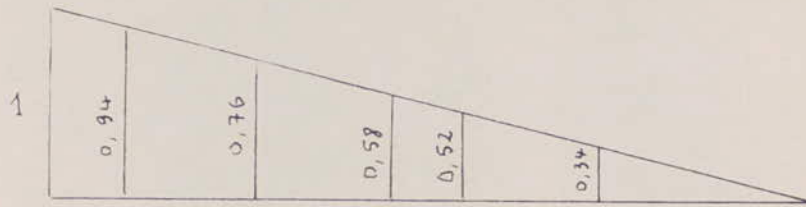
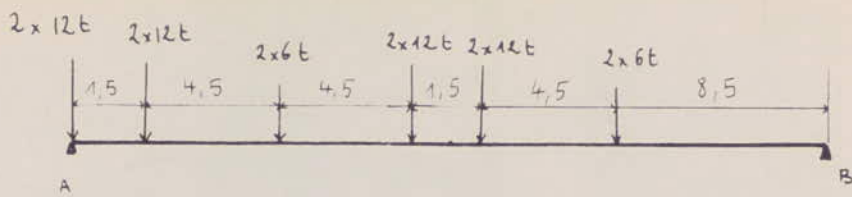
| | | | | |
|---------|------|---------------|--------|---------------|
| Section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| T (t) | 5,62 | 2,81 | 0,77 | 0 |

$$R_A = R_B = 5,62 \text{ t}$$

e) Surcharges B_c.

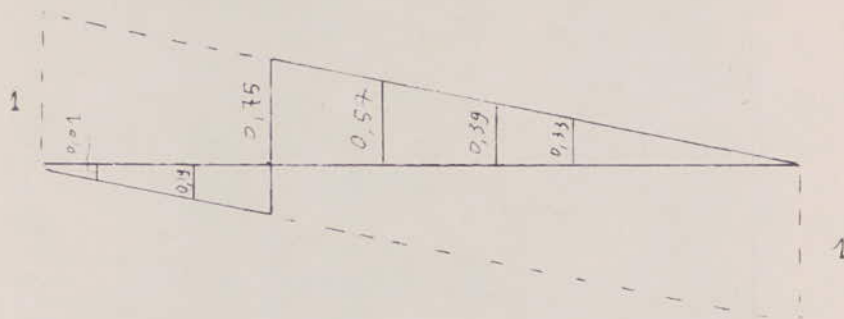
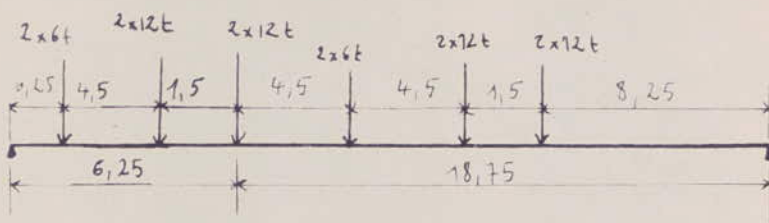
La section dangereuse pour l'effort tranchant est celle des appuis. L'effort tranchant maximal aura lieu en mettant le maximum de charges du convoi et telles que les plus lourdes au voisinage de l'appui.

La position la plus défavorable est la suivante :



$$T_A (x=0) = 2 \times 12 (1 + 0,94 + 0,58 + 0,52) + 2 \times 6 (0,76 + 0,34) = 86,16t$$

Pour $x = 6,25$ m : l'effort tranchant sera maximal lorsqu'une charge se trouve dans la section $\frac{l}{4}$



$$T(x=6,25) = 2 \times 6 (0,01 + 0,57) + 2 \times 12 (0,19 + 0,75 + 0,39 + 0,33)$$

$$T(x=6,25) = 46,8t$$

Le même procédé sera fait pour les sections s et $\frac{l}{2}$

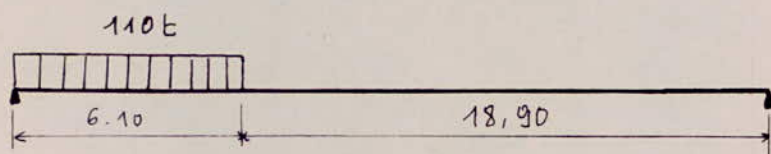
| Section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
|---------|-------|---------------|--------|---------------|
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| T (t) | 86,16 | 46,80 | 15,72 | 7,56 |

$$R_A = 86,16 \text{ t}$$

$$R_B = 33,84 \text{ t}$$

f) Char Mc120

La position la plus défavorable est la suivante :



$$T = R_A - 110x \text{ pour } x \leq 6,10 \text{ m}$$

$$R_A = 96,58 \text{ t}$$

$$R_B = 13,42 \text{ t}$$

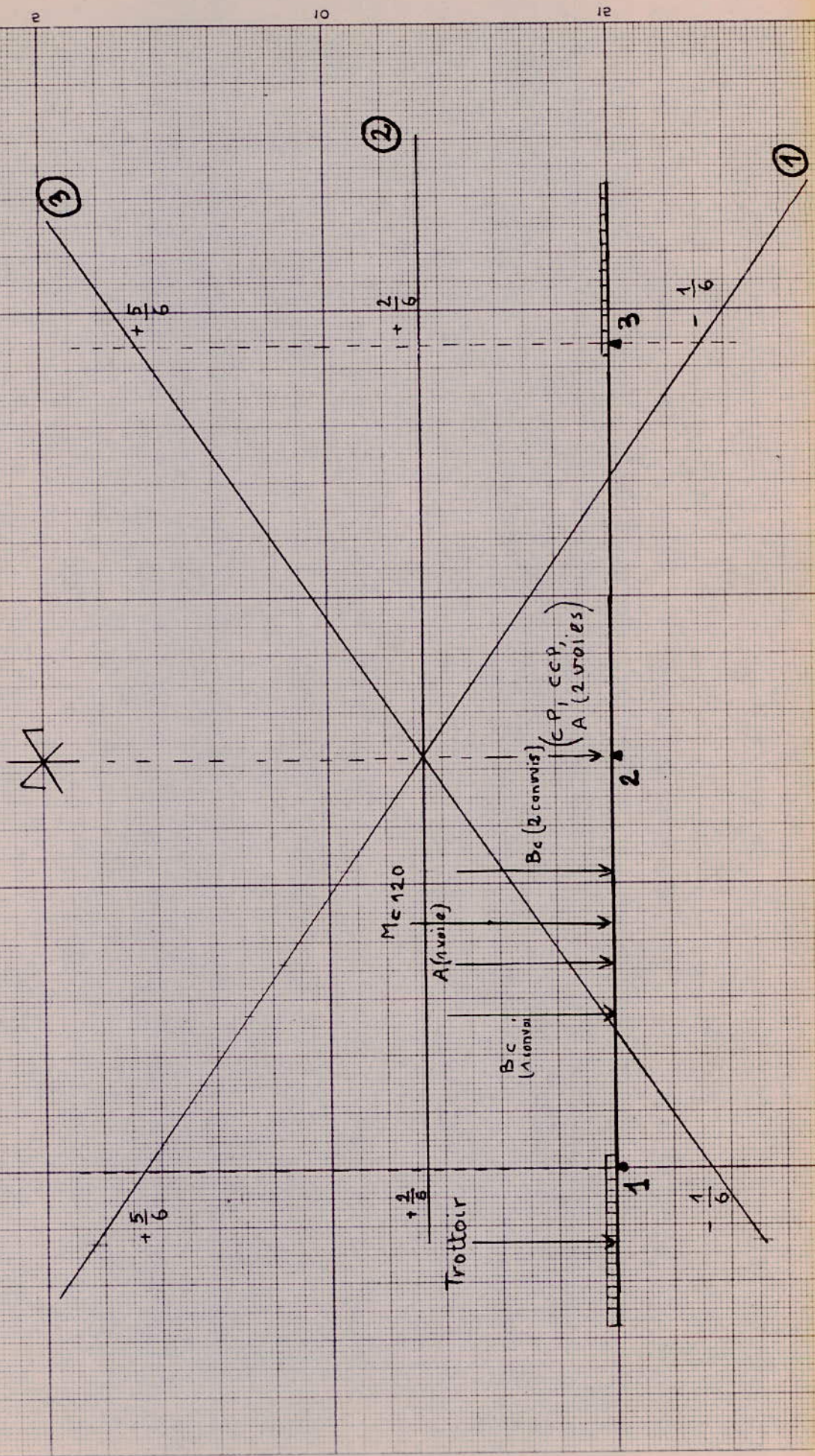
$$T = 96,58 - 110 = -13,42 \text{ t pour } x > 6,10 \text{ m}$$

| Section | 0l | $\frac{l}{4}$ | S | $\frac{l}{2}$ |
|---------|-------|---------------|--------|---------------|
| x (m) | 0 | 6,25 | 10,775 | 12,5 |
| T (t) | 96,58 | -13,42 | -13,42 | -13,42 |

Récapitulation des efforts longitudinaux pour le pont entier (majorés)

| Section | Abscisse (m) | Coef. majora. \rightarrow | C P | CCP | A | | Bc | | M _{c120} | Trottoir | |
|---------|--------------|-----------------------------|---------|------------|------------|-------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------|------------|-------------|
| | | | | | 1 voie | 2 voies | 1 convoi | 2 convois | | 1 Trottoir | 2 Trottoirs |
| | | | 1 | 1 | 1 | 1 | $b_c = 1,2$ $\delta = 1,15$ | $b_c = 1,1$ $\delta = 1,15$ | 1,138 | 1 | 1 |
| 0e | 0 | M (t.m) T (t) | 0 80 | 0 20,62 | 0 52,62 | 0 105,25 | 0 59,45 | 0 108,99 | 0 109,90 | 0 2,81 | 0 5,62 |
| l-4 | 6,25 | M (t.m) | 375 | 96,68 | 246,67 | 493,35 | 242,19 | 444,01 | 391,18 | 13,18 | 26,36 |
| | | T (t) | 40 | 10,31 | 26,31 | 52,62 | 32,29 | 58,95 | -15,23 | 1,40 | 2,81 |
| S | 10,75 | M (t.m) | 490,47 | 126,45 | 322,64 | 645,28 | 309,97 | 568,28 | 656,38 | 17,24 | 34,48 |
| | | T (t) | 11,04 | 2,84 | 7,26 | 14,52 | 10,84 | 19,88 | -15,23 | 0,38 | 0,77 |
| l-2 | 12,5 | M (t.m) | 500 | 128,90 | 328,90 | 657,81 | 300,15 | 550,27 | 686,93 | 17,57 | 35,15 |
| | | T (t) | 0 | 0 | 0 | 0 | 5,21 | 9,56 | -15,23 | 0 | 0 |

Lignes d'influence des coefficients de répartition transversale



Récapitulation des coefficients de répartition transversale.

| Poutres | | P_1 | P_2 | P_3 |
|----------|------------------------|-------|-------|---------|
| Charges | | | | |
| CP | | 0,333 | 0,333 | 0,333 |
| CCP | | 0,333 | 0,333 | 0,333 |
| A | 1 voie surchargée | 0,587 | 0,333 | 0,080 |
| | 2 voies surchargées | 0,333 | 0,333 | 0,333 |
| D | 1 convoi | 0,647 | 0,333 | 0,020 |
| | 2 convois | 0,471 | 0,333 | 0,196 |
| Mc120 | | 0,538 | 0,333 | 0,129 |
| Frottoir | 1 frottoir surchargé | 0,918 | 0,333 | - 0,251 |
| | 2 frottoirs surchargés | 0,333 | 0,333 | 0,333 |

Tableau des efforts dans la poutre 1
(majorés et non pondérés)

| Section | Abscisse x (m) | coef de repart. ⁴ | CP | CCP | A | | Bc | | M_{c120} | Trottoir | |
|---------------|------------------|------------------------------|--------|-------|--------|---------|----------|-----------|------------|------------|-------------|
| | | | | | 1 voie | 2 voies | 1 convoi | 2 convois | | 1 trottoir | 2 trottoirs |
| 0L | 0 | M (t.m) | 0,333 | 0,333 | 0,587 | 0,333 | 0,647 | 0,471 | 0,538 | 0,918 | 0,333 |
| | | T (t) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $\frac{L}{4}$ | 6,25 | M (t.m) | 26,64 | 6,86 | 30,88 | 35,05 | 38,46 | 51,33 | 59,12 | 2,58 | 1,87 |
| | | T (t) | 124,87 | 32,19 | 144,79 | 164,28 | 156,69 | 209,13 | 210,45 | 12,10 | 8,77 |
| S | 10,775 | M (t.m) | 13,32 | 3,43 | 15,44 | 17,52 | 20,89 | 27,76 | -8,19 | 1,28 | 0,94 |
| | | T (t) | 163,32 | 42,10 | 189,39 | 214,88 | 200,55 | 267,66 | 353,13 | 15,82 | 11,48 |
| $\frac{L}{2}$ | 12,5 | M (t.m) | 3,67 | 0,94 | 4,26 | 4,83 | 7,01 | 9,36 | -8,19 | 0,35 | 0,25 |
| | | T (t) | 166,5 | 42,92 | 193,06 | 219,05 | 194,19 | 259,17 | 369,56 | 16,13 | 11,70 |
| | | | 0 | 0 | 0 | 0 | 3,37 | 4,50 | -8,19 | 0 | 0 |

Tableau des efforts dans la poutre 1
(majorés et pondérés)

| Section | Abscisse x (m) | Coeff. de Ponder. | CP | CCP | A | | Bc | | Mc120 | Trottoir | | $1,32(CP+CCP)+1,6T$ | $1,32(CP+CCP)+1,6(B+T)$ | $1,32(CP+CCP)+1,6(Bc+T)$ | EFFORTS MAX |
|---------------|------------------|-------------------|--------|-------|---------|-----------|------------|------------|--------|----------|--------|---------------------|-------------------------|--------------------------|-------------|
| | | | | | 2 voies | 2 couvois | 1 trottoir | 1 trottoir | | | | | | | |
| 0L | 0 | M (t.m) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | | T (t) | 35,16 | 9,05 | 56,08 | 82,13 | 78,04 | 4,13 | 104,42 | 130,47 | 126,38 | 130,47 | 130,47 | 130,47 | 130,47 |
| $\frac{l}{4}$ | 6,25 | M (t.m) | 164,83 | 42,49 | 262,85 | 334,61 | 277,79 | 19,36 | 489,53 | 561,29 | 504,47 | 561,29 | 561,29 | 561,29 | 561,29 |
| | | T (t) | 17,58 | 4,53 | 28,03 | 44,41 | -10,81 | 2,04 | 52,18 | 68,56 | 13,34 | 68,56 | 68,56 | 68,56 | 68,56 |
| S | 10,75 | M (t.m) | 215,58 | 55,58 | 343,81 | 428,25 | 466,13 | 25,31 | 640,28 | 724,72 | 762,60 | 762,60 | 762,60 | 762,60 | 762,60 |
| | | T (t) | 4,84 | 1,24 | 7,73 | 14,97 | -10,81 | 0,56 | 14,37 | 21,61 | -4,17 | 21,61 | 21,61 | 21,61 | 21,61 |
| $\frac{l}{2}$ | 12,5 | M (t.m) | 219,78 | 56,65 | 350,48 | 444,67 | 487,82 | 25,81 | 652,72 | 716,91 | 790,06 | 790,06 | 790,06 | 790,06 | 790,06 |
| | | T (t) | 0 | 0 | 0 | 7,20 | -10,81 | 0 | 0 | 7,20 | -10,81 | -10,81 | -10,81 | -10,81 | -10,81 |

Effets du retrait et de la différence de température.

La dalle en béton armé est solidaire des poutres métalliques par les organes de liaison (connecteurs). Le béton ne peut effectuer librement son retrait, il se crée des contraintes dans la section mixte. La différence de température entre le béton et l'acier engendre aussi des contraintes dans la section. Les effets de la température sont estimés au tiers de ceux du retrait.

Effets produits par le retrait :

1) traction uniforme dans le béton.

$\sigma_{1b} = E_b \epsilon_r$: c'est la contrainte qui se produit dans le béton s'il était associé à une ossature métallique infiniment rigide.

2) Compression centrée dans la section totale

$$F_r = \epsilon_r \frac{E_a}{m} S_B.$$

3) Moment de flexion dû à l'excentrement de la force de compression.

$$M_r = F_r \times b = \epsilon_r \frac{E_a}{m} S_B \cdot b.$$

Ce moment crée des contraintes de flexion :

dans le béton : $\sigma_b' = - \frac{M_r}{I} v_B$

dans l'acier : $\sigma_s = - \frac{M}{I} v_s$

$$\sigma_I = \frac{M}{I} v_I$$

1. Effets dus au retrait.

$$\varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$$

$$E_a = 21 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

1) Traction dans le béton.

$$\sigma_{1b} = \frac{E_a \varepsilon_r}{n} = \frac{21 \cdot 10^5 \times 4 \cdot 10^{-4}}{15} = 56 \text{ kg/cm}^2$$

2) Compression centrée dans la section totale.

- Compression dans le béton :

$$\sigma'_{2b} = - \sigma_{1b} \frac{S_B}{nS} = - \frac{56 \times 6576}{15 \times 893,4} = - 27,48 \text{ kg/cm}^2$$

- Compression dans l'acier :

$$\sigma_a = - \sigma_{1b} \frac{S_B}{S} = - 56 \frac{6576}{893,4} = - 412,19 \text{ kg/cm}^2$$

3) Contraintes dues au moment M_r .

$$M_r = \varepsilon_r \frac{E_a}{n} S_B \times b = \sigma_{1b} \times S_B \times b = 56 \times 6576 \times (148,68 - 100,09) = 178,9 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = 178,9 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

Le moment M_r comprime le béton et la semelle supérieure de l'acier. Il tend la semelle inférieure de la poutre.

$$\sigma'_b = - \frac{M_r}{nI} v_B = - \frac{178,9 \cdot 10^5}{857665,10} = - 20,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = - \frac{M}{I} v_s = - \frac{178,9 \cdot 10^5}{96486,30} = - 185,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_I = \frac{M}{I} v_I = + \frac{178,9 \cdot 10^5}{33653,08} = 531,60 \text{ kg/cm}^2$$

Récapitulation des contraintes

a) sous l'effort normal.

$$\sigma_b = \sigma_{1b} + \sigma'_{2b} = 56 - 27,48 = +28,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = -412,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_I = -412,19 \text{ kg/cm}^2$$

b) sous le moment M_r .

$$\sigma'_b = -20,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = -185,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_I = +531,60 \text{ kg/cm}^2$$

Pondération : Les contraintes dues au retrait sont frappées d'un coefficient de pondération de 1,32

| contraint. kg/cm ² | Coef. de Pondérat. | σ_{normale} non pondérée | σ_N pondérée | σ_{flexion} non pondérée | σ_f pondérée |
|----------------------------------|-----------------------|---|------------------------|---|------------------------|
| σ_b | 1,32 | +28,52 | +37,64 | -20,85 | -27,52 |
| σ_s | 1,32 | -412,19 | -540,09 | -185,41 | -244,74 |
| σ_I | 1,32 | -412,19 | -540,09 | +531,60 | +701,71 |

2. Effets dus à la température différentielle.

Les contraintes dues à la différence de température sont prises égales au tiers de celles dues au retrait.

$$\left(\epsilon_t = \frac{\epsilon_r}{3} \right)$$

Le coefficient de pondération = 1,5

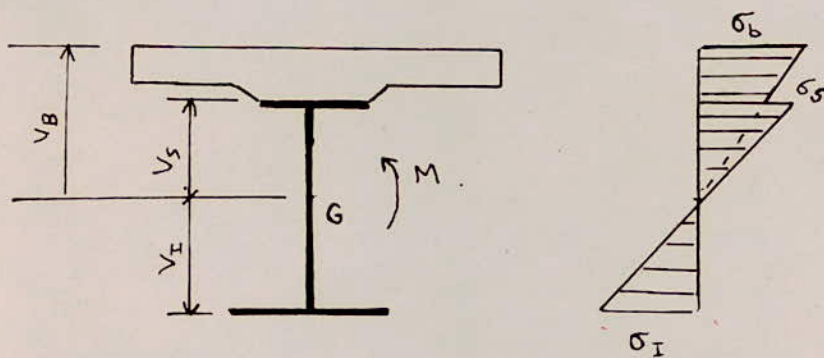
valeurs des contraintes dues à la différence de température.

| Contraint Kj/cm ² | Coeffic. Pondérat | σ_N non pondérée | σ_N pondérée | σ_f non pondérés | σ_f pondérés |
|---------------------------------|----------------------|----------------------------|------------------------|----------------------------|------------------------|
| σ_b | 1,5 | 9,50 | 14,25 | 6,95 | 10,42 |
| σ_s | 1,5 | 137,39 | 206,09 | 61,80 | 92,70 |
| σ_I | 1,5 | 137,39 | 206,09 | 177,20 | 265,80 |

Le signe des contraintes sera pris de façon à avoir l'effet le plus défavorable.

Vérification de la section.

Une fois les efforts appliqués à la section déterminés, les contraintes doivent rester inférieures aux contraintes admissibles. on a le diagramme suivant.



Vérification de la section .

| Cas de Charges | | n | M. 10^5 kg.cm | $\frac{n I}{V_B}$ | σ_b | $\frac{I}{V_s}$ | σ_s | $\frac{I}{V_I}$ | σ_I |
|-------------------------|---------------|----------|-------------------------|-------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|------------|
| C P | | ∞ | 219,78 | | | 16165,78 | -1359,5 | 24787,13 | +886,66 |
| CCP | | 18 | 56,65 | 904668,10 | -6,26 | 81006,82 | -69,93 | 31182,60 | +181,67 |
| M _{c120} | | 6 | 487,82 | 670751,52 | -72,72 | 298891,37 | -163,21 | 35522,14 | +1377,28 |
| Trottoir | | 6 | 25,81 | 670751,52 | -3,84 | 298891,37 | -8,63 | 35522,14 | +72,66 |
| Retrait | Flexion | 15 | | | -27,52 | | -244,74 | | +701,71 |
| | Effort Normal | 15 | | | +37,64 | | -540,09 | | -540,09 |
| Différence de Lpt. | Flexion | 15 | | | +10,42 | | -92,70 | | +265,80 |
| | Effort Normal | 15 | | | -14,25 | | -206,09 | | -206,09 |
| Somme des contraintes | | | | | -76,53 | | -2685 | | +2736 |
| Contraintes admissibles | | | | | -137 | | -2400 | | +2400 |

Conclusion

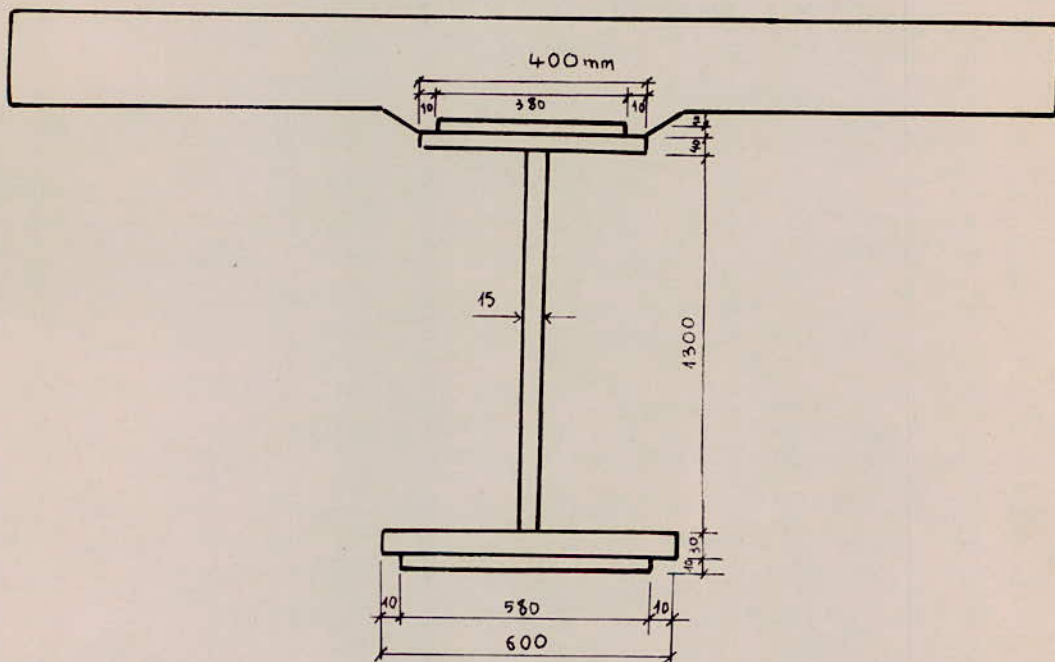
Les contraintes totales dans la section médiane sont :

$$\sigma_b' = 76,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 2685 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_I = +2736 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_e = +2400 \text{ kg/cm}^2$$

La section d'acier étant très sollicitée, on doit la renforcer par des semelles additionnelles.



Les caractéristiques de la section mixte (avec semelles additionnelles) sont données dans le tableau suivant.

Caractéristiques de la section mixte avec semelles additionnelles.

| Unités | Caractéristiques | $n = \infty$ | $n = 6$ | $n = 15$ | $n = 18$ |
|-----------------|------------------|--------------|------------|------------|------------|
| cm ² | S_A | 551 | 551 | 551 | 551 |
| cm ² | S_B | / | 6576 | 6576 | 6576 |
| cm ² | $\frac{S_B}{n}$ | / | 1096 | 438,40 | 365,33 |
| cm ² | S | / | 1647 | 989,40 | 916,33 |
| cm ⁴ | I_A | 1745552 | 1745552 | 1745552 | 1745552 |
| cm ⁴ | I_B | / | 237984,50 | 237984,50 | 237984,50 |
| cm ⁴ | I | 1745552 | 5191198,20 | 4029256,60 | 3799340,80 |
| cm | V_B | / | 42,57 | 64 | 68,28 |
| cm | V_s | 82,70 | 18,57 | 40 | 44,28 |
| cm | V_I | 54,30 | 118,43 | 97 | 92,72 |
| cm ³ | $\frac{I}{V_B}$ | / | 121944,98 | 62957,13 | 55643,53 |
| cm ³ | $\frac{nI}{V_B}$ | / | 731669,93 | 944357,01 | 1001583,60 |
| cm ³ | $\frac{I}{V_s}$ | 21107,04 | 279547,56 | 100733,90 | 85802,63 |
| cm ³ | $\frac{I}{V_I}$ | 32146,50 | 43833,47 | 41538,73 | 40976,50 |

Valeurs des contraintes dues au retrait

| Contrainte | Coef. pond. | σ_N non pond. | σ_N pondérée | σ_f non pond. | σ_f pondérée |
|------------|-------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|
| σ_b | 1,32 | + 31,19 | +41,17 | - 24,05 | - 31,74 |
| σ_s | 1,32 | - 372,2 | - 491,30 | - 225,48 | - 297,63 |
| σ_I | 1,32 | - 372,2 | - 491,30 | + 546,81 | + 721,78 |

Valeurs des contraintes dues à la température différentielle

| Contrai. | Coef. pond. | σ_N non pond. | σ_N pond. | σ_f non pond. | σ_f pondérée |
|------------|-------------|----------------------|------------------|----------------------|---------------------|
| σ_b | 1,5 | 10,39 | 15,58 | 8,01 | 12,01 |
| σ_s | 1,5 | 124,06 | 186,09 | 75,16 | 112,74 |
| σ_I | 1,5 | 124,06 | 186,09 | 182,27 | 273,40 |

Section vérifiée.

| Cas de Charges | n | M. 10^5 kg.cm | $\frac{nI}{y_B}$ | σ_b | $\frac{I}{V_s}$ | σ_s | $\frac{I}{V_I}$ | σ_I |
|-------------------------|---------------|-------------------------|------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|------------|
| CP | ∞ | 219,78 | / | / | 21107,04 | -1041,26 | 32146,50 | +683,68 |
| CCP | 18 | 56,65 | 1001583,60 | -5,65 | 85802,63 | -66,02 | 40976,50 | +138,24 |
| Mc 120 | 6 | 487,82 | 731669,93 | -66,67 | 279547,56 | -174,5 | 43833,47 | +1112,89 |
| Trottoir | 6 | 25,81 | 731669,93 | -3,52 | 279547,56 | -9,23 | 43833,47 | +58,88 |
| Retrait | Flexion | 15 | | -31,74 | | -297,63 | | +721,78 |
| | Effort Normal | 15 | | +41,17 | | -491,30 | | -491,30 |
| Différence de t: | Flexion | 15 | | +12,01 | | -112,74 | | +273,40 |
| | Effort Normal | 15 | | -15,58 | | -186,09 | | -186,09 |
| Somme des contraintes | | | | -69,98 | | -2378,77 | | +2311,48 |
| Contraintes admissibles | | | | -137 | | -2400 | | +2400 |

Section à $x = 6,25 \text{ m}$.

(arrêt des semelles additionnelles)

| Cas de Charges | n | M. 10^5 kg.cm | $\frac{nI}{V_B}$ | σ_b | $\frac{I}{V_S}$ | σ_s | $\frac{I}{V_I}$ | σ_I |
|-------------------------|---------------|-------------------------|------------------|------------|-----------------|------------|-----------------|------------|
| CP | ∞ | 164,83 | | | 16165,78 | -1019,62 | 24787,13 | +664,98 |
| CCP | 18 | 42,49 | 904668,10 | -4,69 | 81006,82 | -52,45 | 31182,60 | .136,26 |
| Bc | 6 | 334,61 | 670751,52 | -49,90 | 298891,37 | -111,95 | 35522,14 | +941,98 |
| Trottoir | 6 | 19,36 | 670751,52 | -2,90 | 298891,37 | -6,48 | 35522,14 | +54,50 |
| Retrait | Flexion | 15 | | -27,52 | | -244,74 | | +701,71 |
| | Effort Normal | 15 | | +37,64 | | -540,09 | | -540,09 |
| Difference de tpt. | Flexion | 15 | | +10,42 | | -92,70 | | +265,80 |
| | Effort Normal | 15 | | -14,25 | | -206,09 | | -206,09 |
| Somme des contraintes | | | | -51,20 | | -2274 | | +2019 |
| Contraintes admissibles | | | | -137 | | -2400 | | +2400 |

Vérifications complémentaires

Les contraintes de flexion sont vérifiées, on étudie alors la stabilité de la poutre au voilement et au cisaillement. La poutre ne risque pas de déversement étant donné qu'elle est solidaire de la dalle.

a) Contrainte de cisaillement

Les contraintes de cisaillement dans les pièces fléchies sont calculées en faisant intervenir la section nette de l'âme.

il faut vérifier: $\tau_{\text{âme}} \leq 0,6 \sigma_e$ (Art 14 fasc. 61 titre V)

$$\text{avec } \tau_{\text{âme}} = \frac{T}{bh}$$

$$T = 35,16 + 9,05 + 82,13 + 4,13 = 130,47 \text{ t}$$

$$bh = 130 \times 1,5 = 195 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\text{âme}} = \frac{130470}{195} = 669 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

b) Voilement de l'âme

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions $a \times b$ ($a = db$)
La flexion simple 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 conduit à définir une contraintes σ^* et τ^* dites contraintes critiques du panneau considéré.

Il faut vérifier que dans le panneau considéré :

$$\left(s_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1,8 \quad (\text{Art 18.3 Fasc. 61 titre v})$$

avec : $s_{\sigma} = 1,8$ si $\psi = 1$

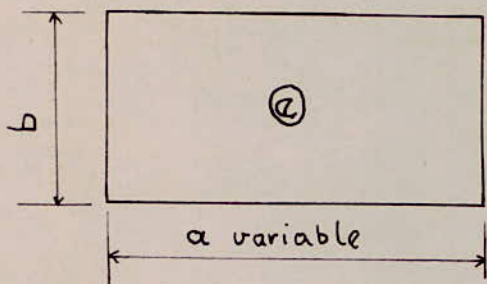
$s_{\sigma} = 1,4 + 0,4\psi$ si $-1 \leq \psi \leq 1$

$s_{\sigma} = 1$ si $\psi \leq -1$

$$\psi = \frac{\sigma_{\text{traction}}}{\sigma_{\text{compression}}}$$

Caractéristiques du panneau considéré :

Le panneau d'âme à vérifier est limité longitudinalement par les semelles supérieures et inférieures et verticalement par des raidisseurs rigides.



a : variable

$b = 130$ cm (constante)

$a = 1,5$ cm

$\alpha = \frac{a}{b}$ variable > 1 .

$$\sigma^* = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \approx 1,9 k_{\sigma} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \cdot 10^6$$

$$\tau^* = k_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \approx 1,9 k_{\tau} \left(\frac{a}{b}\right)^2 \cdot 10^6$$

pour $a = 6,125$ m (distance entre-axe des entratoises)

$$\alpha = \frac{6,125}{1,30} = 4,7$$

$$\sigma_I = +2019 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_S = -2274 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi = \frac{+2019}{-2274} = -0,89$$

$$S_{\sigma} = 1,4 + 0,4 \times (-0,89) = 1,044$$

$$\psi < -1 \Rightarrow k_{\sigma} = 23,9$$

$$\alpha = 4,7 > 1 \Rightarrow k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} = 5,34 + \frac{4}{4,7^2} = 5,52$$

$$\sigma^* = 1,9 \times 23,9 \left(\frac{1,5}{130} \right)^2 \cdot 10^6 = 6046 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^* = 1,9 \times 5,52 \left(\frac{1,5}{130} \right)^2 \cdot 10^6 = 1396 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \text{contrainte de compression} = -2274 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \text{contrainte de cisaillement} = 669 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(1,044 \frac{2274}{6046} \right)^2 + \left(\frac{669}{1396} \right)^2 = 0,38 < 1,8$$

La condition de non voilement de l'âme est vérifiée,
donc pas de raidisseurs nécessaires à la stabilité au
voilement des poutres.

Déformations (Art 20 fasc. 61. titre V)

Les déformations de la poutre doivent être suffisamment faibles pour que l'exploitation de l'ouvrage ne se trouve entravée à aucun point de vue.

Le calcul des flèches se fera avec les efforts non majorés et non pondérés. On calcule la flèche maximale au milieu de la poutre de rive.

$$\text{Flèche sous charge permanente: } f_1 = \frac{5}{48} \frac{M l^2}{EI} = \frac{5}{48} \frac{166500 \times 25^2}{0,21 \times 1745552} = 29,5 \text{ mm}$$

$$\text{Flèche sous CCP : } f_2 = \frac{5}{48} \frac{M l^2}{EI} = \frac{5}{48} \frac{49920 \times 25^2}{0,21 \times 3799340,80} = 3,5 \text{ mm}$$

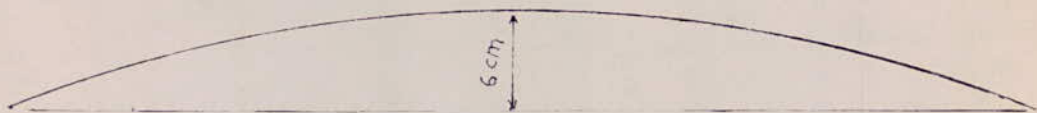
$$\text{Flèche sous } M_{c120} : f_3 = \frac{5}{48} \frac{M l^2}{EI} = \frac{5}{48} \frac{324750 \times 25^2}{0,21 \times 5191198,20} = 19,3 \text{ mm}$$

$$\text{Flèche sous trottoir : } f_4 = \frac{5}{48} \frac{M l^2}{EI} = \frac{5}{48} \frac{32260 \times 25^2}{0,21 \times 5191198,20} = 1,92 \text{ mm}$$

$$\text{Flèche de retrait : } f_5 = \frac{M l^2}{8EI} = \frac{178900 \times 25^2}{8 \times 0,21 \times 4029256,60} = 16,5 \text{ mm}$$

On doit donner à la poutre une contre flèche telle que :

$$\text{contre flèche} = f_1 + f_2 + f_5 + \frac{f_3 + f_4}{2} = 2,95 + 0,35 + 1,65 + \frac{1,93 + 0,92}{2} = 6 \text{ cm}$$



contre flèche de fabrication de 6cm.

Rotations

Sous l'effet des charges et surcharges, le pont subit des rotations qu'il faut prendre en compte dans le calcul des appareils d'appui.

Rotation sous CP :

$$\theta_1 = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{6,4 \cdot 10^3 \times 25^3}{24 \times 21 \times 17,4552 \cdot 10^6} = 11,36 \cdot 10^{-3}$$

Rotation sous CCP :

$$\theta_2 = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{1650 \times 25^3}{24 \times 21 \times 37,99341 \cdot 10^6} = 1,34 \cdot 10^{-3}$$

Rotation sous Trottoir :

$$\theta_3 = \frac{ql^3}{24EI} = \frac{2250 \times 25^3}{24 \times 21 \times 51,9119 \cdot 10^6} = 1,34 \cdot 10^{-3}$$

Rotation sous Mc 120

$$\theta_4 = \frac{Pa^2(2l-a)^2}{24EI l} = \frac{18033 \times 6,1^2 (2 \times 25 - 6,1)^2}{24 \times 21 \times 51,9119 \cdot 10^6 \times 25} = 1,97 \cdot 10^{-3}$$

Rotation due au retrait

$$\theta_5 = \frac{Ml}{3EI} + \frac{Ml}{6EI} = \frac{178900 \times 25}{2 \times 21 \times 40,29 \cdot 10^6} = 2,64 \cdot 10^{-3}$$

LES ASSEMBLAGES

1) Couvre-joints sur poutre

La longueur des poutres étant limitée (22,5 m au maximum), il faut prévoir des couvre-joints de chantier. On réalise ces assemblages avec des boulons HR 10.9 $\phi 24$. Ces joints de chantier seront placés à 4,25 m de l'about de la poutre. Une poutre de 25 m sera donc constituée de 3 tronçons (4,25 + 16,5 + 4,25 m).

Les règles de calcul sont définies dans le titre V fascicule 61 (chapitre VIII)

L'effort admissible par boulon et par plan de frottement est $F_r = \varphi N_0$

avec N_0 = effort de précontrainte d'un boulon.

φ = coefficient de frottement entre les surfaces de frottement.

$$N_0 = 0,8 \sigma_a A_r = 0,8 \times 9000 \times 3,53 = 25416 \text{ kg}$$

$$\varphi = 0,3$$

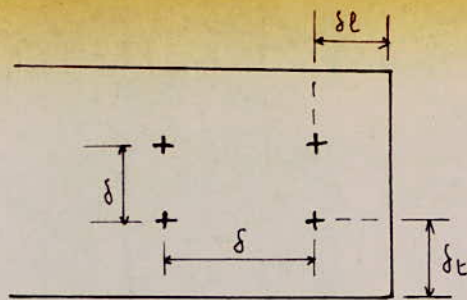
$$F_r = 0,3 \times 25416 = 7625 \text{ kg}$$

si on a 2 plans de frottement

$$F_r = 2 \times 7625 = 15250 \text{ kg}$$

Dispositions constructives

La répartition des boulons sera conforme à l'article 35



On doit avoir :

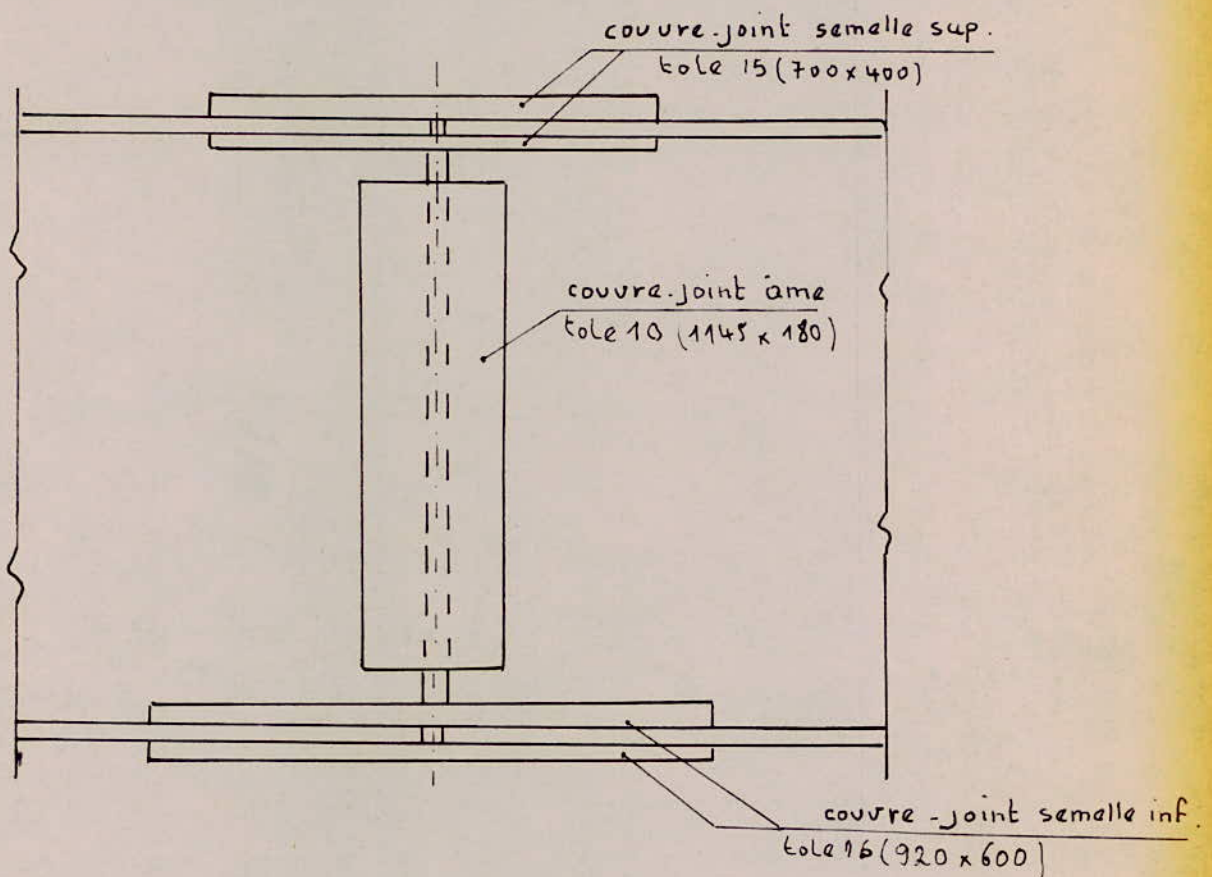
$$3d < \delta < 5d$$

$$2d < \delta_e < 2,5d$$

$$1,5d < \delta_t < 2,5d$$

$d =$ diamètre du trou

on adopte la disposition suivante :



a) Joint de semelle supérieure

L'effort F à prendre en compte pour le calcul des boulons est l'effort maximum que peut transmettre

La plat de section $400 \times 20 \text{ mm}^2$ et de contrainte $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$F =$ effort capable = section \times contrainte admissible.

$$F = 40 \times 20 \times 2400 = 192000 \text{ kg}.$$

Si un boulon peut reprendre un effort de 15250 kg , on aura :

$$n = \text{nombre de boulons} = \frac{192000}{15250} = 13 \text{ boulons}.$$

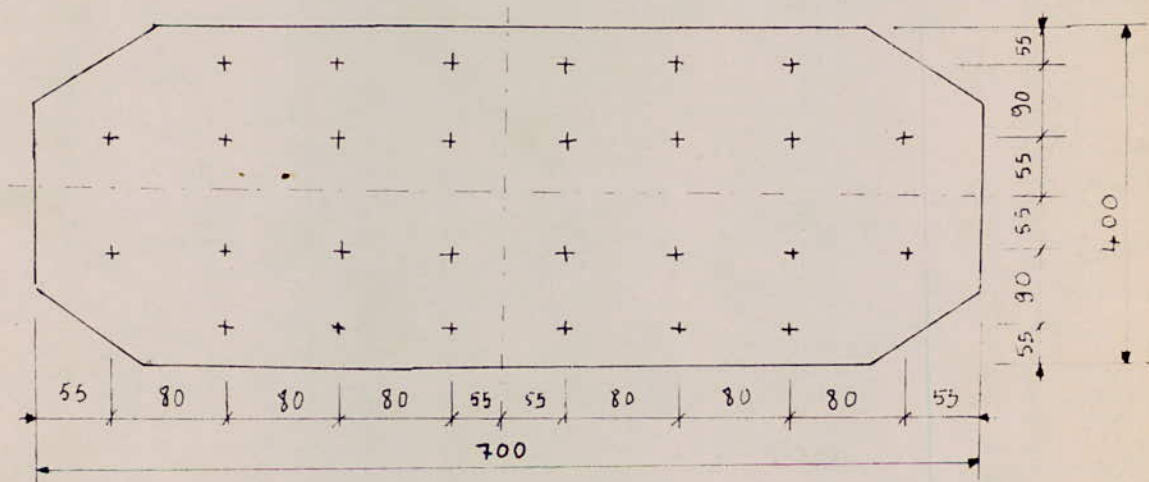
La membrure supérieure est comprimée, il n'y a pas lieu de contrôler la section nette.

Vérification de la pression diamétrale.

on doit vérifier : $\frac{T}{de} \leq 4\sigma_e$

on prend $T =$ effort admissible de cisaillement exercé sur un boulon par une pièce d'épaisseur e .

$$\frac{192000}{13 \times 2,5 \times 2} = 2954 \text{ kg/cm}^2 < 4 \times 2400 = 9400 \text{ kg/cm}^2$$



b) Joint d'âme

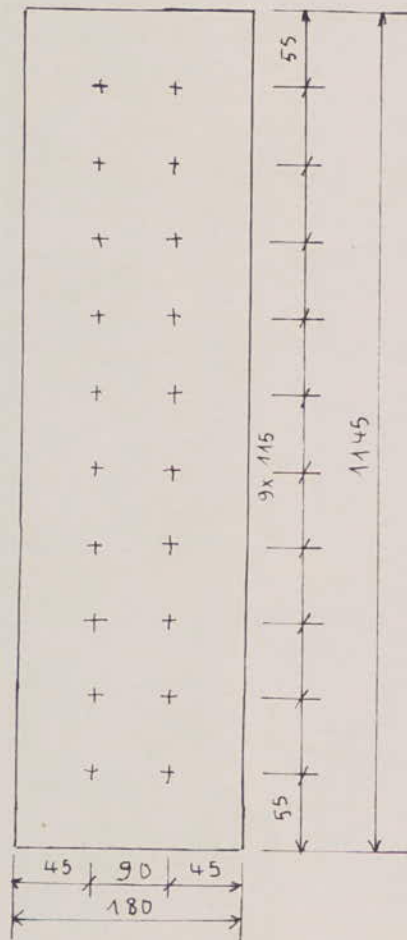
On a des efforts de cisaillement dans le plan des assemblages. Les boulons travaillent au double cisaillement. Effort tranchant au droit du joint $T = 130470 \text{ kg}$ (plus défavorable)

Le nombre de boulons sera :

$$n = \frac{130470}{15250} = 9 \text{ boulons} : \text{on prend } 10 \text{ boulons}$$

Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{130470}{10 \times 2,5 \times 1} = 5219 \text{ kg/cm}^2 < 4 \times 2400 = 9600 \text{ kg/cm}^2$$



c) Joint de semelle inferieure

La semelle inferieure étant soumise à la traction
 Les contraintes sont calculées en section brute et
 en section nette (Art 13.12)

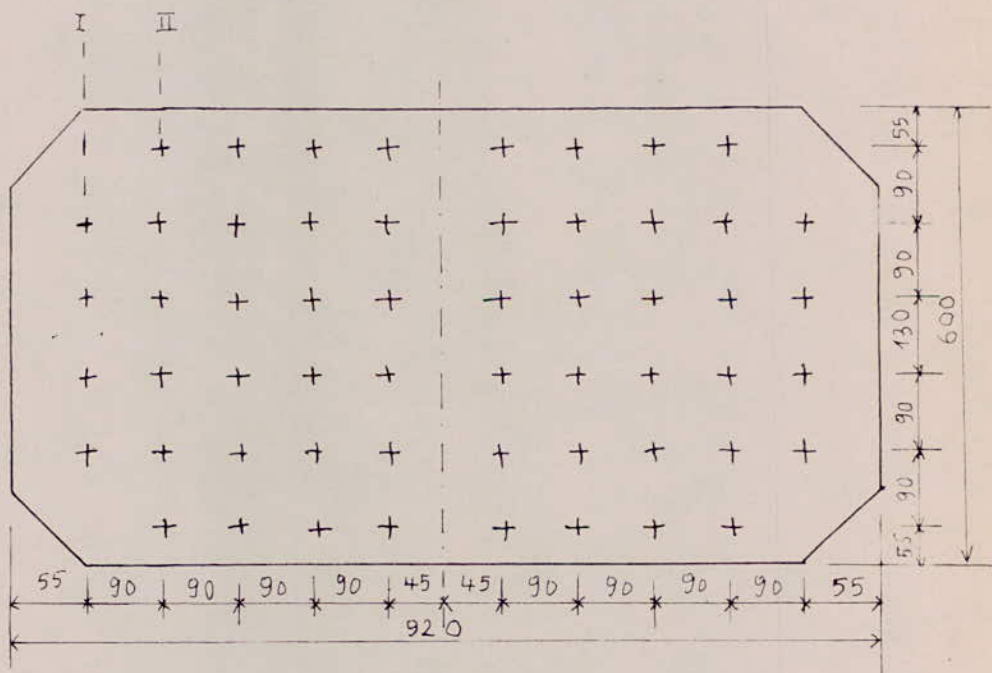
$$\text{section brute} = 60 \times 3 = 180 \text{ cm}^2$$

$$\text{effort capable} = 180 \times 2400 = 432000 \text{ kg}$$

$$n = \frac{432000}{15250} = 28 \text{ boulons}$$

verification de la pression diamétrale :

$$\frac{432000}{28 \times 2,5 \times 1,5} = 4114 < 4 \times 2400 = 9400 \text{ kg/cm}^2$$



section brute des couvre-joints

$$60 \times 1,6 + 2 \times 27 \times 1,5 = 182 \text{ cm}^2 > 60 \times 3 = 180 \text{ cm}^2$$

a) Justification de la section nette

section I

on vérifie la section nette en supposant que pour chaque boulon 40% de l'effort est transmis par frottement avant la section considérée.

L'effort transmis par les boulons sera alors :

$$F \left(\frac{m-n-n'}{m} + 0,6 \frac{n}{m} \right)$$

avec :

m = nombre de boulons fixant la pièce.

n = nombre de boulons de la section considérée.

n' = nombre de boulons avant la section considérée

on aura :

$$\text{Effort transmis par les boulons} = \left(\frac{28-4}{28} + 0,6 \frac{4}{28} \right) F = 0,94 F$$

$$S_{\text{trous}} = 4 \times 2,5 \times 3 = 30 \text{ cm}^2$$

$$\text{section nette} = 180 - 30 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section nécessaire} = 180 \times 0,94 = 169,2 \text{ cm}^2$$

La section I affaiblit la semelle inférieure de la poutre et ramène sa capacité résistante à :

$$\frac{150}{169,2} = 0,88 \text{ de sa valeur en section brute.}$$

Section II.

$$\text{Effort transmis par les boulons} = \left(\frac{28-6-2}{28} + 0,6 \frac{6}{28} \right) F = 0,84 F$$

$$S_{\text{trous}} = 6 \times 2,5 \times 3 = 45 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 180 - 45 = 135 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 180 \times 0,84 = 151 \text{ cm}^2$$

coefficient de diminution de résistance

$$\frac{135}{151} = 0,89$$

c'est la section I qui est le plus affaiblie par les trous il faut vérifier la contrainte en section nette.
La contrainte en section brute est de 2019 kg/cm^2
(contrainte plus défavorable qu'en $x = 6,25 \text{ m}$)

La contrainte en section nette est :

$$\sigma_{I(\text{nette})} = \frac{2019}{0,88} = 2294 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes en section brute et en section nette sont donc vérifiées.

B) Couvre-joints.

section I.

L'effort transmis par les boulons est : $(0,6 \frac{n}{m}) F$

$$\text{soit } (0,6 \times \frac{4}{28}) F = 0,085 F$$

$$S_{\text{trous}} = 30 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 182 - 30 = 152 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 182 \times 0,085 = 15,5 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{nette}} > S_{\text{nécessaire}}.$$

Section II.

$$\text{L'effort transmis par les boulons} = \left(\frac{4}{28} + 0,6 \times \frac{6}{28} \right) F = 0,28 F$$

$$S_{\text{nette}} = 182 - 45 = 137 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 182 \times 0,28 = 51 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{nette}} > S_{\text{nécessaire}}.$$

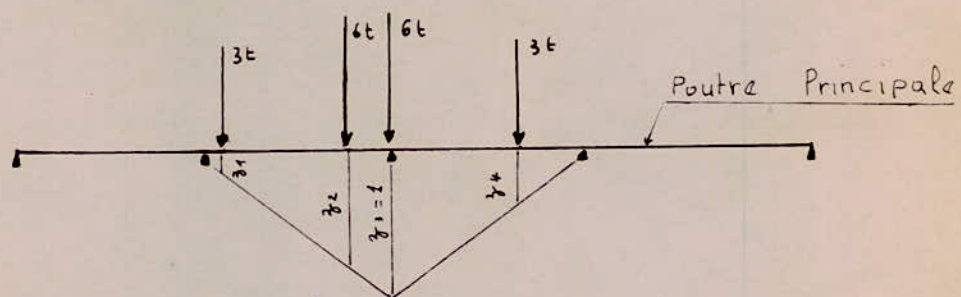
*ETUDE DES
ENTRETOISES*

INTRODUCTION

Les entretoises sont aussi calculées par la méthode de **COURBON**. Dans les ponts à poutres multiples sous chaussée, l'entretoise est un élément de répartition des charges entre les différentes poutres principales. Les entretoises sont considérées comme des poutres droites infiniment rigides sur appuis élastiques. Il y a lieu tout d'abord de situer les charges dans le sens longitudinal du pont de façon à ce que la part due à l'entretoise k soit la plus grande possible.

Réaction maximale sur l'entretoise

soit un pont dont les poutres sont à inertie différente et inégalement espacées. Supposons que ce pont soit traversé par 2 convois B_c . La position la plus défavorable pour la réaction maximale est la suivante :

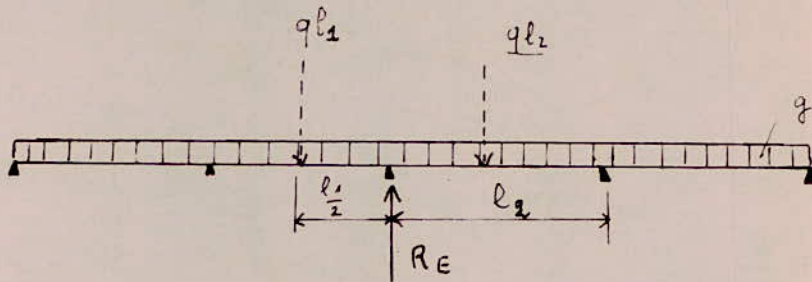


Pour une rangée de roue : $R_{\max} = 3 \cdot z_1 + 6z_2 + 6z_3 (=1) + 3z_4$

Pour 2 convois (4 rangées de roues) :

$$R_E = 4 R_{max}$$

Pour une charge uniformément répartie on aura.

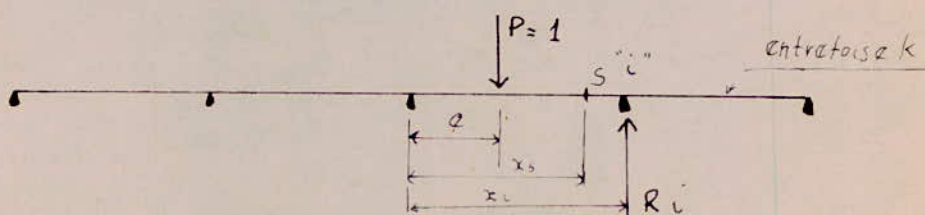


$$R_{E_{max}} = \frac{ql_1}{2} + \frac{ql_2}{2}$$

Efforts défavorables dans l'entretoise

La réaction sur l'entretoise étant connue, il s'agit maintenant d'arrêter la position du convoi dans le sens transversal de façon à obtenir les efforts défavorables dans l'entretoise. Pour trouver ces efforts max, on construit les lignes d'influence de l'effort tranchant et du moment fléchissant des entretoises. Les entretoises étant infiniment rigides, les déformées des deux parties séparées par une coupure seront rectilignes. Les lignes d'influence des efforts dans une section d'une entretoise seront rectilignes.

Ligne d'influence de l'effort tranchant



soit une charge $P=1$ se déplaçant sur l'entretoise k , d'abscisse e .

La Réaction sur un appui "i" est :

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \left(1 + \frac{\sum I_i x_i \cdot e}{\sum I_i x_i^2} \right)$$

Dans une section "S" d'abscisse x_s , l'effort tranchant en "S" est T_{x_s} :

$$T_{x_s} = \begin{cases} \sum_g R_i - 1 & \text{si } e < x_s \\ \sum_d R_i & \text{si } e > x_s \end{cases}$$

Soient \sum_g la sommation de tous les appuis situés à gauche de "S" et \sum_d la sommation de tous les appuis situés à droite de "S", on aura :

$$\sum_g R_i - 1 = - \sum_d \frac{I_i}{\sum I_i} \left(1 + \frac{\sum_1^m I_i x_i \cdot e}{\sum_1^m I_i x_i^2} \right)$$

$$\sum_g R_i = \sum_g \frac{I_i}{\sum I_i} \left(1 + \frac{\sum_1^m I_i x_i \cdot e}{\sum_1^m I_i x_i^2} \right)$$

Dans le cas des poutres principales identiques (même inertie) et équidistantes de l , on aura :

$$T_{x_s} = \begin{cases} - \sum_d \frac{1}{n} \left[1 + 6 \frac{2x_i - n - 1}{n^2 - 1} \frac{e}{l} \right] & \text{si } e < x_s \\ + \sum_g \frac{1}{n} \left[1 + 6 \frac{2x_i - n - 1}{n^2 - 1} \frac{e}{l} \right] & \text{si } e > x_s \end{cases}$$

Etude de l'effort tranchant.

$n = 3$: 3 poutres principales

$l = 3,60 \text{ m}$: distance entre axe des poutres

pour la section au droit de la poutre de rive : $e = e, i = 1$

$$T_1 = 1 \cdot \frac{1}{3} \left[1 + 6 \frac{2 \times 1 - 3 - 1}{9 - 1} \cdot 1 \right] = -\frac{1}{6}$$

Pour la section au droit de la poutre intermédiaire :

$$e = 0 \quad \text{et} \quad i = 1.$$

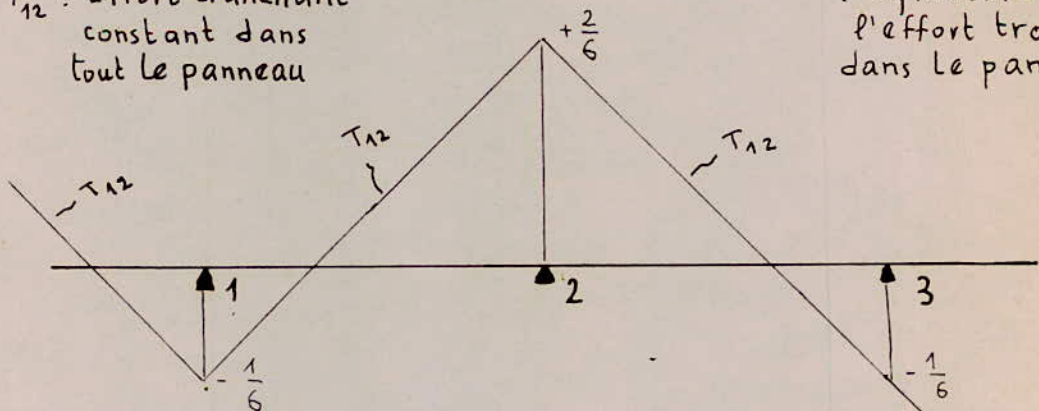
$$T_2 = 1 \cdot \frac{1}{3} [1 + 0] = +\frac{1}{3} = +\frac{2}{6}$$

$$T_1 = T_3 = -\frac{1}{6} \quad \text{par raison de symétrie.}$$

Etant donné que les entretoises intermédiaires ne sont pas en contact avec la dalle, elles seront chargées au droit des appuis, donc l'effort tranchant sera constant dans tout le panneau 1.2

T_{12} : Effort tranchant constant dans tout le panneau

. Symétrie pour l'effort tranchant dans le panneau 2.3



Ligne d'influence de l'effort tranchant

Lignes d'influence du moment fléchissant.

Le moment fléchissant dans la section "s" est donné par

$$M_{x_s} = \begin{cases} \sum_g R_i (x_s - x_i) - 1 \cdot (x_s - e) & \text{si } e < x_s \\ \sum_g R_i (x_s - x_i) & \text{si } e > x_s \end{cases}$$

ou bien par :

$$M_{x_s} = \begin{cases} - \sum_d \frac{I_i}{\sum I_i} \left(1 + \frac{\sum I_i x_i \cdot e}{\sum I_i x_i^2} \right) (x_s - x_i) & \text{si } e < x_s \\ \sum_g \frac{I_i}{\sum I_i} \left(1 + \frac{\sum I_i x_i \cdot e}{\sum I_i x_i^2} \right) (x_s - x_i) & \text{si } e > x_s \end{cases}$$

si les poutres sont identiques et équidistantes, on aura :

$$M_{x_s} = \begin{cases} - \sum_d \frac{1}{n} \left(1 + 6 \frac{2i - n - 1}{n^2 - 1} \frac{e}{l} \right) \left(x_s + \frac{n - 2i + 1}{2} l \right) & \text{si } e < x_s \\ \sum_g \frac{1}{n} \left(1 + 6 \frac{2i - n - 1}{n^2 - 1} \frac{e}{l} \right) \left(x_s + \frac{n - 2i + 1}{2} l \right) & \text{si } e > x_s \end{cases}$$

Les lignes d'influence se composent de deux demi-droites se coupant au droit de la section "s"

pour la section au droit de la poutre intermédiaire on a :
quand la charge est en 1

$$\begin{array}{lll} e = +l & i = 1 & n = 3 \\ x_s = 0 & l = 3,60 \text{ m} & \end{array}$$

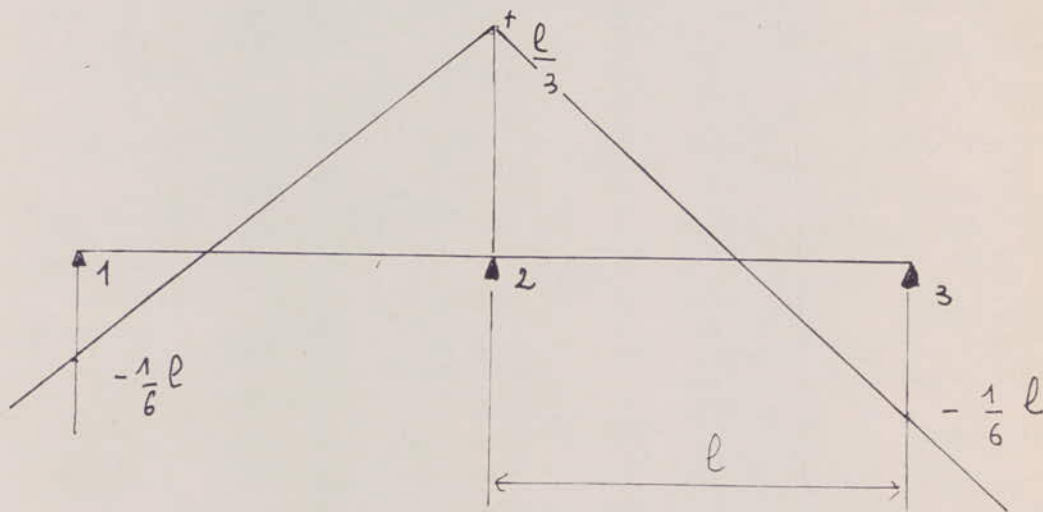
$$M_2 = + \frac{1}{3} \left[1 + 6 \frac{2 \times 1 - 3 - 1}{8} \right] \left[0 + \frac{3 - 2 + 1}{2} l \right]$$

$$M_2 = \frac{1}{3} \left[\frac{8 - 12}{8} \right] l = - \frac{1}{6} l$$

quand la charge est appliquée en 2 on aura

$$e = 0 \quad i = 1.$$

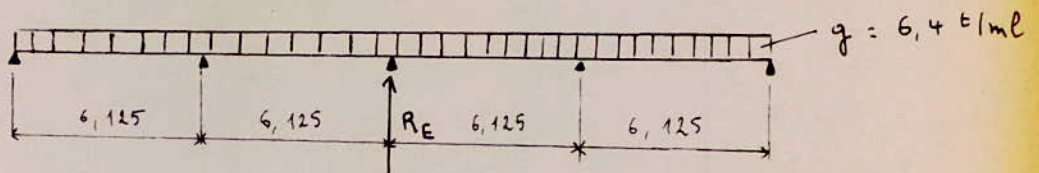
$$M_2 = \frac{1}{3} [1 + 0] \left[0 + \frac{3 - 2 + 1}{2} l \right] = + \frac{l}{3}$$



A. Calcul des réactions max sur les entretoises intermédiaires.

Il faut d'abord situer les charges dans le sens longitudinal de façon à ce que la part due à l'entretoise soit la plus grande possible.

a) Charge permanente



$$R_{E_{\max}} = 6,40 \times 6,125 = 39,2 \text{ t}$$

b) Complément de charge permanente

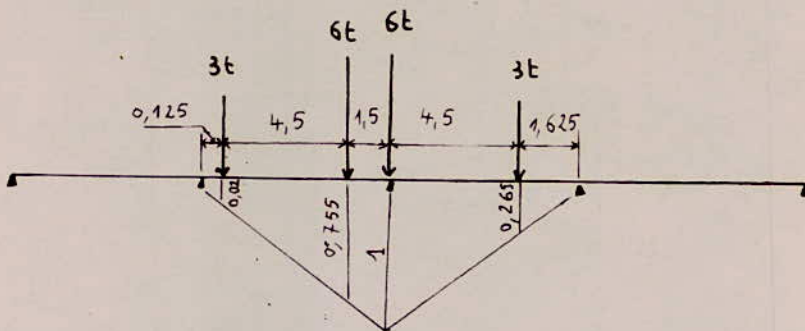
$$R_{E_{\max}} = 1,65 \times 6,125 = 10,10 \text{ t}$$

c) Surcharge A.

(on surcharge deux voies)

$$R_{E_{\max}} = 8,42 \times 6,125 = 51,57 \text{ t}$$

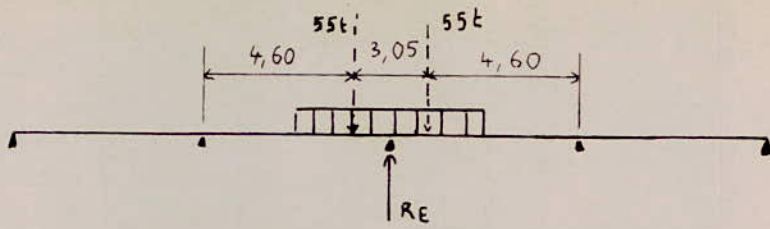
d) Surcharge B_c



$$R_E = 3 \times \frac{0,125}{6,125} + 6 \times \frac{4,625}{6,125} + 6 \times 1 + 3 \times \frac{1,625}{6,125} = 11,38 \text{ t}$$

$$R_{E_{\max}} = 4 \times 11,38 = 45,52 \text{ t}$$

e) Surcharge Mc120



$$R_{E_{\max}} = 2 \left(55 \times \frac{4,60}{6,125} \right) = 82,61 \text{ t}$$

f) Surcharge trottoir

$$R_{E_{\max}} = 0,45 \times 6,125 = 2,75 \text{ t}$$

Recapitulation.

| Charges | CP | CCP | A(2) | Bc | Mc120 | Trottoir |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
| $R_{E_{\max}}$ (t) | 39,20 | 10,10 | 51,57 | 45,52 | 82,61 | 2,75 |

B. Efforts défavorables dans les entretoises.

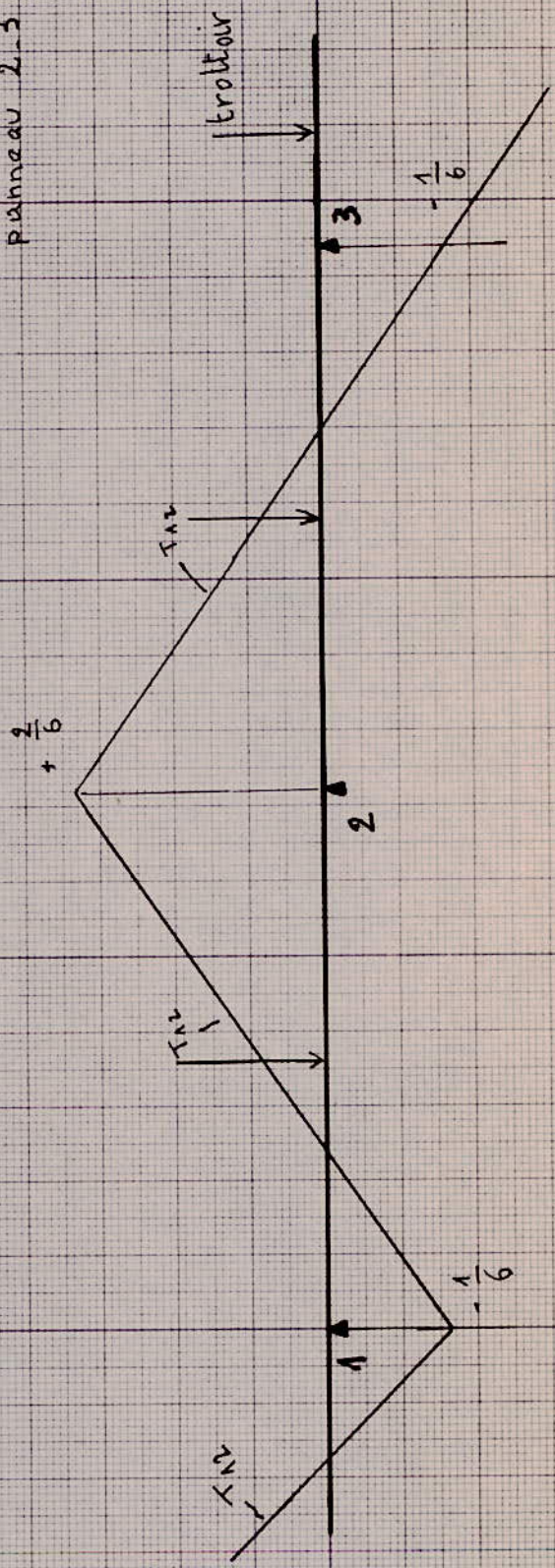
Une fois les réactions connues, il s'agit d'arrêter une position des différentes charges et surcharges dans le sens transversal de façon à obtenir les effets les plus défavorables dans l'entretoise considérée. Pour cela, on construit les lignes d'influence des moments et des efforts tranchants pour l'entretoise considérée.

Lignes d'influence des efforts tranchants

(Charge permanente)

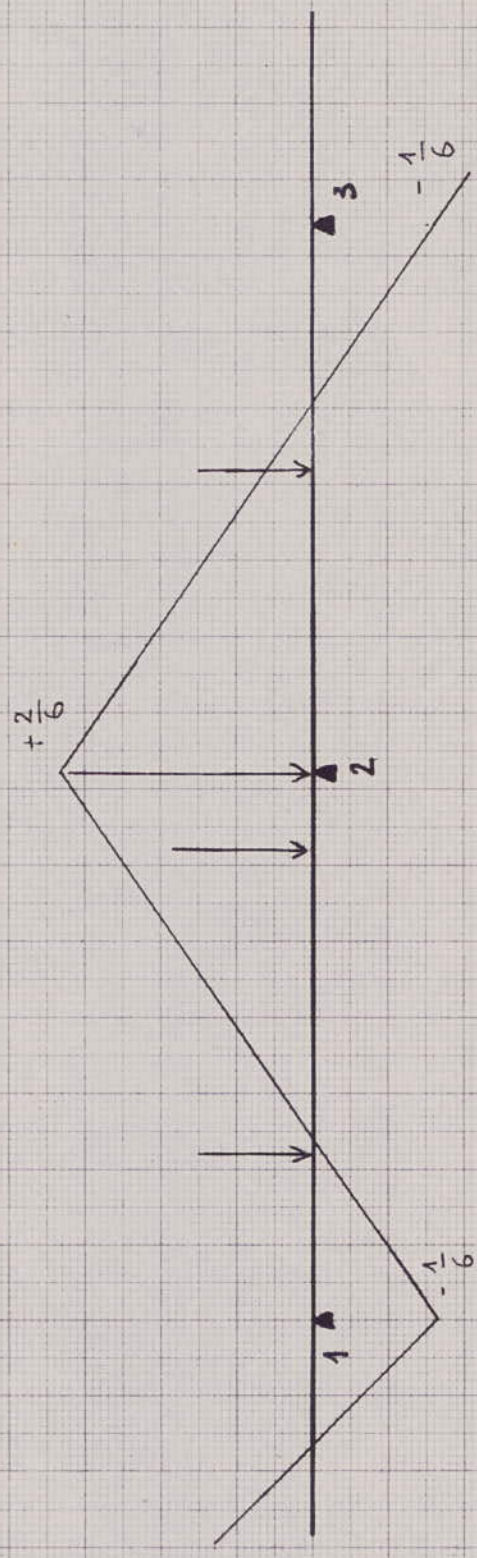
Effort tranchant constant dans tout le panneau

symétrie de l'effort tranchant dans le panneau 2-3



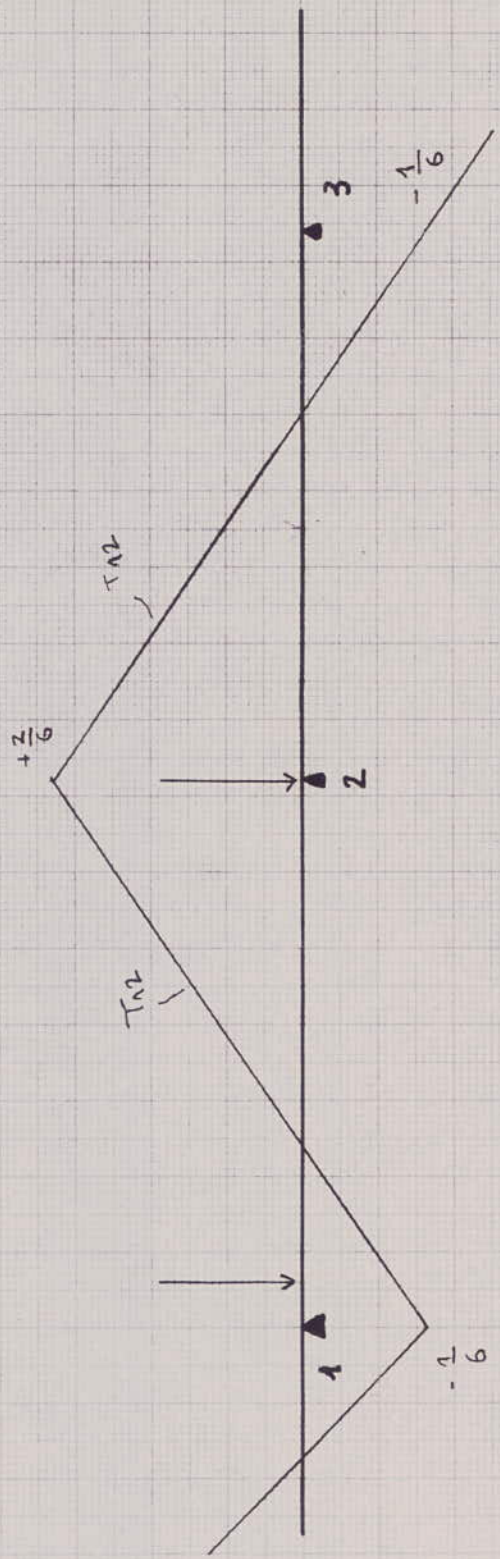
Lignes d'influence des efforts tranchants

(système Bc)

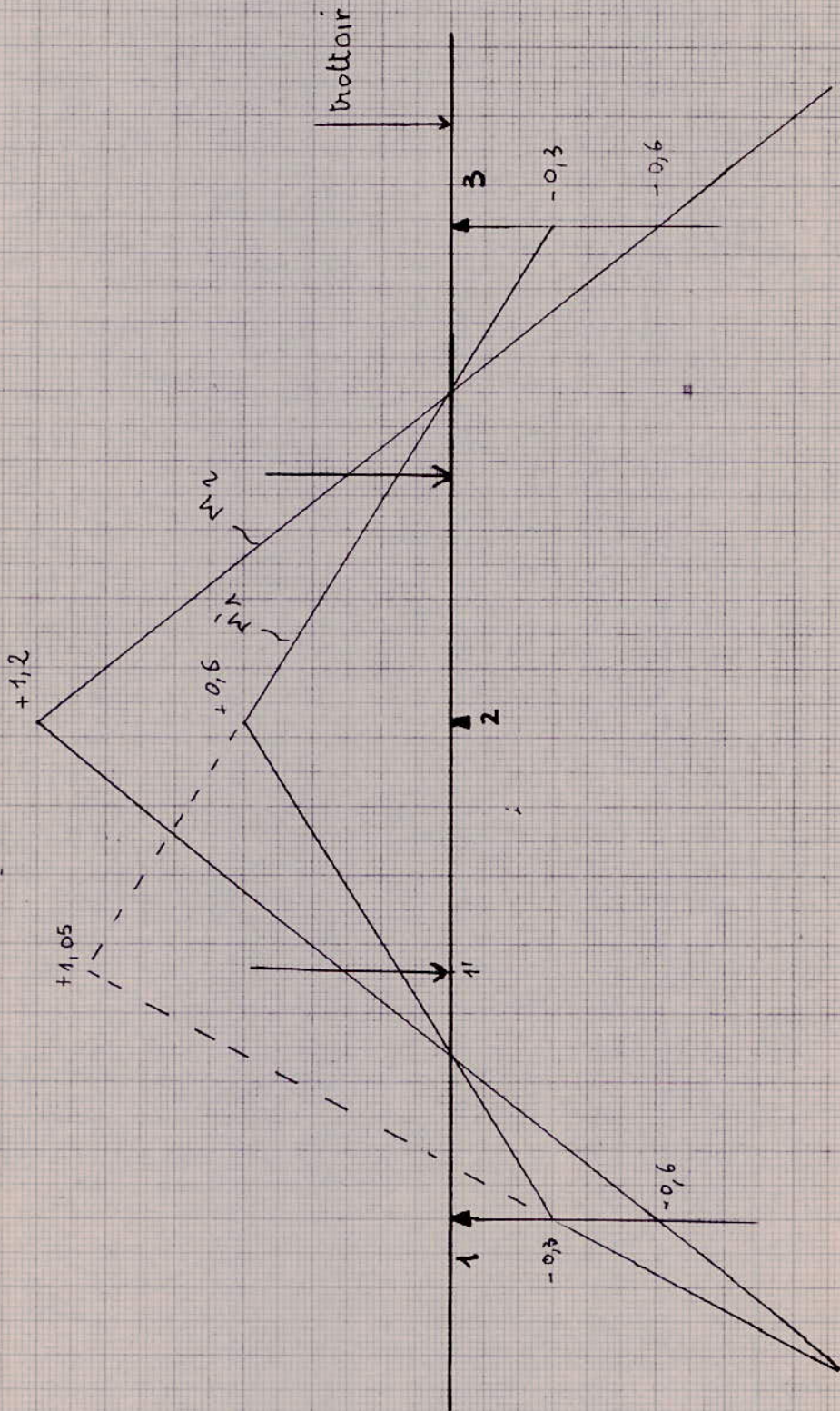


Lignes d'influence des efforts tranchants

(système M_{c120})

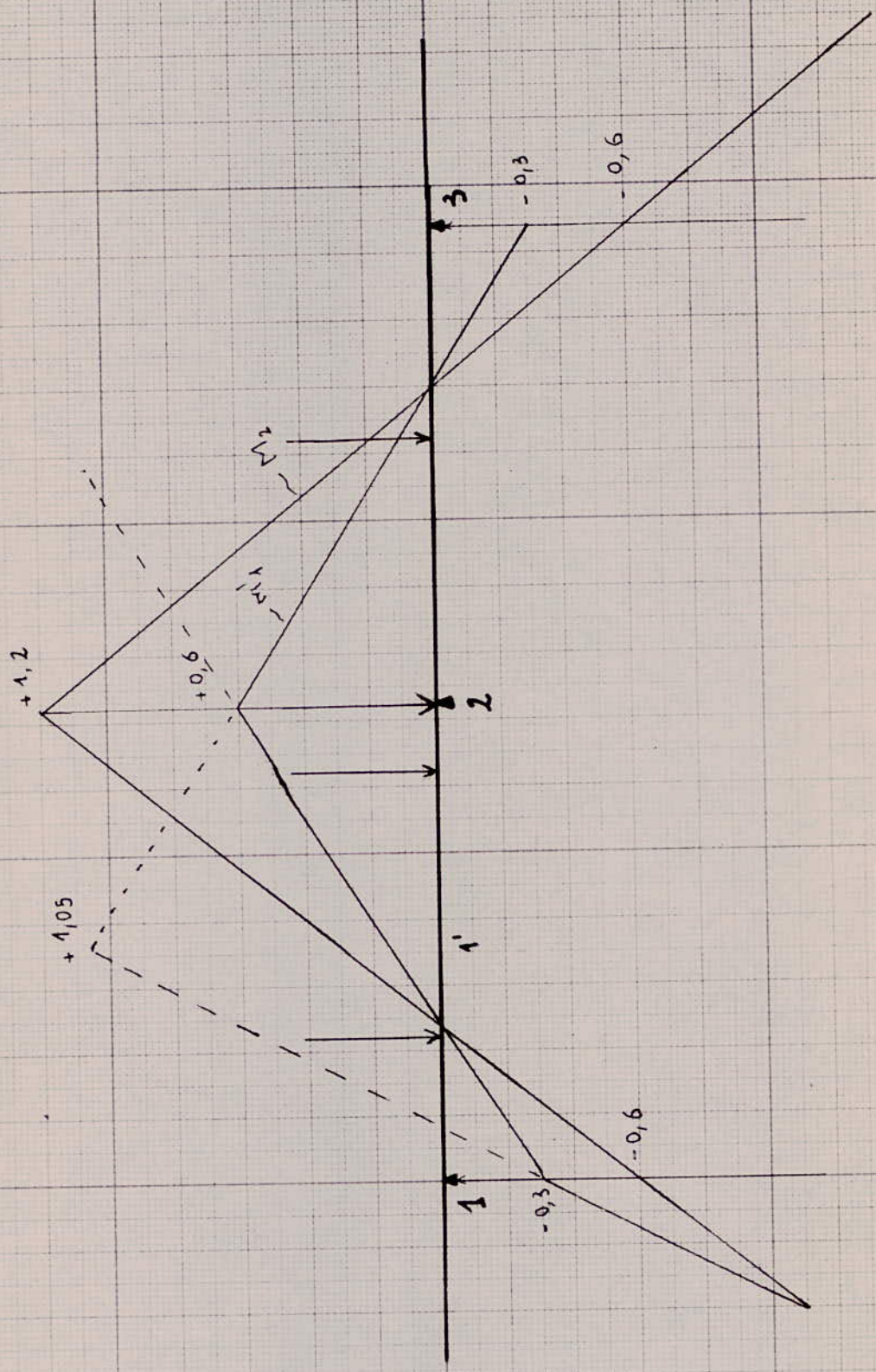
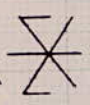


(charge permanente)

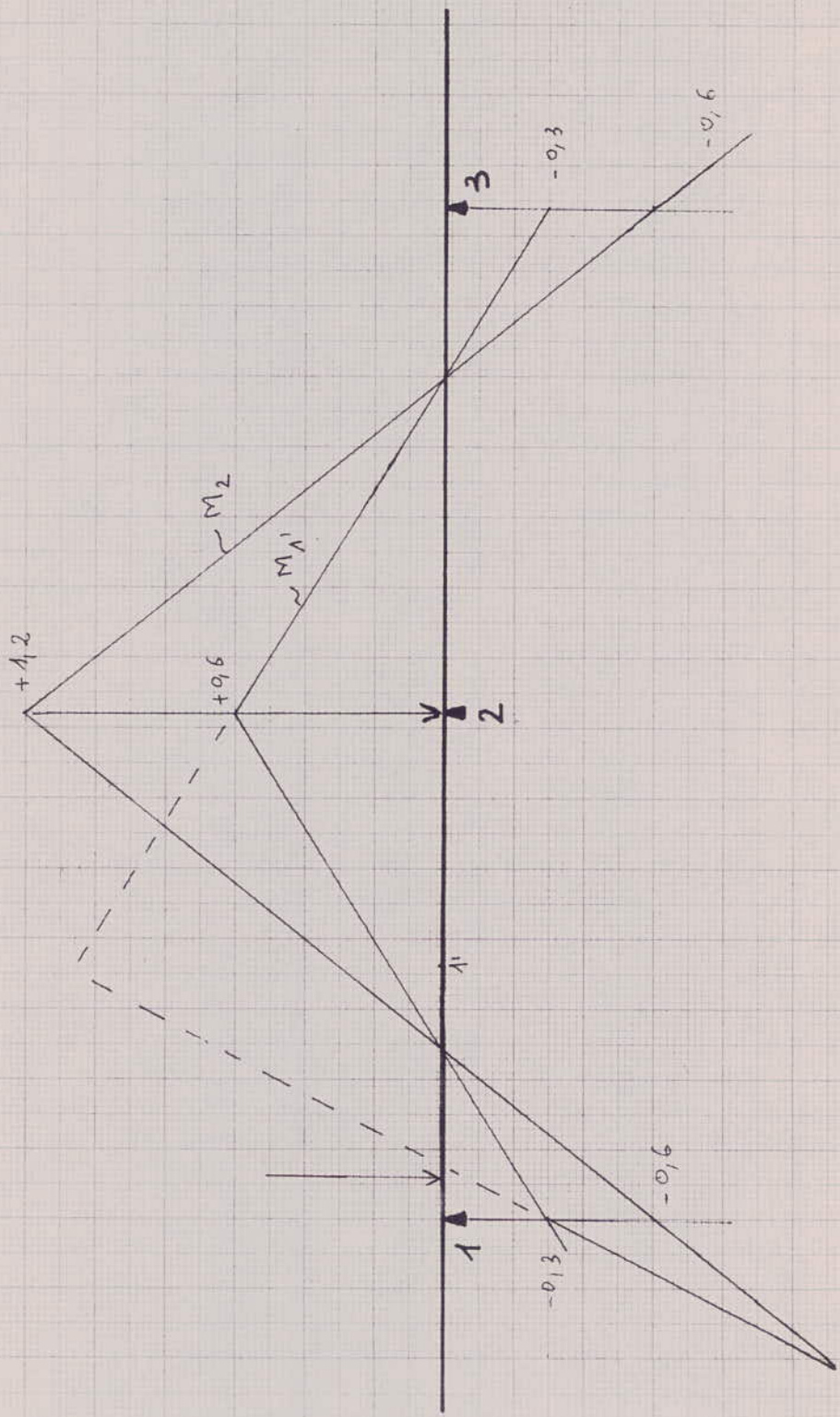


lignes d'influence des moments flexionnaires

(systeme B_c)



(systeme Mc120)



On se limite, pour le calcul des efforts maximum, à la section au droit des poutres principales. Les lignes d'influence nous donnent :

- Moment fléchissant : (M_2 étant le plus défavorable)

| | M_2 | | coef. répart | $R_E(t)$ | Coef. maj. | coef. pond. | $M(t.m)$ | |
|------------|-------|-------|--------------|----------|------------|-------------|---------------------------|-------|
| | | | | | | | | |
| CP | 0,31 | 0,31 | 0,62 | 19,60 | 1 | 1,32 | 16,04 | |
| CCP | 0,31 | 0,31 | 0,62 | 5,50 | 1 | 1,32 | 4,50 | |
| A | 0,31 | 0,31 | 0,62 | 25,78 | 1 | 1,6 | 25,57 | |
| B_c | -0,03 | 0,96 | 1,2 | 0,19 | 2,32 | 11,38 | $\frac{1,1}{1,15}$ 1,6 | 53,47 |
| M_{c120} | -0,45 | 1,2 | 0,75 | 41,30 | 1,138 | 1,32 | 46,53 | |
| Érottoir | -0,96 | -0,96 | -1,92 | 1,37 | 1 | 1,6 | -2,63 | |

$$M_{\max} = 16,04 + 4,50 + 53,47 = 74,01 \text{ t.m.}$$

- Effort tranchant

| | T_{12} | | coef. répart. | $R_E(t)$ | Coef. maj. | coef. pond. | $T(t)$ | |
|------------|----------|-------|---------------|----------|------------|-------------|---------------------------|-------|
| | | | | | | | | |
| CP | 0,085 | 0,085 | 0,17 | 19,60 | 1 | 1,32 | 4,40 | |
| CCP | 0,085 | 0,085 | 0,17 | 5,50 | 1 | 1,32 | 1,23 | |
| A | 0,085 | 0,085 | 0,17 | 25,78 | 1 | 1,6 | 7,01 | |
| B_c | -0,01 | 0,26 | 0,333 | 0,06 | 0,643 | 11,38 | $\frac{1,1}{1,15}$ 1,6 | 14,81 |
| M_{c120} | 0,333 | -0,12 | 0,213 | 41,30 | 1,138 | 1,32 | 13,21 | |
| Érottoir | -0,04 | -0,04 | -0,08 | 1,37 | 1 | 1,6 | -0,17 | |

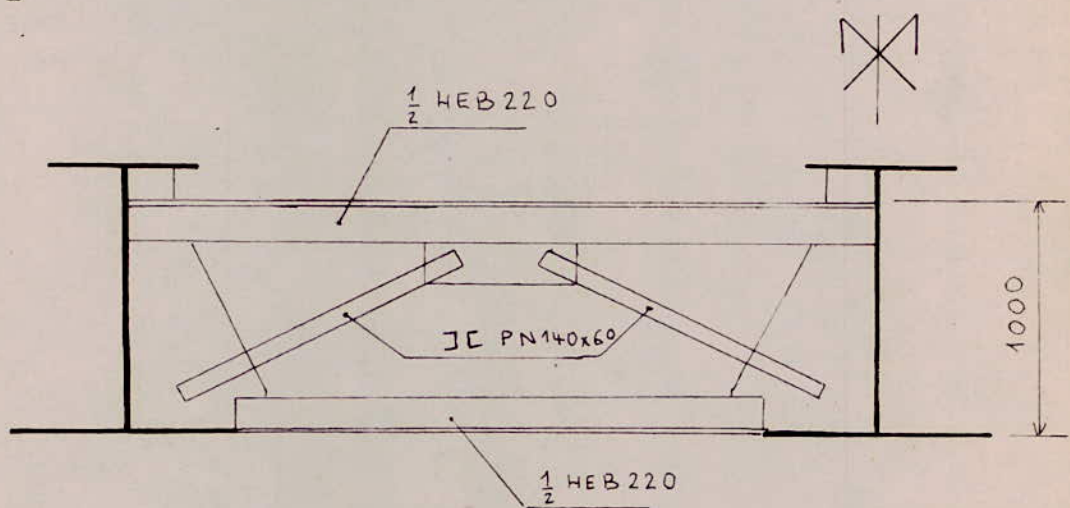
$$T_{\max} = 4,40 + 1,23 + 14,81 = 20,44 \text{ t.}$$

ENTRETOISE INTERMEDIAIRE

Les entretoises intermédiaires sont du type triangulées. ELLES sont désolidarisée du hourdis ce qui signifie qu'elles sont chargées au droit des nœuds.

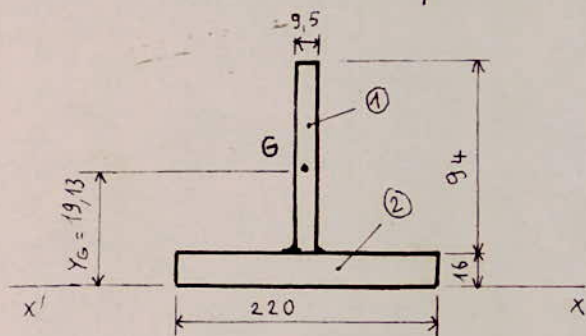
Elles sont constituées entre chaque poutre de :

- 2 diagonales constituées chacune par deux UPN 140x60
- 2 membrures supérieure et inférieure constituées d'un $\frac{1}{2}$ HEB 220 assemblés en double T



1) Justification des membrures.

Caractéristiques de chaque membrure ($\frac{1}{2}$ HEB 220)

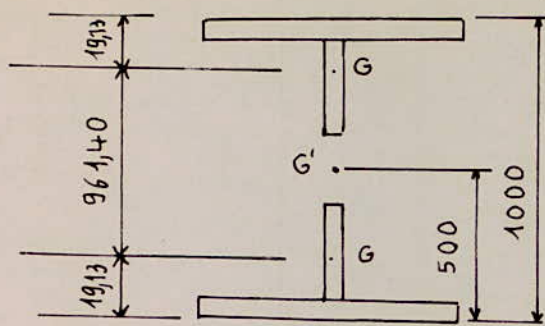


| Dimensions (cm) | Aire (cm ²) | M ^t stat / x' | I / xx |
|-----------------|-------------------------|--------------------------|--------|
| ① 9,4x0,95 | 8,93 | 56,26 | 420,18 |
| ② 22x1,6 | 35,2 | 28,16 | 30,03 |
| ① + ② | 44,13 | 84,42 | 450,21 |

$$y_G = \frac{84,42}{44,13} = 1,913 \text{ cm}$$

$$I_G = 450,21 - 44,13 \times 1,913^2 = 288,71 \text{ cm}^4$$

Inertie de la section constituée par les 2 membrures.



$$I_{G'} = 2 \left(288,71 + 44,13 \times 48,07^2 \right) = 204522 \text{ cm}^4$$

a) Vérification des contraintes brutes.

On calcule les contraintes sur les fibres extrêmes des membrures sous l'action du moment fléchissant maximal pondéré de 74,01 t.m.

$$\frac{I}{V_s} = \frac{I}{V_I} = \frac{204522}{50} = 4090 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\frac{I}{V_s}} = \frac{74,01 \cdot 10^5}{4090} = 1810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1810 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_I = |1810 \text{ kg/cm}^2| < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes sont vérifiées.

b) Vérification au flambement.

Sous l'action du moment, la membrure supérieure est comprimée, on doit donc vérifier qu'elle ne risque de flamber.

On effectue cette vérification conformément au fascicule 61 titre V Art 16.

Un moment quelconque M appliqué dans une section de l'entretoise engendre dans la membrure un effort F tel que $F = \frac{M}{z}$ (z étant la distance entre les deux centres de gravité des deux membrures).

Il faut vérifier que : $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_m$

avec : $\sigma_m =$ contrainte de compression $= \frac{F}{A}$

$$\bar{\sigma}_m = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma^*} \right) \quad \text{si } \sigma^* \geq 0,75 \sigma_e$$

$$\bar{\sigma}_m = 0,66 \sigma^* \quad \text{si } \sigma^* \leq 0,75 \sigma_e$$

$\sigma^* =$ contrainte critique d'Euler $= \frac{F^*}{A}$

$$F^* = \frac{m \pi^2 EI}{l^2} = \frac{m \pi^2 EI A}{\lambda^2}$$

$\lambda =$ élancement de la pièce $= \frac{l}{i}$

$i =$ rayon de giration $= \sqrt{\frac{I}{A}}$

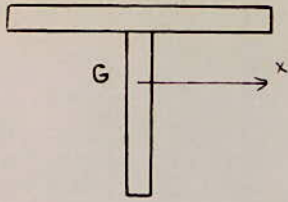
$l =$ longueur de flambement

$m =$ coefficient numérique qui dépend du mode de fixation de la pièce à ses extrémités ($m = 1$)

$I =$ moment d'inertie de la section relatif au plan de flambement considéré.

$$\sigma^* = \frac{m \pi^2 EI}{l^2 A}$$

b.1) Flambement dans le plan vertical .



$$I_{Gx} = 288,71 \text{ cm}^4$$

$$A = 44,13 \text{ cm}^2$$

$$l = 0,5 \times 360 = 180 \text{ cm}^2$$

$$\sigma^* = \frac{1 \times 3,14^2 \times 21 \times 10^5 \times 288,71}{180^2 \times 44,13} = 4185 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma^* = 4185 \text{ kg/cm}^2 > 0,75 \times 2400 = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

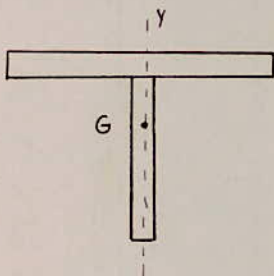
$$\text{donc } \bar{\sigma}_m = 2400 \left(1 - 0,375 \frac{2400}{4185} \right) = 1884 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = \frac{M}{z} = \frac{74,01 \times 10^5}{96,14} = 76981,5 \text{ kg}$$

$$\sigma_m = \frac{F}{A} = 1744 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a bien } \sigma_m = 1744 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m = 1884 \text{ kg/cm}^2$$

b.2) Flambement dans le plan horizontal .



$$I_{Gy} = \frac{1,6 \times 22^3}{12} + \frac{9,4 \times 0,95^3}{12} = 1420 \text{ cm}^4$$

$$\sigma^* = \frac{1 \times 3,14^2 \times 21 \times 10^5 \times 1420}{180^2 \times 44,13} = 20584 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = 2400 \left(1 - 0,375 \frac{2400}{20584} \right) = 2295 \text{ kg/cm}^2$$

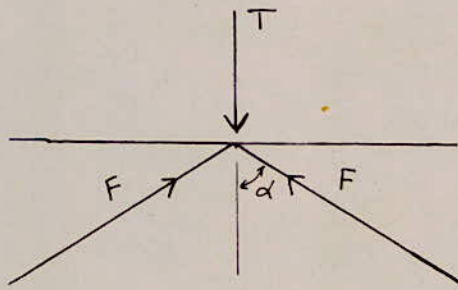
$$\sigma_m = 1744 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m = 2295 \text{ kg/cm}^2$$

La stabilité au voilement de la membrure supérieure est assurée.

Justification des diagonales

On calcule les diagonales selon l'effort tranchant maximal. Un effort T appliqué au nœud exerce dans la diagonale un effort normal F tel que :

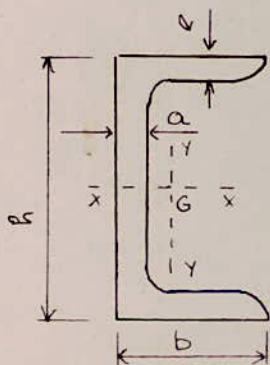
$$F = \frac{T}{\cos \alpha}$$



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1800}{1000} = 1,8 \Rightarrow \alpha = 60^\circ \Rightarrow \cos 60^\circ = 0,5$$

$$F = \frac{T_{\max}}{0,5} = \frac{20,44}{0,5} = 40,88 \text{ t}$$

on choisit un UPN 140



$$a = 7 \text{ mm}$$

$$I_x = 605 \text{ cm}^4$$

$$b = 60 \text{ mm}$$

$$I_y = 62,7 \text{ cm}^4$$

$$e = 10 \text{ mm}$$

$$i_x = 5,45 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ mm}$$

$$i_y = 1,75 \text{ cm}$$

$$A = 20,4 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes.

Une diagonale est composée de deux UPN140.

$$\text{La section } A = 2 \times 20,4 = 40,8 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{40,88 \cdot 10^3}{40,80} = 1002 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1002 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification au flambement.

Le risque de flambement est prépondérant dans le plan de l'axe xx.

$$I_y = 2 \times 62,7 = 125,4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma^* = \frac{1,3,14^2 \times 21 \cdot 10^5 \times 125,4}{164^2 \times 40,80} = 2368 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = 2400 \left(1 - 0,375 \frac{2400}{2368} \right) = 1486 \text{ kg/cm}^2$$

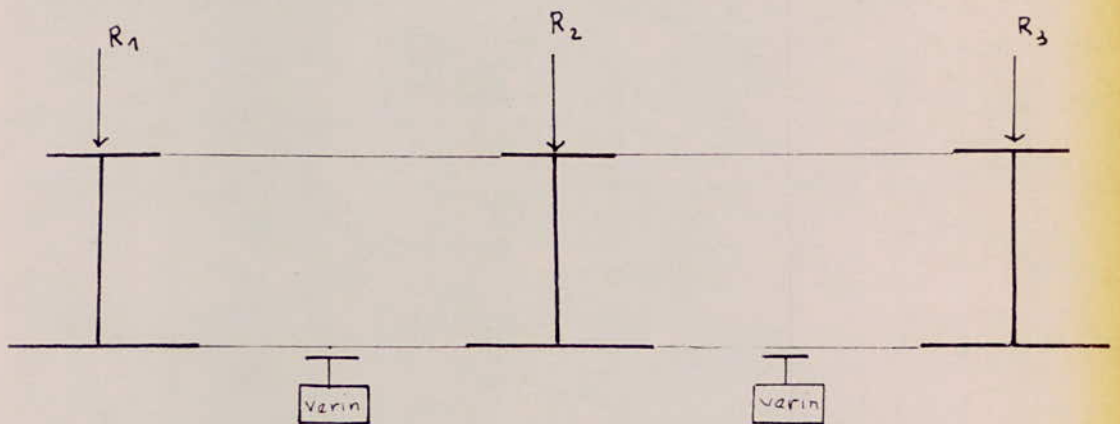
$$\sigma = 1002 \text{ kg/cm}^2 < 1486 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de non-flambement est vérifiée.

ENTRETOISE SUR APPUI

Les entretoises sur appuis sont des entretoises à âme pleine. Elles doivent être dimensionnées pour recevoir les verins lors des phases de réglage du pont et pose des appareils d'appui ; ce qui est prépondérant par rapport à l'effort des surcharges. La dalle repose sur les entretoises d'about

Chaque poutre développe sur l'entretoise la réaction R_i



Calcul des Réactions

Les réactions pour l'ensemble du pont sont :

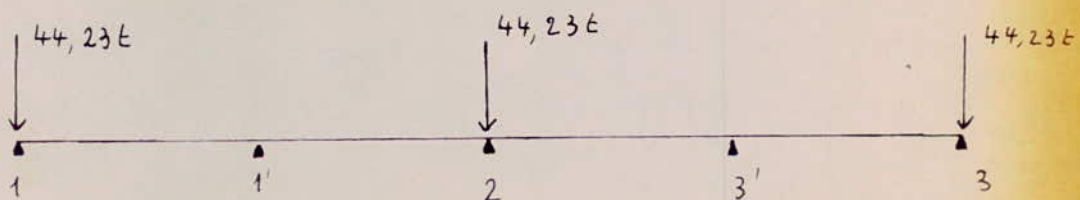
$$CP : R_A = R_B = 80E$$

$$CCP : R_A = R_B = 20,62E$$

$$R_{\text{totale}} = 80 + 20,62 = 100,62E$$

La réaction revenant à la poutre de rive est :

$$R_1 = 0,333 \times 1,32 \times 100,62 = 44,23E$$



Il sera suppose' reparti sur une longueur de $\frac{L}{6}$ ($\frac{25}{6} = 4,17\text{m}$)

section du beton : $S_B = 3.20 \times 20 = 6400 \text{ cm}^2$

$F = 6400 \times 30 = 192000 \text{ kg} = 192 \text{ t}$

Ce qui donne une repartition lineaire de :

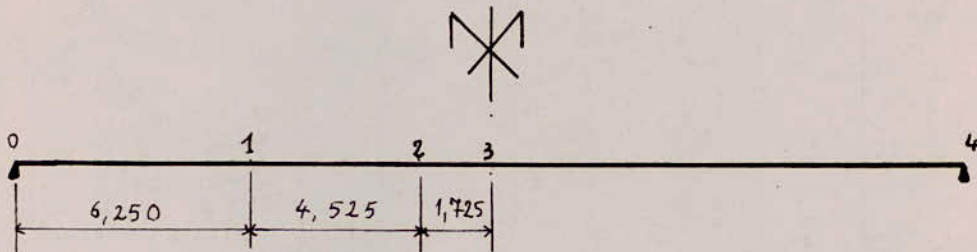
$\frac{192}{4,17} = 46 \text{ t/ml}$

Reprise des efforts de glissement dus aux charges exterieures.

Les efforts (pour la poutre de rive) dus aux charges exterieures sont donnes par la formule suivante :

$$G = \frac{c S_A S_B}{m S_I} T$$

Valeurs de l'effort tranchant pour la poutre 1 :



| Section | x(m) | | CP | CCP | Bc | Trottoir |
|---------------|--------|-----------------|-------|------|-------|----------|
| 0l | 0 | T ₀₁ | 35,16 | 9,05 | 82,13 | 4,13 |
| $\frac{l}{4}$ | 6,25 | T ₁₂ | 17,58 | 4,53 | 44,41 | 2,04 |
| S | 10,775 | T ₂₃ | 4,84 | 1,24 | 14,97 | 0,56 |
| $\frac{l}{2}$ | 12,5 | T ₃₄ | 0 | 0 | 7,20 | 0 |

verification du critère de Von Mises

$$\sigma^2 + 3\tau^2 \leq \sigma_e^2$$

ou $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_e$

$$\sqrt{1856^2 + 3 \times 687^2} = 2205 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- * Il est nécessaire de raidir l'âme de l'entretoise au droit de chaque verin (milieu de l'entretoise) par un raidisseur de rigidité suffisante pour éviter la ruine de l'entretoise sous l'action de la charge concentrée que constitue le verin.

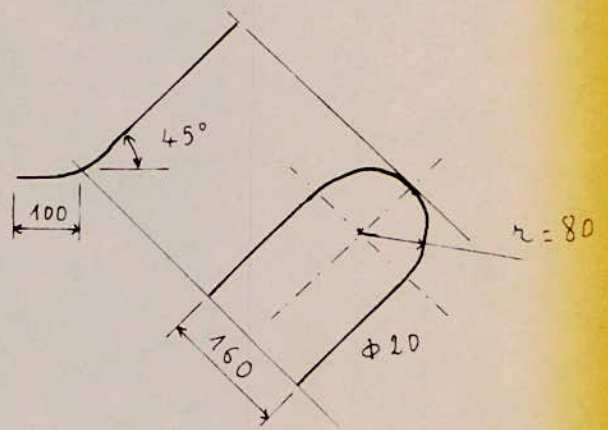
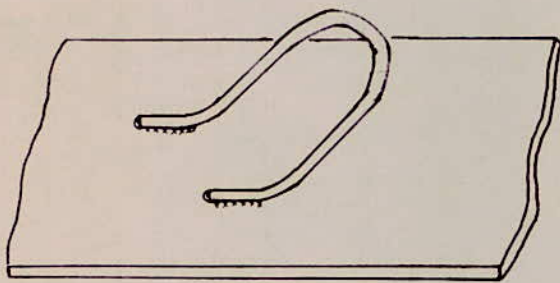
CONNECTEURS

CONNECTEURS

Description

Le rôle des connecteurs est d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux d'une part et le soulèvement du béton par rapport à l'acier d'autre part.

La répartition des connecteurs sur les semelles supérieures des poutres sera justifiée par rapport à la répartition des efforts de glissement.



Les connecteurs sont constitués par des boucles en $F_a E24$ de diamètre 20mm inclinés de 45° par rapport au plan moyen de la membrure supérieure de la poutre. Ils travaillent à la manière des étriers en béton armé.

Condition de non-écrasement du béton

Le rayon de courbure de la boucle est limité inférieurement par la condition de non-écrasement du béton à l'intérieur de la boucle.

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \left(1 + \frac{\phi}{d} \right) \nu \quad (\text{Art 30.62 CCBA68})$$

avec : $\phi = 20 \text{ mm}$

$$\sigma_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

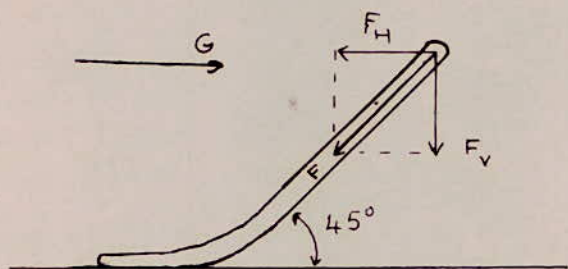
$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \infty$$

$$\nu = 1$$

d'où $r = 8 \text{ cm} > 0,10 \times 2 \times \frac{24}{0,685} (1 + 0) \cdot 1 = 7,00 \text{ cm}$

Principe de fonctionnement



L'effort de glissement G parallèle au plan de la membrure supérieure de la poutre est repris par les connecteurs dans le plan de la boucle.

Soit F l'effort de traction supporté par le connecteur, cet effort se décompose en une réaction F_H opposée à l'effort de glissement et une force F_v perpendiculaire au plan de la membrure supérieure de la poutre.

La réaction à l'effort de glissement est telle que :

$$F_H = F \cos 45^\circ$$

L'effort maximal admissible F dans le plan de la boucle compte tenu des caractéristiques du connecteur est :

$$F = 2 \cdot \frac{\pi (20)^2 \cdot 24}{4} = 15080 \text{ kg}$$

$$F_H = 15080 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 10663 \text{ kg}$$

L'effort F_v , perpendiculaire au plan de frottement acier-béton peut reprendre une partie du glissement par frottement. Si 0,4 est le coefficient de frottement acier-béton, cet effort F_v peut exercer une réaction F'_H dans le plan de frottement.

$$F'_H = 0,4 F_v = 0,4 F \cos 45^\circ$$

$$F'_H = 0,4 \frac{15,08}{\sqrt{2}} = 4,26 \text{ t}$$

au total, un connecteur peut équilibrer un effort de glissement de :

$$G = F_H + F'_H = \frac{\sqrt{2}}{2} F (1 + 0,4) = 0,99 F = 0,99 \times 15,08$$

$$G = 14,93 \text{ t par connecteur}$$

Influence du retrait et de la température

Aux abouts des poutres, on doit considérer une zone d'accrochage des efforts de glissement dus au retrait et à la différence de température. L'effort sera calculé en multipliant la section du béton participante par une contrainte supposée égale à 30 bars (le béton est supposé tendu à 30 bars).

Il sera suppose reparti sur une longueur de $\frac{L}{6}$ ($\frac{25}{6} = 4,17m$)

section du beton : $S_B = 3.20 \times 20 = 6400 \text{ cm}^2$

$F = 6400 \times 30 = 192000 \text{ kg} = 192 \text{ t}$

Ce qui donne une repartition lineaire de :

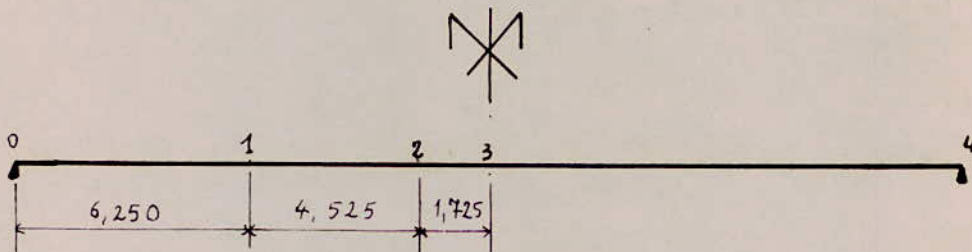
$\frac{192}{4,17} = 46 \text{ t/ml}$

Reprise des efforts de glissement dus aux charges exterieures.

Les efforts (pour la poutre de rive) dus aux charges exterieures sont donnes par la formule suivante :

$$G = \frac{c S_A S_B}{m S I} T$$

valeurs de l'effort tranchant pour la poutre 1 :



| Section | x(m) | | CP | CCP | Bc | Trottoir |
|---------------|--------|-----------------|-------|------|-------|----------|
| 0l | 0 | T ₀₁ | 35,16 | 9,05 | 82,13 | 4,13 |
| $\frac{l}{4}$ | 6,25 | T ₁₂ | 17,58 | 4,53 | 44,41 | 2,04 |
| S | 10,775 | T ₂₃ | 4,84 | 1,24 | 14,97 | 0,56 |
| $\frac{l}{2}$ | 12,5 | T ₃₄ | 0 | 0 | 7,20 | 0 |

Efforts de glissement dus aux charges extérieures.

$$G = \frac{CSAS_n}{nSI} T = \frac{M_s T}{I}$$

| | n | | T ₀₁ | T ₁₂ | T ₂₃ | T ₃₄ |
|----------|----|-----------------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| CCP | 18 | T (t) | 9,05 | 4,53 | 1,24 | 0 |
| | | M _s (cm ³) | 19329,78 | 19329,78 | 24097,39 | 24097,39 |
| | | I (cm ⁴) | 3177897,90 | 3177897,90 | 3799340,8 | 3799340,80 |
| | | G (t/m) | 5,50 | 2,75 | 0,78 | 0 |
| Trottoir | 6 | T (t) | 4,13 | 2,04 | 0,56 | 0 |
| | | M _s (cm ³) | 30709,92 | 30709,92 | 44114 | 44114 |
| | | I (cm ⁴) | 4286102,30 | 4286102,30 | 5191198,2 | 5191198,20 |
| | | G (t/m) | 2,96 | 1,46 | 0,47 | 0 |
| Bc | 6 | T (t) | 82,13 | 44,41 | 14,97 | 7,20 |
| | | M _s (cm ³) | 30709,92 | 30709,92 | 44114 | 44114 |
| | | I (cm ⁴) | 4286102,30 | 4286102,30 | 5191198,2 | 5191198,20 |
| | | G (t/m) | 58,84 | 31,82 | 12,72 | 6,12 |

* Pour la charge permanente (CP) n = ∞ donc G = 0.

G (E/m)

5 connecteurs

74,10

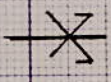
4 connecteurs

44,79

3 connecteurs

29,86

2 connecteurs



0

5 c.p.m sur 5 m

5

3 c.p.m. sur 5 m.

10

2 c.p.m sur 2,5

12,5

4 c.p.m sur 5 m

x

Epure de repartition des connecteurs

qch abscisse : 1cm = 1m

Ordonnée 1cm = 5 E/m

APPAREILS D'APPUI

DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

La méthode de calcul employée est celle donnée par le bulletin de SETRA (Décembre 74) intitulé :
" Appareils d'appui en élastomère fretté "

1 - Principes

Le dimensionnement des appareils d'appui est basé essentiellement sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage. Ces contraintes sont dues aux efforts appliqués et aux déformations imposées à l'appareil.

a) Compression

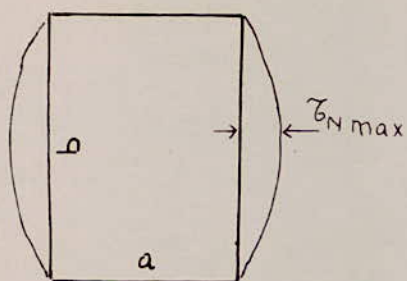
Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement τ_N apparaissent au niveau du plan de frettage. Les contraintes maximales se développent sur les bords de chaque feuillet. Les premières dégradations d'un appareil apparaissent donc au milieu des grands côtés. La contrainte maximale

$$\text{est } \tau_N = \frac{1,5 \sigma_m}{\beta}$$

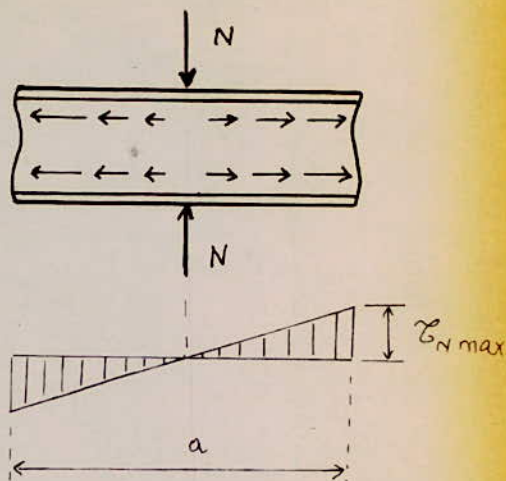
$$\text{avec } \beta = \frac{ab}{2(a+b)t} \quad \text{et } \sigma_m = \frac{N}{ab}$$

a, b = dimensions en plan de l'appareil ($b > a$)

t = épaisseur d'un feuillet élémentaire.



Distribution des contraintes τ_N
le long du côté b ($b > a$)

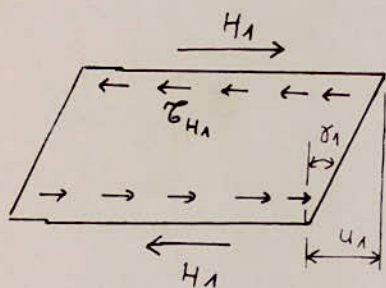


b) Distorsion

Dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme.

Deux Cas peuvent se présenter :

- la déformation u_1 de l'appareil est lente (Retrait, fluage, dilatation). u_1 étant connue, elle permet de déterminer l'angle de distorsion, la contrainte et l'effort correspondant.



$$\text{tg } \delta_1 = \frac{u_1}{T}$$

$$\tau_{H_1} = G \text{tg } \delta_1 = G \frac{u_1}{T}$$

$$H_1 = ab \tau_{H_1} = Gab \frac{u_1}{T}$$

avec G = module de déformation transversale de l'élastomère

T = épaisseur nominale totale d'élastomère

- l'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent, force centrifuge).

on aura :

$$\operatorname{tg} \gamma_2 = \frac{u_2}{T} = \frac{\tau_{H_2}}{2G} = \frac{H_2}{2abG} \quad \text{avec } \tau_{H_2} = \frac{H_2}{ab}$$

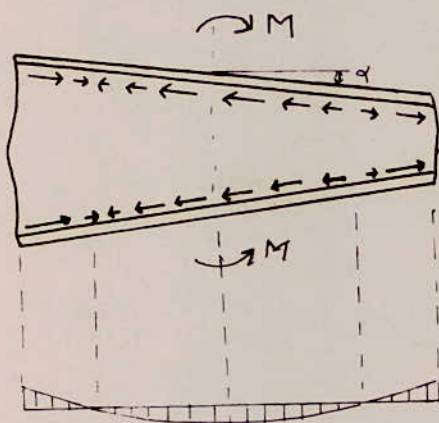
(la déformation est la moitié de celle créée par un effet statique)

La contrainte conventionnelle de calcul sera

$$\tau_H = G \operatorname{tg} \gamma = \tau_{H_1} + 0,5 \tau_{H_2} = G \frac{u_1}{T} + \frac{H_2}{2ab}$$

c) Rotation.

Sous les déformations dues au fonctionnement de la structure, l'appareil d'appui subit une rotation qui crée des contraintes de cisaillement sur les bords parallèles à l'axe de rotation.



variation de τ_x

M : moment de rappel créée par la rotation

la contrainte maximale τ_x est donnée par :

$$\tau_x = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \alpha_t$$

avec $\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$

$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$

α = rotation calculée

$\alpha_0 = 0,003 \text{ rd}$ (tablier métallique)

Préscriptions.

- a) Limitation de la contrainte de cisaillement.
on doit avoir :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5G$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G.$$

$$\tau_H \leq 0,7G$$

- b) Limitation de la contrainte moyenne.

$$(\sigma_m)_{\max} = \frac{N_{\max}}{ab} \leq 15 \text{ MPa} = 150 \text{ bars}$$

$$(\sigma_m)_{\min} = \frac{N_{\min}}{ab} \geq 2 \text{ MPa}.$$

- c) Condition de non cheminement et de non glissement.

La condition suivante doit être remplie :

$$H < f N \quad : \quad H \text{ et } N \text{ sont concomitants.}$$

avec f coefficient de frottement :

$$f = 0,12 + 0,20 \times \frac{1}{\sigma_m} \quad \text{lorsque les faces de l'appareil, en contact avec la structure, sont des frettes métalliques.}$$

Si la condition n'est pas vérifiée, on doit prévoir des dispositifs anti-cheminement.

- d) Condition de non-flambement.

L'appareil d'appui peut se déformer par instabilité élastique. Il convient donc de limiter la hauteur nette de l'élastomère en fonction de la plus petite

dimension en plan de l'appareil .

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

e) Condition de non soulèvement .

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G}$$

f) Dimensions des frettes .

l'épaisseur des frettes doit être telle que :

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm} .$$

$$\sigma_e = 235 \text{ MPa} \text{ (} 24 \text{ kgf/mm}^2 \text{) pour l'acier E24.1}$$

g) Caractéristiques de l'élastomère .

L'élastomère doit présenter une bonne résistance aux intempéries , huiles , à la variation de température .
Les qualités de l'élastomère dépendent en général de la dureté shore A et du module d'élasticité transversal G .

| | | | |
|----------------|-----|-----|-----|
| Dureté Shore A | 50 | 60 | 70 |
| Module G (MPa) | 0,5 | 0,8 | 1,1 |

Dimensionnement

Efforts de sollicitation des appareils d'appui :

Les sollicitations seront calculées sous $G + 1,2S$.
Les valeurs des réactions d'appui et les rotations maximales pour la poutre d'rive sont données dans les tableaux suivants.

| Reaction charges | R_{totale} | coef. répart. | $R_{répart}$ | coef. maj. | R_{maj} | coef. pond. | R_{pond} |
|-------------------------|--------------|---------------|--------------|-------------|-----------|-------------|------------|
| CP | 80 | 0,333 | 26,64 | 1 | 26,64 | 1 | 26,64 |
| CCP | 20,62 | 0,333 | 6,86 | 1 | 6,86 | 1 | 6,86 |
| Trottoir (1 seul) | 2,81 | 0,918 | 2,58 | 1 | 2,58 | 1,2 | 3,10 |
| Bc (2 files) Surch. max | 86,16 | 0,471 | 40,58 | 1,1 1,15 | 51,33 | 1,2 | 61,60 |
| Bc (1 file) surch. min | 43,08 | 0,647 | 27,87 | 1,2 1,15 | 38,46 | 1,2 | 46,15 |

| Rotation charges | θ_{totale} | coef. répart. | $\theta_{répart}$ | coef. maj. | θ_{maj} | coef. pond. | θ_{pond} |
|------------------|-----------------------|---------------|----------------------|------------|----------------------|-------------|----------------------|
| CP | $11,36 \cdot 10^{-3}$ | 0,333 | $3,78 \cdot 10^{-3}$ | 1 | $3,78 \cdot 10^{-3}$ | 1 | $3,78 \cdot 10^{-3}$ |
| CCP | $1,34 \cdot 10^{-3}$ | 0,333 | $0,44 \cdot 10^{-3}$ | 1 | $0,44 \cdot 10^{-3}$ | 1 | $0,44 \cdot 10^{-3}$ |
| Trottoir | $1,34 \cdot 10^{-3}$ | 0,918 | $1,23 \cdot 10^{-3}$ | 1 | $1,23 \cdot 10^{-3}$ | 1,2 | $1,47 \cdot 10^{-3}$ |
| Mc120 | $1,97 \cdot 10^{-3}$ | 0,538 | $1,05 \cdot 10^{-3}$ | 1,138 | $1,19 \cdot 10^{-3}$ | 1,2 | $1,43 \cdot 10^{-3}$ |
| Retrait | $2,64 \cdot 10^{-3}$ | 1 | $2,64 \cdot 10^{-3}$ | 1 | $2,64 \cdot 10^{-3}$ | 1 | $2,64 \cdot 10^{-3}$ |

Les efforts normaux par appui sont .

$$N_{\max} = 26,64 + 6,86 + 3,10 + 61,60 = 98,2 \text{ t}$$

$$N_{\min} = 26,64 + 6,86 + 3,10 + 46,15 = 82,75 \text{ t}$$

Efforts de freinage .

L'effort de freinage sous la surcharge A est :

$$F_A = A \frac{1}{20 + 0,0035S}$$

avec $S =$ surface surchargée en m^2

l'effort de freinage total = $F_t = F_A \times S$.

$$A = 1,209 \text{ t/m}^2$$

$$S = L \times l_s = 25 \times 3,5 \times 2 = 175 \text{ m}^2$$

$$F_A = \frac{1,209}{20 + 0,0035 \times 175} = 0,059 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$F_t = 0,059 \times 175 = 10,32 \text{ t}$$

L'effort de freinage total sous le système $B_c = F_{B_c}$

$$F_{B_c} = 30 \text{ t} \quad (\text{un seul camion est supposé freiner})$$

l'effort de freinage max = $F = 30 \text{ t}$.

$$\text{soit } \frac{30}{6} = 5 \text{ t par appui .}$$

L'effort dynamique $H_2 = 5 \text{ t}$

Choix de l'appareil

si a et b sont les dimensions en plan de l'appareil
D'après la condition de limitation de la contrainte de compression (σ_m), on doit avoir :

$$\frac{N_{\max}}{ab} \leq 15 \text{ MPa} = 153 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ou } ab \geq \frac{N_{\max}}{153} = \frac{98,2 \cdot 10^3}{153} = 642 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_{\min}}{ab} \geq 2 \text{ MPa} = 20,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{ou } ab \leq \frac{N_{\min}}{20,5} = \frac{82,75 \cdot 10^3}{20,5} = 4036 \text{ cm}^2$$

$$642 \text{ cm}^2 \leq ab \leq 4036 \text{ cm}^2$$

En respectant les dimensions standard d'appui en 'élastomère fretté', on choisit :

" 30 x 50 "

$$\begin{array}{l} a = 30 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \\ t = 1,2 \text{ cm} \\ n = 4 \\ T = 4,8 \text{ cm} \end{array}$$

Justification

a) Compression et cisaillement.

$$\text{compression } \sigma_m = \frac{N}{ab} = \frac{98,2 \cdot 10^3}{30 \times 50} = 65,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{cisaillement} : \tau_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{30 \times 50}{2 \times 1,2 (30+50)} = 7,81$$

$$\tau_N = 1,5 \times \frac{65,5}{7,81} = 12,58 \text{ kg/cm}^2$$

b) Distorsion

valeurs moyennes des coefficients de variations linéaires.

$$\text{Retrait - fluage} : \varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{température} : \varepsilon_t = \pm 1,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{effet cumulé} = 10^{-4}(4 + 1,5) = 5,5 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \Rightarrow \Delta l = \varepsilon l = 5,5 \cdot 10^{-4} \times 2500 = 1,38 \text{ cm}$$

$$u_1 = 1,38 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \delta_1 = \frac{u_1}{T} \quad \text{et} \quad \tau_{H_1} = G \text{tg } \delta_1 = \frac{G}{T} u_1$$

$$G = 0,8 \text{ MPa} \quad (\text{Dureté Shore A 60}) : G = 8,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H_1} = \frac{8,16}{4,8} \times 1,38 = 2,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{H_2} = \frac{H_2}{ab} = \frac{5 \cdot 10^3}{30 \times 50} = 3,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } \delta_2 = \frac{\tau_{H_2}}{2G} = \frac{3,33}{2 \times 8,16} = 0,204$$

$$u_2 = \text{tg } \delta_2 T = 0,204 \times 4,8 = 0,98 \text{ cm}$$

$$\tau_H = \tau_{H_1} + 0,5 \tau_{H_2} = 2,35 + 0,5 \times 3,33 = 4,02 \text{ kg/cm}^2$$

c) Rotation

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

$$\alpha = (3,78 + 0,44 + 1,47 + 1,43 + 2,64) 10^{-3} = 9,76 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha_0 = 3 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\alpha_T = (3 + 9,76) 10^{-3} = 12,76 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{G}{2} \left(\frac{\alpha}{E} \right)^2 \frac{\alpha_T}{m}$$

$$\tau_{\alpha_T} = \frac{8,16}{2} \left(\frac{30}{1,2} \right)^2 \frac{12,76 10^{-3}}{4} = 8,13 \text{ kg/cm}^2$$

Limitation de contraintes.

- contrainte de cisaillement.

$$\tau_{H_1} = 2,35 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \times 8,16 = 4,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = 4,02 \text{ kg/cm}^2 < 0,7 \times 8,16 = 5,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} = 12,58 + 4,02 + 8,13 = 24,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 24,73 \text{ kg/cm}^2 < 5 \times 8,16 = 40,8 \text{ kg/cm}^2$$

toutes les contraintes de cisaillement
sont vérifiées.

- contrainte de compression

$$\sigma_m = 65,5 \text{ kg/cm}^2 < 153 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ Mpa}$$

- Condition de non-cheminement et de non-glissement.

$$H < f N$$

avec $H = H_{max} = 5t$

$N = N_{min} = 82,75t$

$f = 0,12 + \frac{0,20}{6,5} = 0,15 \quad (\sigma_m \text{ en MPa})$

$H = 5t < 0,15 \times 82,75 = 12,4t$

Pas de dispositifs anti-cheminement.

- Condition de non soulèvement.

$\alpha = \frac{12,76 \cdot 10^{-3}}{4} = 3,19 \cdot 10^{-3} \text{ rd} < \frac{3 \times (1,2)^2}{7,81 \times 30^2} \times \frac{65,5}{8,16} = 4,37 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$

- Condition de non-flambement.

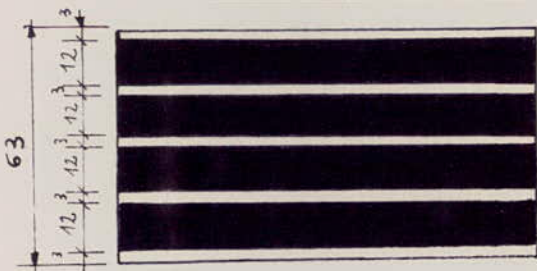
$\frac{30}{10} = 3 \text{ cm} < 4,8 \text{ cm} < \frac{30}{5} = 6 \text{ cm}$

- frettes.

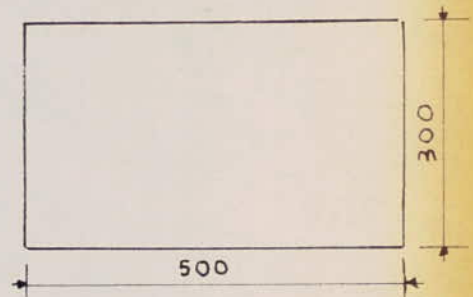
$\frac{a}{b} \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{300}{7,81} \times \frac{65,5}{2400} = 1,05 \text{ mm}$

$t_s \geq 1,05 \text{ mm}$
 $t_s \geq 2 \text{ mm}$ } $t_s = 3 \text{ mm}$

vue en elevation.



vue en plan.



*CALCUL DU
HOURDIS*

Détermination des efforts dans la dalle.

Les moments fléchissants maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges seront déterminés d'après les abaques du SETRA : " Calcul du Hourdis de ponts " (bulletin technique n°1).

on n'envisage que les surcharges circulaires B prévues par le CPC.

Ces abaques donnent les moments M_a et M_b au centre de la dalle en fonction :

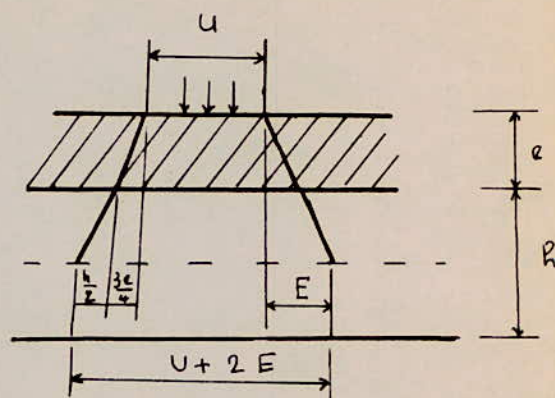
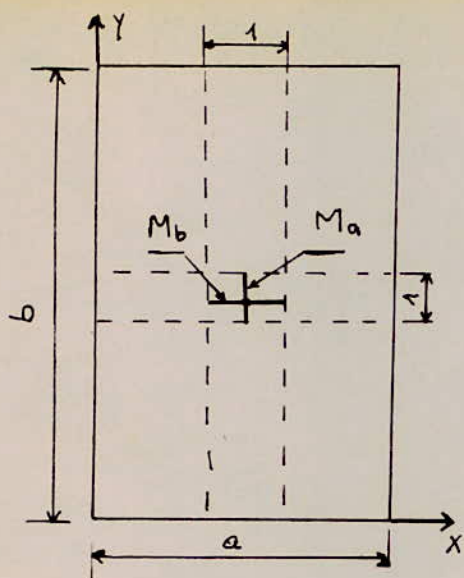
- de l'épaisseur E ($\frac{3}{4}$ de l'épaisseur de la chaussée + $\frac{1}{2}$ l'épaisseur de la dalle)

- des dimensions de la dalle : a et b .

a : la dimension du côté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

M_a = Moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à Ox sur une section perpendiculaire à Ox .

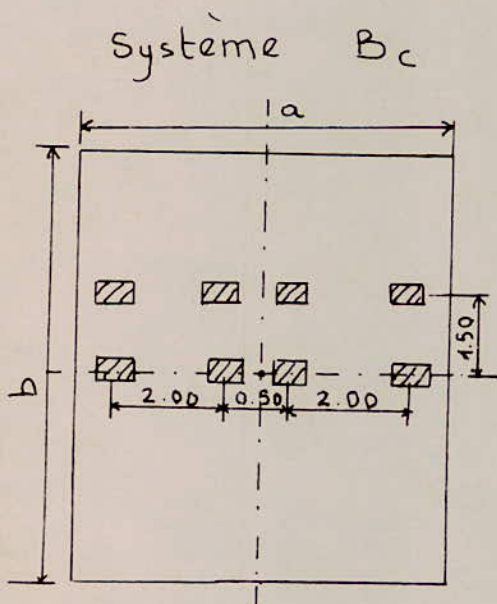
M_b : Moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à Oy sur une section perpendiculaire à Oy . Ce moment a son axe parallèle à Ox .



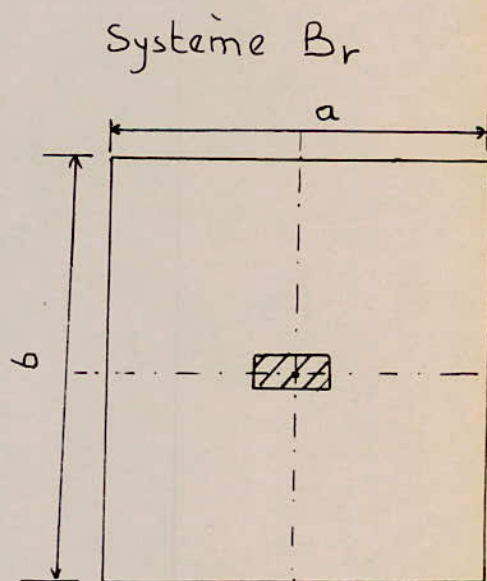
$b > a$

| | |
|---|-----------------------------|
| } | $M_a =$ Moment transversal |
| | $M_b =$ Moment longitudinal |

Les positions les plus défavorables pour les trois systèmes B_c , B_r , B_t sont les suivantes.



impact 25x25

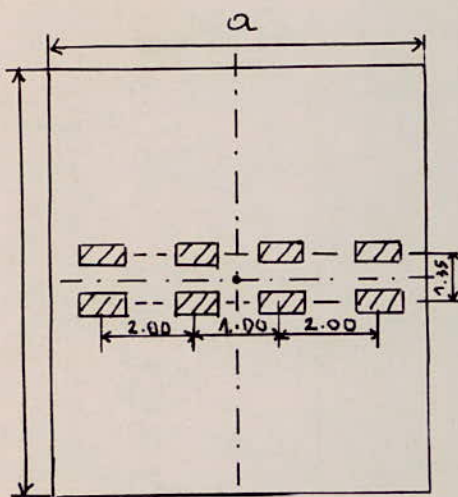


roue B_r (60x30)

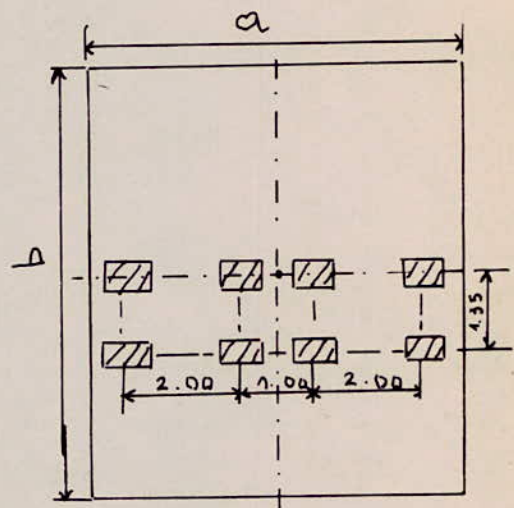
Systeme Bt

Cas le plus defavorable pour M_a .

Cas le plus defavorable pour M_b .



impact 60x30



impact 60x30

Determination des moments flechissants.

On considere que la dalle est simplement appuyee sur ses quatre cotes. Elle repose sur les poutres et les entretoises d'about.

Le panneau considere aura les dimensions suivantes

$$a = 3,60 - (0,20 + 0,15) = 3,25 \text{ m}$$

$$b = 25 - 0,30 = 24,6 \text{ m}$$

$b > 12 \text{ m}$: la dalle est infinie dans le sens de la longueur.

$$E = \frac{3}{4} \times 5 + \frac{20}{2} = 13,75 \text{ cm}$$

Les abaques de SETRA donnent pour :

$$a = 3,25 \text{ m}$$

$$b = \text{infinie}$$

$$E = 13,75 \text{ cm}$$

| Moment (kgm/ml) \ Système | B _c | B _t | B _r |
|------------------------------|----------------|----------------|----------------|
| M _a | 3580 | 3870 | 2200 |
| M _b | 1890 | 2080 | 1685 |

Ces valeurs ne sont pas majorées.

Coefficient de majoration dynamique.

(dalle d'un pont à poutres multiples sous chaussée)

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

$$\left(\begin{array}{l} l_n = 7 \text{ m} \\ l = 3,60 \times 2 = 7,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

la plus grande valeur = $l_1 = 7,2 \text{ m}$

$$l_1 < L = 25 \Rightarrow L = 7,2 \text{ m}$$

G sera le poids total du platelage sans entretoises correspondant à $L \times$ largeur totale du pont.

$$G = (8,10 - 0,19) \times 7,2 = 56,95 \text{ t}$$

on peut appliquer un camion de 30t sur $L = 7,2 \text{ m}$

Moment dû au poids propre

$$\text{béton} : 1,00 \times 2,5 \times 0,20 = 0,5 \text{ t/ml}$$

$$\text{Revêtement} : 1,00 \times 0,05 \times 2,2 = 0,11 \text{ t/ml}$$

$$q = 0,5 + 0,11 = 0,61 \text{ t/ml}$$

Pour une charge uniformément répartie, les abaques de Pigeaud donnent :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,25}{24,6} = 0,13 : M_1 = 0,016$$

$$\rho = \frac{l_y}{l_x} = \frac{24,6}{3,25} = 7,56 : M_2 = 0$$

$$M_{qx} = (M_1 + \nu M_2) q l_x l_y = (0,016 + 0,15 \cdot 0) \times 0,61 \times 3,25 \times 24,6$$

$$M_{qy} = (M_2 + \nu M_1) q l_x l_y = (0 + 0,15 \times 0,016) \times 0,61 \times 3,25 \times 24,6$$

$$M_{qx} = 0,78 \text{ t.m/ml} \quad M_{qy} = 0,12 \text{ t.m/ml}$$

Moments résultants :

$$M_x = 0,78 + 1,2 \times 5,08 = 6,88 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0,12 + 1,2 \times 2,683 = 3,34 \text{ t.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel, on prend sans transversal :

$$\text{sur appui} : M_{ax} = 0,5 M_x = 0,5 \times 6,88 = 3,44 \text{ t.m}$$

$$\text{en travée} : M_{tx} = 0,8 M_x = 0,8 \times 6,88 = 5,50 \text{ t.m}$$

sans longitudinal :

$$\text{sur appui} : M_{ay} = 0,5 M_y = 0,5 \times 3,34 = 1,67 \text{ t.m}$$

$$\text{en travée} : M_{ty} = 0,8 M_y = 0,8 \times 3,34 = 2,67 \text{ t.m}$$

2) Sens longitudinal .

a) en travée .

$$M = 2,67 \text{ t.m}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 2,67 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (16)^2} = 0,0558$$

$$\varepsilon = 0,9016 \quad k = 35,8$$

$$A = \frac{2,67 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9016 \times 16} = 6,61 \text{ cm}^2$$

on prend 6 T12 par ml .

b) sur appui .

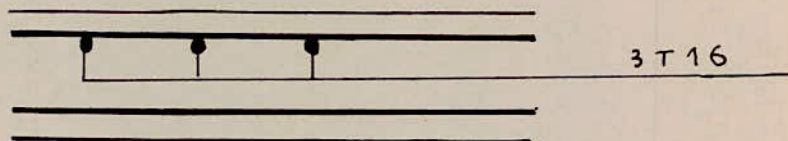
$$M = 1,67 \text{ t.m}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1,67 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (16)^2} = 0,0349$$

$$\varepsilon = 0,9199 \quad k = 47,4$$

$$A = \frac{1,67 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9166 \times 16} = 4,07 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ T16 p.m.}$$



Calcul des efforts tranchants dans la dalle

On néglige l'effort tranchant dû au poids propre.

On considère l'effet de la roue B_r : $P=10t$.

Les dimensions du rectangle de répartition sur le plan moyen de la dalle sont:

$$u' = 0,93 \text{ m} \quad v' = 0,63 \text{ m}.$$

$$T_{u'} = \frac{P}{2u'+v'} = \frac{10}{2 \cdot 0,93 + 0,63} = 4,01t$$

$$T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3 \cdot 0,93} = 3,58t$$

Efforts tranchants réels :

$$T_x = 1,25 T_{u'} = 1,25 \times 1,2 \times 1,29 \times 4,01 = 7,8t$$

$$T_y = 1,25 T_{v'} = 1,25 \times 1,2 \times 1,29 \times 3,58 = 7t$$

- Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7,8 \cdot 10^3}{100 \times 0,875 \times 16} = 5,6 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification de la fissuration

Il faut vérifier la condition de non fissuration (Art 49.22)

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ 2800, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{20} \cdot \frac{3,14 \cdot 10^{-2}}{1 + 3,14 \cdot 10^{-1}} = 2868 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \times 1,5 \times 1,6}{20} \times 5,8} = 2002 \text{ kg/cm}^2$$

avec $k = 1,5 \cdot 10^6$: fissuration peu nuisible.

$\eta = 1,6$: barre à haute adhérence.

$$\phi = 20 \text{ mm} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{18,84}{2 \times 3 \times 100} = 3,14 \cdot 10^{-2}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2800, \max(2868, 2002) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

Verification du poinçonnement.

on vérifie le poinçonnement sous la roue Br.

si $\mathcal{G}_p < 1,2 \bar{\sigma}_b$: pas de poinçonnement.

$$\mathcal{G}_p = 1,5 \frac{P}{p_c \cdot h_0}$$

avec : P : charge appliquée = 10t.

p_c : périmètre du contour de diffusion de la charge P sur le plan moyen de la dalle.

h_0 : épaisseur de la dalle.

$$p_c = 2(u' + v') = 2(0,63 + 0,93) = 3,12 \text{ m}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}.$$

$$\mathcal{G}_p = 1,5 \cdot \frac{10^4}{312 \times 20} = 2,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathcal{G}_p = 2,4 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \times 5,9 = 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

*ETUDE DE
LA CULEE*

LA CULÉE

Le rôle d'une culée est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. Elle assure donc à la fois les fonctions d'appui pour le tablier et de mur de soutènement.

Une culée se compose :

- d'un mur de front sur lequel s'appuie le tablier et qui soutient les terres. Il est encastré sur la semelle.
- de murs latéraux (mur en retour). Ils soutiennent les terres des remblais d'accès au pont.
- d'un mur garde-grève comportant un corbeau arrière qui sert d'appui à la dalle de transition.

I. Sollicitations agissant sur la culée.

Le calcul de la culée comporte deux aspects :

- vérification de la stabilité de la culée et calcul des contraintes exercées sur le sol.
- Calcul de la culée en tant qu'élément en béton armé.

I. 1. sollicitations verticales.

a) Réactions d'appui du tablier.

$$R = G + 1,2S \quad (1^{\circ} \text{ Genre})$$

G : réaction due au poids propre

S : réactions due aux surcharges.

b) Poids propre de la culée.

c) Poussée d'Archimède

Les éléments en rivière sont soumis à la poussée d'Archimède

L'eau des Oueds n'est jamais pure, elle peut avoir une densité de 1,3 (en période des crues l'eau est boueuse)

on considère que les plus hautes eaux sont au niveau des dés d'appui et que la profondeur des affouillements = $\frac{2}{3} (PHE - PBE)$

$PBE = 0$ (plus basses eaux en période d'étiage)

d) Tassement

D'après le rapport desol, le tassement de l'ouvrage n'est pas à craindre. Les données nécessaires pour son calcul sont incomplètes.

I.2 : Sollicitations horizontales

a) freinage

L'effort le plus défavorable est obtenu pour B_c .

b) Vent

L'effet du vent est prépondérant pour des appuis très hauts ($> 30m$). Il n'est pas à considérer dans notre cas. A signaler que pour le tablier, les poutres et les entretoises forment un système de contreventement.

c) Effet hydrodynamique du courant

Cet effet est à considérer surtout pour la pile.

La réaction hydrodynamique du courant d'eau sur l'appui et la fondation est donnée par l'expression :

$$R = k S V^2$$

avec R : réaction en kilogrammes-force .

S : surface du maître-couple en m^2 .

V : vitesse du courant en $m s^{-1}$ ($= 5 m s^{-1}$)

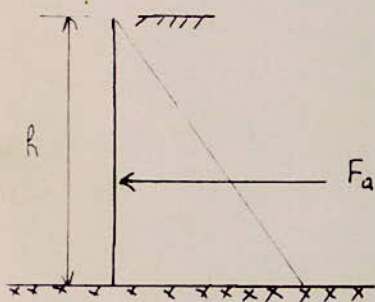
k : coefficient qui a pour valeur :

72 pour section horizontale rectangulaire .

35 pour section horizontale circulaire .

26 pour section horizontale à angle aigu .

d) Poussée des terres



On considère que les terres sont dans l'équilibre de Rankine .

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2$$

Pour un remblai de bonne qualité on prend en compte une densité de $1,8 t/m^3$ et un coefficient de poussée $k_a = 0,27$

e) Poussée due aux surcharges de remblais

une surcharge de $1 t/m^2$ sera disposée sur le remblai . elle provoque une poussée uniformément répartie de

$$q = k \gamma \quad (F_p = k \gamma H)$$

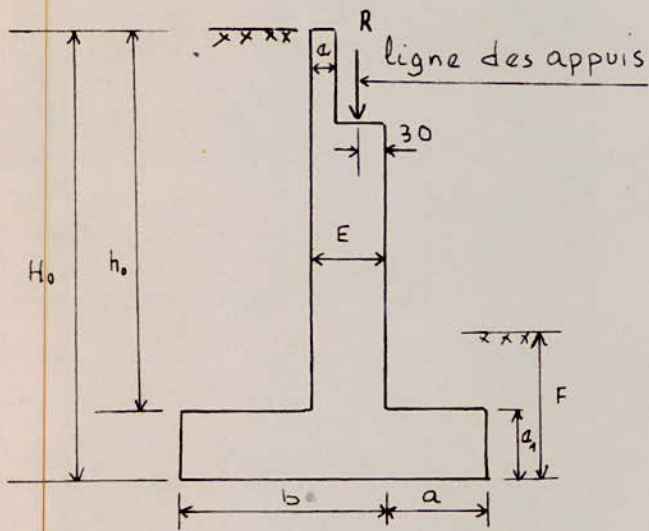
f) Effet du séisme

On applique l'article 3.4 des "règles parasismiques 69" .

Le tablier est supposé à vide .

Prédimensionnement de la culée.

Le prédimensionnement des éléments de la culée se fera à l'aide des abaques de SETRA : "culées types".



- mur garde-grève : $e = 30$ cm
(sert de support à la dalle de transition)

- mur de front : L'épaisseur E est déterminée en fonction de réaction d'appui R et de la profondeur h_0 .

on prend $E = 100$ cm.

- Semelle.

contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_s = 3$ bars.

$$H_0 = 6,15 \text{ m}$$

$$F = 2 \text{ m.}$$

on choisit

$$a = 1,25 \text{ m} \quad b = 2,85 \text{ m} \quad a_1 = 1,00 \text{ m.}$$

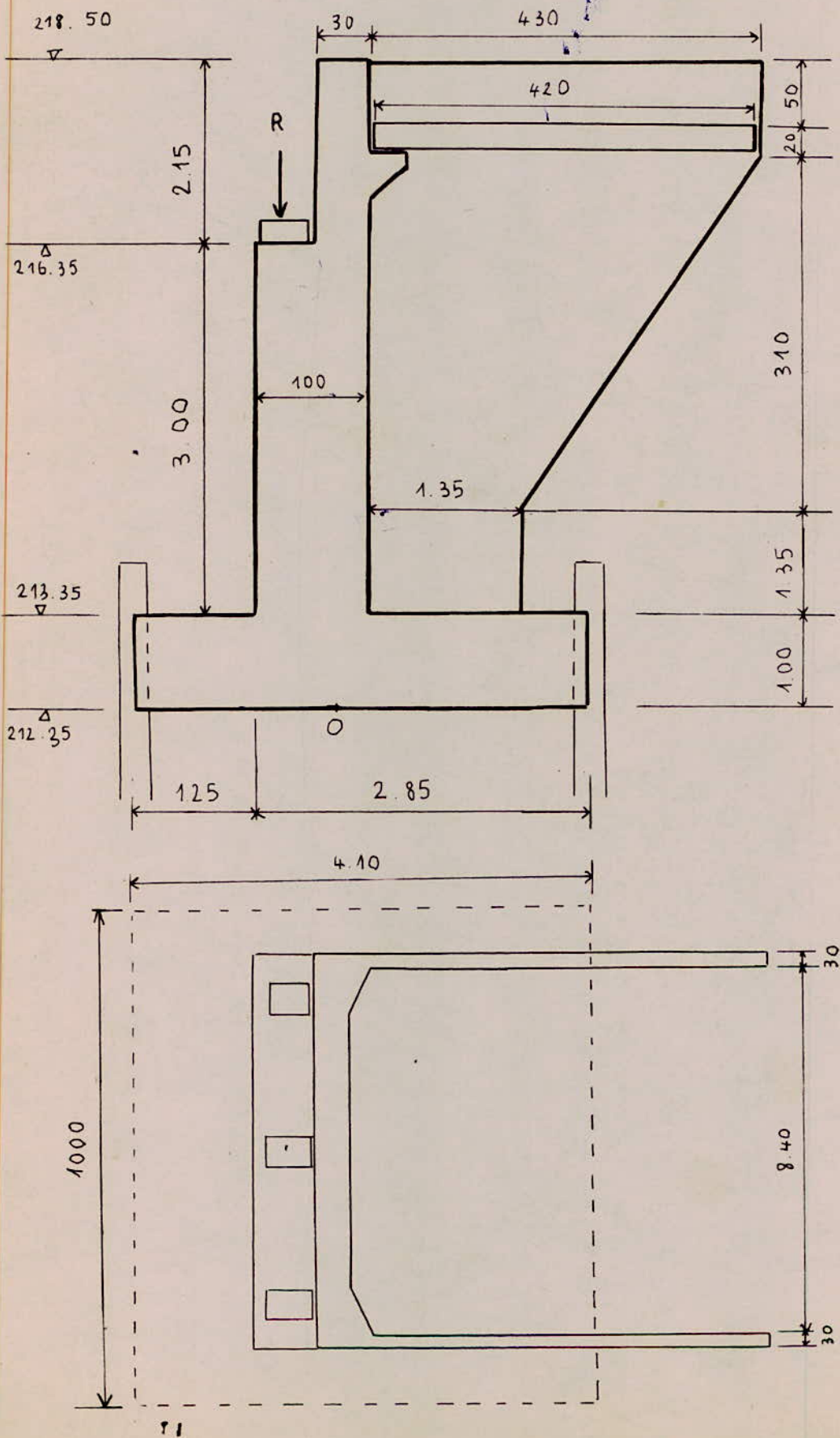
- mur en retour : il a une épaisseur de 30 cm.

- dalle de transition : d'une épaisseur de 20 cm, elle est ancrée à 70 cm.

- Les dés d'appui ont pour dimensions $60 \times 80 \times 40$ cm

- Le corbeau arrière : $\left(\frac{40+20}{2}\right) \times 70$ cm.

Dimensions de la culée



STABILITE A SEC

| Eléments | Dimensions | N (T) | Efforts | | M _s /o | M _R /o |
|--------------------------|--|--------|---------|-------|-------------------|-------------------|
| | | | H (T) | Z (m) | | |
| Pp du tablier | 100,62 | 100,62 | | 0,5 | 50,31 | |
| Mur garde-grève | 0,30 x 2,15 x 8,40 x 2,5 | 13,54 | | 0,05 | 0,67 | |
| Corbeau | $\frac{(0,2+0,4)}{2} \times 8,40 \times 2,5 \times 0,7$ | 4,41 | | 0,51 | 2,25 | |
| Mur de front | 1 x 3 x 9 x 2,5 | 67,5 | | 0,3 | 20,25 | |
| Dés d'appuis | 0,8 x 0,6 x 0,4 x 3 x 2,5 | 1,44 | | 0,5 | 0,72 | |
| Semelle | 4,10 x 10 x 1 x 2,5 | 102,50 | | 0 | 0 | |
| Murs en retour | 2 x 4,30 x 0,7 x 0,3 x 2,5 | 4,51 | | 2,35 | 10,59 | |
| | 2 $\left(\frac{4,30+1,35}{2}\right) \times 0,3 \times 3,10 \times 2,5$ | 13,13 | | 2,01 | 26,39 | |
| | 2 x 1,35 x 1,35 x 0,3 x 2,5 | 2,73 | | 0,87 | 2,37 | |
| Trottoirs | 2 (4,60 x 0,25 x 1,5 x 2,5) | 8,62 | | 2,20 | 18,96 | |
| Dalle de transition | $\frac{1}{2} (4,20 \times 0,20 \times 8,4 \times 2,5)$ | 8,82 | | 0,6 | 5,29 | |
| Terre: Poussee sur dalle | $\frac{1}{2} 0,27 \times 1,8 \times 0,5^2 \times 8,40$ | | 0,51 | 5,81 | | 2,96 |
| Poids sur dalle | $\frac{1}{2} \times 1,8 \times 0,5 \times 8,40 \times 4,20$ | 15,87 | | 0,6 | 9,52 | |
| Poussee sous dalle | $\frac{1}{2} 0,27 \times 1,8 \times 4,45^2 \times 8,40$ | | 40,42 | 2,48 | | 100,24 |
| Poids sous dalle | 1,8 x 1,85 x 8,40 x 4,45 | 124,48 | | 1,12 | 139,42 | |
| | Totaux | 468,17 | 40,93 | | 286,74 | 103,20 |

| | | | | | | |
|-----------------------|---|--------|-------|------|-------|-------|
| Freinage | $\frac{30}{2}$ | | 15 | 4 | | 60 |
| Surcharges surtabl. | A(e) : 105,25 | 105,25 | | 0,5 | 52,62 | |
| Surch./trot. surtabl. | 1,2 x $\frac{1}{2}$ x 0,45 x 25 | 5,62 | | 0,5 | 2,81 | |
| Surch./trot sur culée | 1,2 x 2 x 0,15 x 4,60 x 1,5 | 2,48 | | 2,20 | 5,45 | |
| Surch./ramblais | Poussee: 1,2 x 1 x 0,27 x 0,5 x 8,40 | | 1,36 | 5,9 | | 8,02 |
| | Poids $\frac{1}{2} \times 1 \times 4,20 \times 8,40 \times 1,2$ | 21,17 | | 0,6 | 12,70 | |
| | Totaux | 134,52 | 16,36 | | 73,58 | 68,02 |

Les efforts résultants sont :

$$M = (286,74 + 73,58) - (103,20 + 68,02) = 189,10 \text{ t.m}$$

$$N = 468,17 + 134,52 = 602,69 \text{ t}$$

Vérification de la stabilité.

Dans le cas de fondations superficielles, on applique la règle dite du tiers central. Elle consiste à obtenir des diagrammes de contraintes qui ne laissent décomprimée aucune partie des semelles.

$$\text{on a : } \sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

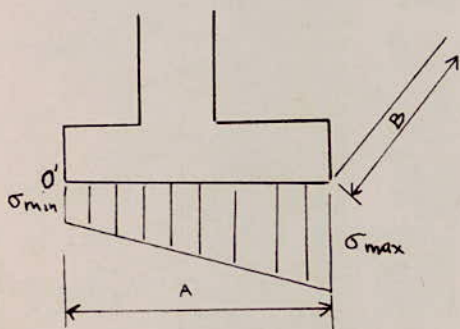
pour une section rectangulaire $A \times B$:

$$S = A \times B \quad I = B \times \frac{A^3}{12} \quad v = \frac{A}{2}$$

Pour avoir une section totalement comprimée, il faut que $\sigma_{\min} > 0$

$$\text{si } M = Ne$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{AB} - \frac{Ne}{\frac{BA^3}{12}} \frac{A}{2} > 0 \quad \text{ou } e < \frac{A}{6}$$



$$e = \frac{18910}{602,69} = 31,37 \text{ cm} < \frac{410}{6} = 68,33 \text{ cm}$$

verification des contraintes.

on doit avoir :

$$\begin{cases} \sigma_{\min} > 0 \\ \sigma_{\max} < \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{AB} - \frac{M}{\frac{BA^3}{12}} \quad \text{avec :}$$

$$A = 410 \text{ cm}$$

$$B = 1000 \text{ cm}$$

$$N = 602690 \text{ kg}$$

$$M = 189,10 \cdot 10^5 \text{ t. cm.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{602690}{410 \times 1000} - \frac{189,10 \cdot 10^5}{1000 \times \frac{410^3}{12}} \times \frac{410}{2} = 0,80 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

$$\sigma_{\max} = 1,47 + 0,68 = 2,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$$

stabilite' au renversement.

on prend les moments des forces par rapport à 0'

$$M_R = 103,20 + 68,02 = 171,22 \text{ t. m.}$$

$$M_{s/0} = 602,69 \left(\frac{286,74 + 73,58}{602,69} + 2,05 \right) = 1596 \text{ t. m.}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{1596}{171,22} = 9 > 1,5$$

Sécurité au glissement :

Le coefficient de frottement sur le sol = 0,4

$$H = 40,93 + 16,36 = 57,29 \text{ t}$$

$$N = 602,69 \text{ t}$$

$$\frac{H}{N} = \frac{57,29}{602,69} = 0,09 < 0,4 : \text{ assurée.}$$

Stabilité en crue ($aff^c = -\frac{2}{3} \times 3 = -2m$)

| Eléments . | Dimensions . | Efforts . | | | | |
|------------------------------|---|-----------|-------|------|----------------|----------------|
| | | N(τ) | H(τ) | Z(m) | M _s | M _R |
| P _p du tablier | 100,62 | 100,62 | | 0,5 | 50,31 | |
| Mur garde-grève | | 13,54 | | 0,05 | 0,67 | |
| Corbeau | | 4,41 | | 0,51 | 2,25 | |
| Mur de front | 67,5 × $\frac{1,2}{2,5}$ | 32,4 | | 0,3 | 9,72 | |
| Dés d'appuis | | 1,44 | | 0,5 | 0,72 | |
| Semelle Poussée sous sem. | 102,50 × $\frac{1,2}{2,5}$ | 49,2 | | 0 | 0 | |
| Murs en retour | | 4,51 | | 2,35 | 10,59 | |
| | 2,73 × $\frac{1,2}{2,5}$ | 1,31 | | 0,87 | 1,14 | |
| | 13,13 × $\frac{1,2}{2,5}$ | 6,30 | | 2,01 | 12,67 | |
| Trottoirs | | 8,62 | | 2,20 | 19,96 | |
| Dalle de transition | | 8,82 | | 0,6 | 5,29 | |
| Terres: Poussée sur dalle | | | 0,51 | 7,81 | | 3,98 |
| Poids sur dalle | | 15,87 | | 0,6 | 9,52 | |
| Poussée sous dalle | 40,42 × $\frac{1,1}{1,8}$ | | 24,70 | 4,48 | | 110,65 |
| Poids sous dalle | 124,48 × $\frac{1,1}{1,8}$ | 76,07 | | 1,12 | 85,2 | |
| | | | | | | |
| Freinage | 15 | | 15 | 6 | | 90 |
| Surcharge sur tabli. | | 105,25 | | 0,5 | 52,62 | |
| Surch / trot sur tab. | | 5,62 | | 0,5 | 2,81 | |
| surch / trot sur culée | | 2,48 | | 2,20 | 5,45 | |
| surch / remblais | Poussée : $1,36 \times \frac{1,1}{1,8}$ | | 0,83 | 7,9 | | 6,56 |
| | Poids : | 21,17 | | 0,6 | 12,70 | |
| | Totaux | 457,63 | 41,04 | | 280,62 | 211,19 |

calcul des contraintes

$$M = 280,62 - 211,19 = 69,43 \text{ t.m.}$$

$$N = 457,63 \text{ t}$$

$$H = 41,04 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{457630}{410 \times 1000} - \frac{69,43 \times 10^5}{1000 \times \frac{410^3}{12}} \times \frac{410}{2} = 1,09 \text{ kg/cm}^2 > 0.$$

$$\sigma_{\max} = 1,12 + 0,025 = 1,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2.$$

stabilité au renversement

$$M_R = 211,19 \text{ t.m}$$

$$M_{s/0} = 457,63 \left(\frac{280,62}{457,63} + 2,05 \right) = 1219 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{1219 \text{ t.m}}{211,19 \text{ t.m}} = 5,7 > 1,5$$

Sécurité au glissement

$$\frac{H}{N} = \frac{41,04}{457,63} = 0,09 < 0,4.$$

La stabilité de la culée est assurée à sec et en crue.

Pour éviter les risques d'affouillements, la semelle sera entourée d'un rideau de palplanches métalliques.

EFFET DU SEISME

En assimilant les culées à des murs de soutènement on peut appliquer l'article 3.4 des règles parasismiques 69. on applique :

- au mur lui-même : le coefficient sismique $\sigma = 0,10\alpha$
- aux forces exercées par les terres le coefficient de majoration $1 + 0,10\alpha$ pour les composantes horizontales et $1 \pm 0,10\alpha$ pour les composantes verticales.

on aura :

- un système de forces horizontales égales à : $0,10\alpha W$
- un système de forces verticales égales à $\pm 0,20\alpha W$

W = poids des charges permanentes.

$\alpha = 1$: région de sismicité moyenne.

1 - Mur

verticalement.

| Elements | Dimensions | N(t) | Z(m) | M (t.m) |
|-------------------|--------------|--------|------|---------|
| Pp tablier | 100,62 x 0,2 | 20,13 | 0,5 | 10,06 |
| Mur garde-grève | 13,54 x 0,2 | 2,71 | 0,05 | 0,13 |
| Corbeau | 4,41 x 0,2 | 0,88 | 0,51 | 0,45 |
| Dés d'appuis | 1,44 x 0,2 | 0,28 | 0,5 | 0,14 |
| semelle | 102,50 x 0,2 | 20,5 | 0 | 0 |
| Murs en retour | 20,37 x 0,2 | 4,15 | 2,34 | 9,70 |
| Mur de front | 67,5 x 0,2 | 13,5 | 0,3 | 4,05 |
| trottoir | 8,62 x 0,2 | 1,72 | 2,20 | 3,79 |
| dalle de transit. | 8,82 x 0,2 | 1,76 | 0,6 | 1,05 |
| | Total | ±65,63 | | ±29,37 |

horizontalement

| Elements | Dimensions | H(t) | Z(m) | M(t.m) |
|-------------------|--------------|-------|------|--------|
| Pp tablier | 100,62 x 0,1 | 10,06 | 4 | 40,24 |
| Mur garde-grève | 13,54 x 0,1 | 1,35 | 5,07 | 6,94 |
| Corbeau | 4,41 x 0,1 | 0,44 | 5,20 | 2,28 |
| Dés d'appui | 1,44 x 0,1 | 0,14 | 4 | 0,56 |
| Semelle | 102,50 x 0,1 | 10,25 | 0,5 | 5,12 |
| Murs en retour | 20,37 x 0,1 | 2,04 | 3,22 | 6,57 |
| Mur de front | 67,5 x 0,1 | 6,75 | 2,5 | 16,87 |
| trottoir | 8,62 x 0,1 | 0,86 | 6,15 | 5,29 |
| dalle de transit. | 8,82 x 0,1 | 0,82 | 5,55 | 4,55 |
| | total | 32,71 | | 88,42 |

2. Terres.

- composante verticale.

| | | | | |
|------------------|--------------------|---------|------|---------|
| Poids sur dalle | 15,87 x 0,2 x 1,1 | 3,49 | 0,6 | 2,10 |
| Poids sous dalle | 124,48 x 0,2 x 1,1 | 27,38 | 1,12 | 30,66 |
| | | ± 30,87 | | ± 32,76 |

- composante horizontale.

| | | | | |
|--------------------|-------------------|------|------|-------|
| Poussée sur dalle | 0,51 x 0,1 x 1,1 | 0,05 | 5,81 | 0,32 |
| Poussée sous dalle | 40,42 x 0,1 x 1,1 | 4,44 | 2,48 | 11,01 |
| | | 4,49 | | 11,33 |

Combinaison des sollicitations

$$a) N = +65,63 + 30,87 = 96,50 \text{ t}$$

$$M = 29,37 + 88,42 + 32,76 + 11,33 = 161,88 \text{ t.m}$$

$$b) N = -65,63 - 30,87 = -96,50 \text{ t}$$

$$M = -29,37 + 88,42 - 32,76 + 11,33 = +37,62 \text{ t.m}$$

Le cas a) est le plus défavorable.

sollicitations de calcul.

L'effet du seisme ne se cumule pas avec celui des surcharges.

$$S = G + S I$$

G = sollicitation due à la charge permanente

SI = sollicitation due au seisme.

on aura.

$$N = 468,17 + 96,50 = 564,67 \text{ t}$$

$$M = (286,74 - 103,20) + 161,88 = 345,42 \text{ t.m}$$

Vérification de la stabilité

$$e = \frac{345,42}{564,67} = 61 \text{ cm} < \frac{410}{6} = 68,3 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{s/b} &= 564,67 \left(\frac{345,42}{564,67} + 2,05 \right) = 1503 \text{ t.m} \\ M_R &= 171,22 + 88,42 + 11,33 = 271 \text{ t.m} \end{aligned} \right\} \frac{M_s}{M_R} = 5,5$$

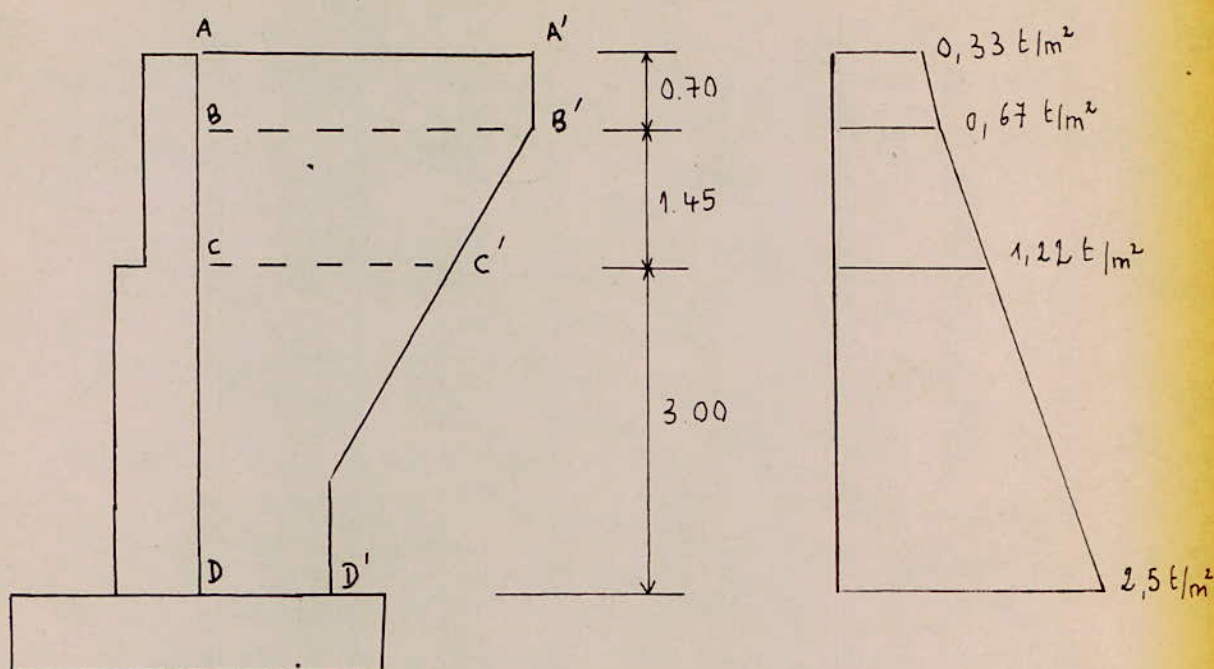
$$\left. \begin{aligned} H &= 40,93 + 88,42 + 11,33 = 140,6 \text{ t} \\ N &= 468,17 - 96,50 = 371,8 \text{ t} \end{aligned} \right\} \frac{H}{N} = 0,37 < 0,4$$

$$\sigma = \frac{564,67 \cdot 10^3}{1000 \times 410} \pm \frac{345,42 \cdot 10^5 \times 12 \times 410}{1000 \times 410^3 \times 2} = \begin{cases} \sigma_{\min} = 0,14 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{\max} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

La stabilité au seisme est assurée.

FERRAILLAGE DE LA CULEE

Murs en retour.



- calcul des contraintes exercées sur les parties du mur :

$$\sigma = k_a (q + \gamma h)$$

partie AA'BB' (on fait abstraction de la dalle de transit.

$$h = 0 \quad : \quad \sigma = 0,27 \times 1 \times 1,2 = 0,33 \text{ t/m}^2$$

$$h = 0,70 \text{ m} \quad : \quad \sigma = 0,27 (1 \times 1,2 + 1,8 \times 0,7) = 0,67 \text{ t/m}^2$$

partie CC'BB'

$$h = 2,15 \text{ m} \quad : \quad \sigma = 0,27 (0 + 1,8 \times 2,15) = 1,22 \text{ t/m}^2$$

partie CC'DD'

$$h = 5,15 \text{ m} \quad : \quad \sigma = 0,27 \times 1,8 \times 5,15 = 2,50 \text{ t/m}^2$$

- Calcul des moments.

Partie AA'BB' : on considère qu'elle est encasturée le long de BB'.

$$M = - \frac{0,33 \times 0,7^2}{2} - \frac{(0,67 - 0,33)}{2} \times \frac{0,7^2}{3} = -1,08 \text{ t.m}$$

Partie BB'cc' : encastrement le long de BC.

$$M = - \frac{(1,22 + 0,67)}{2} \times \frac{4,30^2}{2} = -8,73 \text{ t.m}$$

Partie cc'DD' : encastrement le long de DC.

$$M = - \frac{(1,22 + 2,5)}{2} \times \frac{2,8^2}{2} = -7,29 \text{ t.m}$$

Ferraillage

on prend $M = 8,73 \text{ t.m}$

$h = 25 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

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

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15 \times 8,73 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 25^2} = 0,0748$$

$$\varepsilon = 0,8884 \quad k = 29,8 \quad \sigma'_b = \frac{2800}{29,8} = 93,9 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{8,73 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8884 \times 25} = 14,04 \text{ cm}^2$$

soit 5 T 20 par ml.

verticalement on ajoute 5 T 14 pour respecter le pourcentage minimal d'armatures.

on garde le même ferraillage le long des murs en retour.

Horizontalement : Intérieur 5 T 20 extérieur 5 T 14

verticalement : Intérieur 5 T 14 extérieur 5 T 14

Mur de front

on considère qu'il est encasturé sur la semelle.

- Moment par rapport à la base du mur :

$$\bullet \text{ Pousées des terres : } M = 0,27 \times 1,8 \times \frac{4,45^3}{6} = 7,13 \text{ t.m}$$

$$\bullet \text{ freinage } M = \frac{15}{9} \times 1,2 \times 3 = 6 \text{ t.m}$$

$$\text{- Effort Normal } = N = \frac{100,62}{9} = 11,18 \text{ t}$$

Le mur de front est soumis à une flexion composée.

Ferraillage

$$M = 7,13 + 6 = 13,13 \text{ t.m}$$

$$N = 11 \text{ t}$$

$$R = 95 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13,13 \cdot 10^2}{11} = 119,36 > \frac{R_t}{6} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

donc la section est partiellement comprimée.

on utilise la méthode du moment fictif.

$$M_f = 11 (119,36 + 45) \cdot 10^{-2} = 18,08 \text{ t.m}$$

en flexion simple sous l'effet du moment M_f :

$$\mu = \frac{18,08 \cdot 10^5 \times 15}{2800 \times 100 \times 95^2} = 0,0107$$

$$\epsilon = 0,9537 \quad k = 93$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{93} = 30 < 137 \text{ kg/cm}^2 : \text{ Pas d'armatures comprimées.}$$

$$A_1 = \frac{18,08 \cdot 10^5}{2800 \times 95 \times 0,9537} = 7,13 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 7,13 - \frac{11 \cdot 10^3}{2800} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage en flexion composée est faible, on ferraille en flexion simple.

soit : vertical : intérieur 4T16 p.m. extérieur : 4T12.
horizontal : intérieur 4T12 p.m. extérieur 4T12.

Mur garde-grève.

- Poussée des terres : $M = 0,27 \times 1,8 \times \frac{2,15^3}{6} = 0,37 \text{ t.m}$
- surcharge sur remblais : $M = 0,27 \times 1 \times \frac{2,15^2}{2} = 0,62 \text{ t.m}$
- freinage d'un essieu de 12T : $M = \frac{12 \times 1,2}{(2 + 2 \times 2,15)} \times \frac{2,15^2}{2} = 4,91 \text{ t.m}$
- Effet de la dalle de transition $M = 4,41 \times 0,10 = 0,44 \text{ t.m}$

$$M_{\text{total}} = 0,37 + 0,62 + 4,91 + 0,44 = 6,34 \text{ t.m}$$

ferrailage.

$$M = 6,34 \text{ t.m}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \times 6,34 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 25^2} = 0,0543$$

$$\varepsilon = 0,9027$$

$$k = 36,4$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{36,4} = 77 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

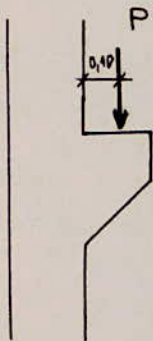
$$A = \frac{634000}{2800 \times 25 \times 0,9027} = 10,03 \text{ cm}^2$$

on prend 4T20 : vertical intérieur.

par construction (pourcentage minimal d'armatures) on ajoute 4T16 vertical extérieur.

Horizontalement : 4T12 intérieur et 4T12 extérieur.

Corbeau arrière.



Il est soumis à l'action de la dalle de transition, des terres sur dalle et la surcharge sur le remblai.

$$P = \frac{1}{2} (8,82 + 15,87 + 1 \times 9 \times 3,2) = 26,74 \text{ t}$$

$$M = \frac{26,74}{9} \times 0,10 = 0,3 \text{ t.m}$$

$$A_t \geq \frac{M}{\bar{\sigma}_{at} \gamma} = \frac{30.000}{2800 \times \frac{7}{8} \times 35} = 0,35 \text{ cm}^2$$

on prend 4 cadres T8 (2,01 cm²)

Dalle de transition.

P = poids propre + poids des terres sur dalle + surcharge remblai

$$P = 8,82 + 9 \times 3,2 \times 1 + 15,87 = 53,49 \text{ t}$$

$$q = \frac{53,49}{3,20 \times 9} = 1,86 \text{ t/m}^2$$

on considère qu'elle repose sur deux appuis simples (corbeau et remblai)

$$M = \frac{1,86 \times (3,2)^2}{8} = 2,4 \text{ t.m.}$$

$$A = \frac{2,4 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \times 18 \times 2800} = 5,44 \text{ cm}^2$$

soit 4 T14 inférieure avec 4 T12 de répartition.
supérieurement on ajoute 4 T12 (longitudinal et transv.)

Armatures secondaires :

a) Mur de front .

$$T = \left(\frac{2,5 + 1,22}{2} \right) \times 3 + \frac{15}{9} = 7,25 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{7,25 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 95} = 0,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,6 \text{ kg/cm}^2$$

on prend 4 épingles T8

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \times 0,875 \times 2800}{7250} = 64,52 \text{ cm}$$

on prend $t = 50 \text{ cm}$.

$$t = 50 \text{ cm} < \bar{t} = \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2) = 90 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_1 = R \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 95 \left(1 - 0,3 \frac{0,9}{5,9} \right) = 90 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = 0,2R = 0,2 \times 95 = 19 \text{ cm}$$

b) Mur garde-grève .

$$T = \left(\frac{0,33 + 0,67}{2} \right) \times 2,15 + \frac{12}{2 + 2 \times 2,15} = 3 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T}{b z} = \frac{3000}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 25} = 1,36 < 20,6 \text{ kg/cm}^2$$

on choisit 4 épingle T8

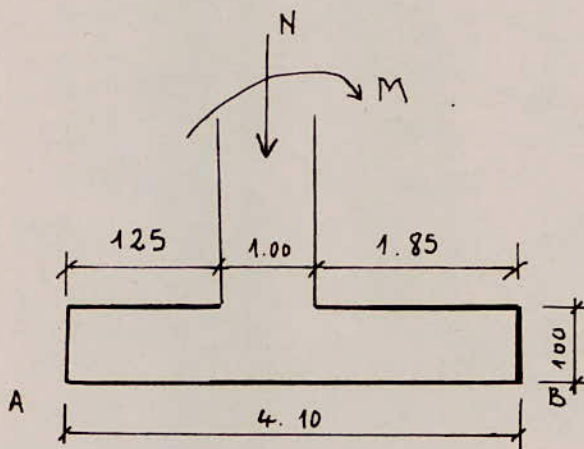
$$t \leq \frac{2,01 \times 0,875 \times 2800}{3000} = 41 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_1 = 25 \left(1 - 0,3 \times \frac{1,36}{5,9} \right) = 23 \text{ cm}$$

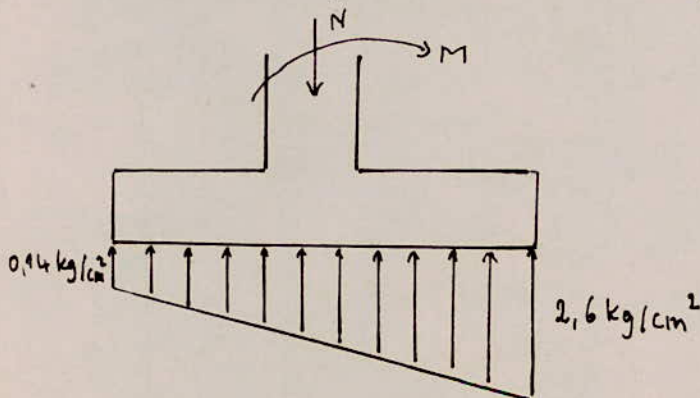
$$\bar{E}_2 = 0,2 \times 25 = 5 \text{ cm}$$

on prend $t = 20 \text{ cm}$.

Semelle



Les contraintes sur le sol aux points A et B de la semelle sont celles déjà calculées dans le cas du séisme (le plus défavorable).



$$M = 345,42 \text{ t.m}$$

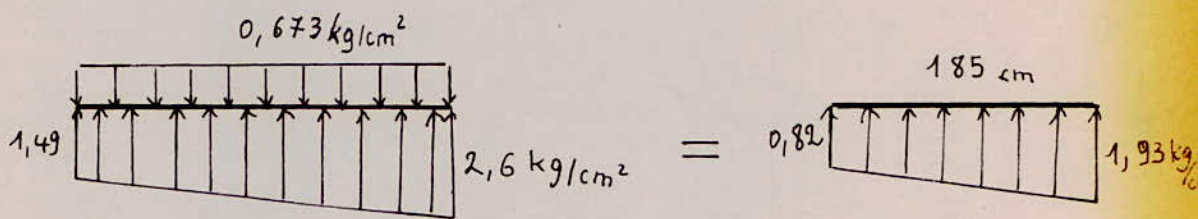
$$N = 345,42 \text{ t}$$

Pour déterminer les armatures de la semelle, on utilise la méthode des consoles. On considère le patin arrière. Il est soumis à la réaction du sol et au poids des terres.

$P =$ poids des terres au dessus du patin $= 124,48t$
ou une charge uniformément répartie de :

$$q = \frac{124,48}{10 \times 1,85} = 6,73 \text{ t/m}^2$$

on obtient le diagramme des contraintes suivant :



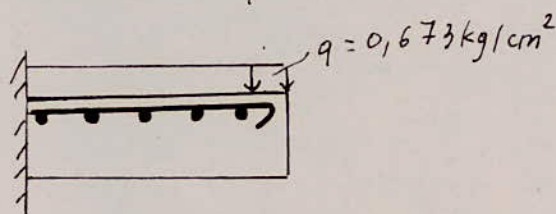
$$M = 0,82 \times 185 \times 100 \times \frac{185}{2} + 185 \times 100 \times \frac{1,11}{2} \times \frac{2}{3} \cdot 185 = 26,710^5 \text{ kg.cm}$$

$$A = \frac{M}{0,85 h \bar{\sigma}_a} = \frac{26,710^5}{0,85 \times 95 \times 2800} = 11,8 \text{ cm}^2$$

on prend 4T20 p.ml.

Armatures de répartition : 4T12 p.ml. ($\frac{A}{3}$)

Armatures supérieures.



on considère que le patin est soumis à l'action des terres.

Moment par rapport à l'encastrement :

$$M = - 6,73 \times \frac{185^2}{2} = - 10,27 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 10,27 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 95} = 0,0061 \Rightarrow \epsilon = 0,9645$$

$$A = \frac{10,27 \cdot 10^5}{2800 \times 95 \times 0,9645} = 4 \text{ cm}^2$$

soit 4 T 14 p.m principales et 4 T 12 de répartition.

Effort tranchant .

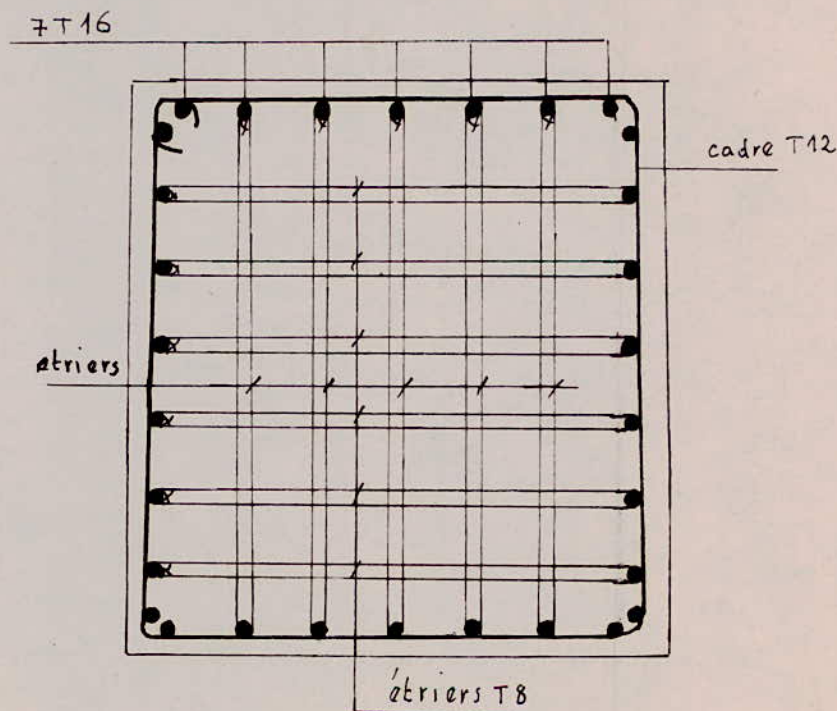
$$T = 6,73 \times 1,85 = 12,45 \text{ t}$$

$$t < \frac{4,02 \times 0,875 \times 95 \times 2800}{12450} = 75 \text{ cm} .$$

on prend des étriers T 8 chaque 25 cm .

Ferraillage des Dés

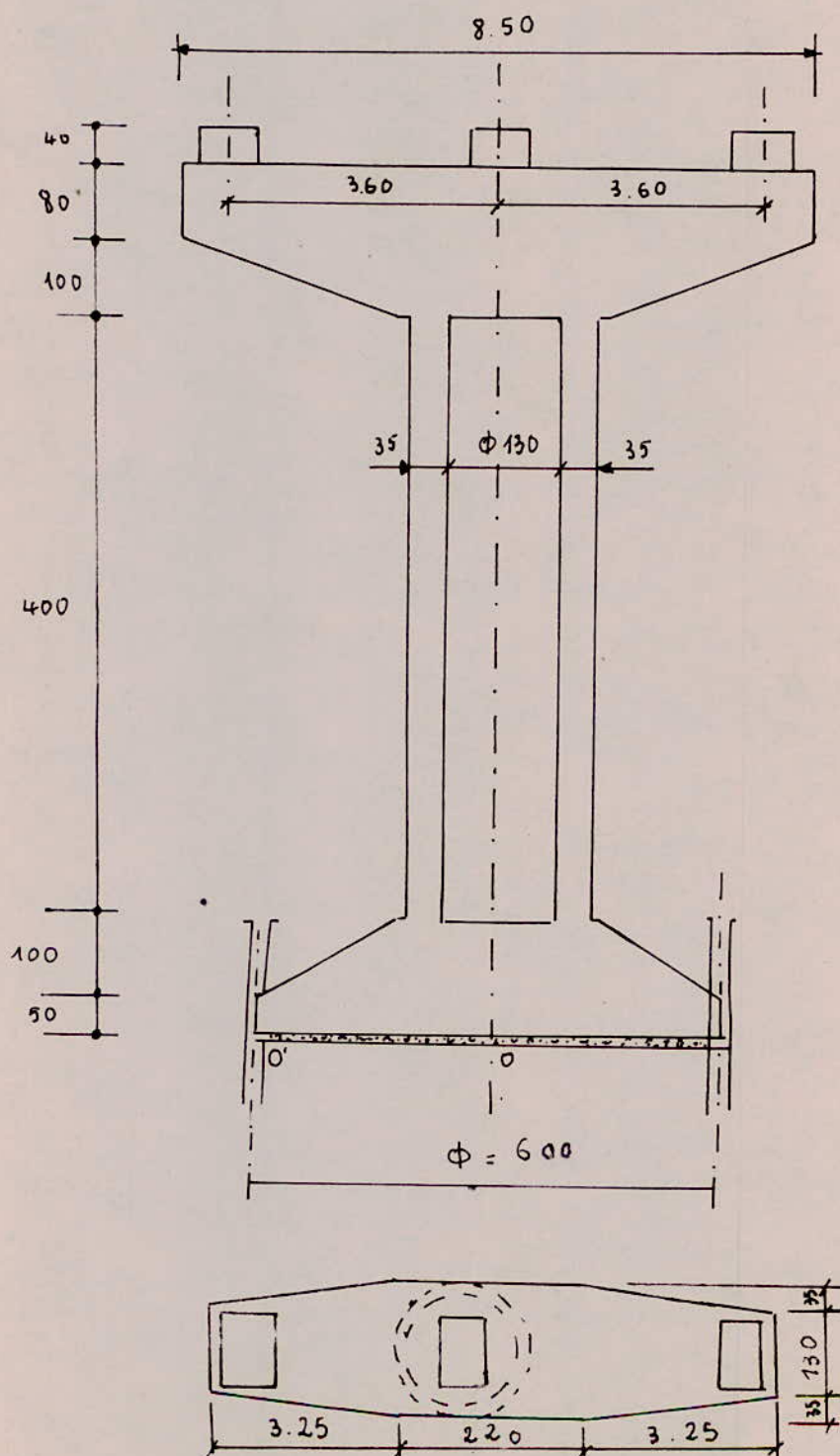
Les dés d'appui doivent être frettés conformément à l'article 41 du CCBA 68 .



*ETUDE DE
LA PILE*

DIMENSIONNEMENT

La pile est constituée par un chevêtre reposant sur un fût creux. La fondation circulaire est protégée contre les affouillements par un rideau de palplanches.



STABILITE A SEC

| Elements | Dimensions | N(t) | H(t) | Z(m) | M _s /o | M _R /o |
|--|--|--------|------|------|-------------------|-------------------|
| P _p tablier | 100,62 x 2 | 201,24 | | 0 | 0 | |
| Des d'appui | 3 x 0,4 x 0,6 x 1,20 x 2,5 | 2,16 | | | | |
| Cherètre | 2 x 2,5 x 3,15 (0,8 x 1,3 + 2,05) + 1,8 x 2,2 x 2,5 x 2 | 51,93 | | | | |
| fût φ _{ext} 2m φ _{int} 1,30m | 4 x 2,5 . π (1 ² - 0,65 ²) | 18,14 | | | | |
| Semelle partie conique partie cylindrique | $\frac{1}{3} \pi 1^2 (3^2 + 1,1^2 + 3 \times 1,1)$ $\frac{\pi \times 6^2}{4} \times 0,5 \times 2,5$ | 49,47 | | 0 | 0 | |
| total | | 323 | | | 0 | 0 |
| freinage | $\frac{30}{2}$ | | 15 | 7,3 | | 109,5 |
| 1° Cas de surch. | B _c + trot | 157,75 | | 1 | 157,75 | |
| 2° Cas de surch. | A(ℓ) + trot | 221,75 | | 0 | 0 | |

Combinaison des efforts :

a) G + 1° Cas + freinage .

$$N = 323 + 157,75 = 480,75t$$

$$M = 157,75 + 109,5 = 267,2 t.m$$

b) G + 2° Cas + freinage .

$$N = 323 + 221,75 = 544,75t$$

$$M = 109,5 t.m$$

Le premier cas est le plus défavorable

- stabilité au renversement.

$$M_R = 109,5 \text{ t.m}$$

$$M_s / 0' = 480,75 \left(\frac{157,75}{480,75} + 3 \right) = 1599 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{1599}{109,5} = 14$$

- sécurité au glissement.

$$H = 15 \text{ t}$$

$$N = 480,75 \text{ t}$$

$$\frac{H}{N} = \frac{15}{480,75} = 0,03 < 0,4$$

- calcul des contraintes.

$$\sigma = \frac{N}{\frac{\pi \phi^2}{4}} \pm \frac{M}{\frac{\pi \phi^4}{64}} \frac{\phi}{2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{480750}{\pi \times \frac{600^2}{4}} - \frac{267,2 \cdot 10^5}{\pi \times \frac{600^4}{64}} \cdot \frac{600}{2} = 0,44 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

$$\sigma_{\max} = \frac{480750}{\pi \times \frac{600^2}{4}} + \frac{267,2 \cdot 10^5}{\pi \times \frac{600^4}{64}} \cdot \frac{600}{2} = 2,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$$

La stabilité à sec de la pile est assurée.

STABILITE EN CRUE (aff^t = - $\frac{2}{3} \times 5,5 = 3,66m$)

| Elements | Dimensions | N(t) | H(t) | Z(m) | M _{s/0} | M _{R/0} |
|---------------------------|-------------------------------|--------|------|-------|------------------|------------------|
| P _p du tablier | 201,24 | 201,24 | | 0 | 0 | |
| Dés d'appui | 2,16 | 2,16 | | | | |
| Chevêtre | 51,93 $\cdot \frac{1,2}{2,5}$ | 24,93 | | | | |
| fût | 18,14 $\cdot \frac{1,2}{2,5}$ | 8,70 | | | | |
| semelle | 49,47 $\cdot \frac{1,2}{2,5}$ | 23,74 | | | | |
| | total | 260,77 | | | 0 | |
| Freinage | $\frac{30}{2}$ | | 15 | 10,96 | | 164,4 |
| 1 ^o Cas | B _c + trot | 157,75 | | 1 | 157,75 | |

Effet du courant

La force exercée par le courant sur la pile est donnée par:

$$R = k S V^2$$

- force exercée sur le fût et le chevêtre

$$S = 2 \times 5,8 = 11,6 \text{ cm}^2$$

$$R = 35 \times 11,6 \times 5^2 = 10150 \text{ kg} = 10,15 \text{ t}$$

$$M_{1/0} = 10,15 \left(\frac{2}{3} \times 5,8 + 3,66 + 1,5 \right) = 91,62 \text{ t.m.}$$

- force exercée sur la semelle

$$M_{2/0} = 1,5 \times 6,1 \times 35 \times 4^2 \left(\frac{2}{3} \times 1,5 + 3,66 \right) = 23,86 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment total dû au courant} = 91,62 + 23,86 = 115,48 \text{ t.m.}$$

Ainsi la stabilité de la pile est assurée à sec et an crue

$$\sigma_{max} = \frac{N \times \frac{4}{100}}{418520} + \frac{M \cdot \frac{4}{100}}{342,22 \cdot 10^5} = 2,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N \times \frac{4}{100}}{425880} - \frac{M \cdot \frac{4}{100}}{343,5 \cdot 10^5} = 0,07 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

On prend alors $\phi = 7m$. ($N = 425,88t$, $M = 343,5t \cdot m$)
le rayon de la semelle.

Les contraintes sur le sol ne sont pas vérifiées, on doit renforcer la pile soit par des pieux soit en augmentant

$$\sigma_{max} = \frac{N \times \frac{4}{600}}{418,52 \cdot 10^3} + \frac{M \cdot \frac{4}{600}}{342,22 \cdot 10^5} = 3,09 \text{ kg/cm}^2 > 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N \times \frac{4}{600}}{418,52 \cdot 10^3} - \frac{M \cdot \frac{4}{600}}{342,22 \cdot 10^5} = -0,13 \text{ kg/cm}^2 < 0$$

- Calcul des contraintes

$$N = 418,52$$

$$H = 15 + 10,15 + 23,86 = 49,01$$

$$\frac{H}{N} = \frac{49}{418,52} = 0,11 < 0,14$$

- Sécurité au glissement

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{1597}{1644} = 9,7$$

$$M_s(\sigma) = 418,52 \left(\frac{342,22}{418,52} + 3 \right) = 1597 \text{ t.m}$$

$$M_R = 1644 \text{ t.m}$$

- Stabilité au renversement

$$N = 260,7t + 15t + 418,52t = 734,22t$$

$$M = \sqrt{(157,75 + 164,4)^2 + 115,48^2} = 342,22t \cdot m$$

VERIFICATION AU SEISME

La vérification sismique de la pile sera menée d'après la méthode donnée dans la documentation SETRA "fond 72".

On considère qu'une force sismique H_s horizontale, égale au dixième du poids propre du tablier est appliquée au niveau des des. Son effet est supposé cumulable avec celui du courant.

$$\text{poids propre du tablier} = 201,24 \text{ t}$$

$$H_s = \frac{201,24}{10} = 20,124 \text{ t}$$

La force H_s crée un moment M_s tel que :

$$M_s = 20,124 \times 7,8 = 157 \text{ t.m.}$$

$$\text{courant : } M_R = 115,48 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment résultant : } M = 157 + 115,48 \text{ t.m.} = 278,48 \text{ t.m.}$$

$$\text{Effort normal : } N = 425,88 \text{ t}$$

Vérification des contraintes.

$$\sigma_{\min} = \frac{425,88}{\pi \times \frac{700^2}{4}} - \frac{278,48 \cdot 10^5}{\pi \times \frac{700^4}{64}} \cdot \frac{700}{2} = 0,27 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

$$\sigma_{\max} = \frac{425,88}{\pi \times \frac{700^2}{4}} + \frac{278,48 \cdot 10^5}{\pi \times \frac{700^4}{64}} \cdot \frac{700}{2} = 1,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$$

Glissement :

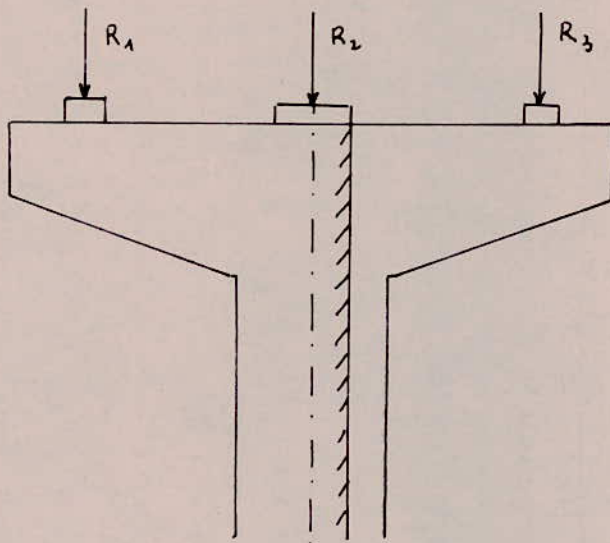
$$\frac{H}{N} = \frac{20,124 + 10,15 + 27,7}{425,88} = \frac{58}{425,88} = 0,13 < 0,4$$

La stabilité au séisme est assurée.

FERRAILLAGE DE LA PILE

Chevêtre

On considère que le chevêtre est encasté au niveau de l'axe des demi-fûts.



a) charge permanente.

poids propre du tablier :

$$R_1 = R_2 = R_3 = \frac{201,24}{3} = 67 \text{ t}$$

dés d'appui : $R_1 = R_2 = R_3 = 0,4 \times 0,6 \times 1,2 \times 2,5 = 0,72 \text{ t}$

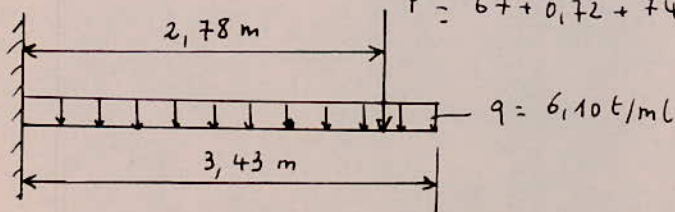
$$\text{poids propre du chevêtre} = \frac{51,93}{8,5} = 6,10 \text{ t/ml}$$

b) Surcharges.

on considère A(l) + trottoir.

$$R_1 = R_2 = R_3 = (210,5 + 11,25) \times \frac{1}{3} = 74 \text{ t}$$

$$P = 67 + 0,72 + 74 = 142 \text{ t}$$



$$M = - \left(\frac{6,10 \times 3,43^2}{2} + 142 \times 2,78 \right) = - 430,64 \text{ t.m}$$

$$T = 6,10 \times 3,43 + 142 = 163 \text{ t}$$

Armatures.

$$M = 430,64 \text{ t.m}$$

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$h = 172 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \times 430,64 \cdot 10^5}{2670 \times 200 \times 172^2} = 0,0405$$

$$\epsilon = 0,9144$$

$$k = 43,4$$

$$A = \frac{430,64 \cdot 10^5}{2670 \times 0,9144 \times 172} = 102,5 \text{ cm}^2$$

on prend 21 T25 soit 3 nappes 7 T25.

Armatures secondaires.

$$T = 163 \text{ t}$$

contrainte de cisaillement.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{163 \cdot 10^3}{200 \times 172 \times \frac{7}{8}} = 5,4 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

on prend 7 $\phi 10$ étriers : $A_t = 10,98 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{10,98 \times 2800 \times 0,875 \times 172}{162000} = 28,5 \text{ cm}$$

on prend $t = 25 \text{ cm}$.

vérification de la contrainte d'adhérence.

$$\text{Il faut vérifier : } \tau_d = \frac{T}{p \cdot z} < \bar{\tau}_d = 24,0 \bar{\sigma}_b$$

$$p = \text{périmètre des barres tendues} = 21 \times \pi \times 2,5 = 165 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{163 \cdot 10^3}{165 \times 0,875 \times 172} = 6,6 \text{ kg/cm}^2 < 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Fût

Le fût est soumis à la flexion composée.

a) Effort Normal.

- Poids propre du tablier : 201,24t
- Des d'appui : 2,16t
- Chevêtre : 51,93t
- fût : 18,14t

$$N = 201,24 + 2,16 + 51,93 + 18,14 = 273,47t$$

b) Moment :

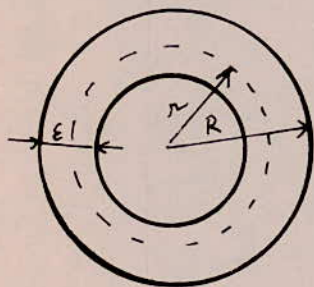
On prend le moment des forces par rapport à la base.

$$\text{freinage} : M(x) = 15 \times 5,8 = 87t \cdot m$$

$$\text{courant} : M(y) = 10,15 \times \frac{2}{3} \times 5,8 = 39,28t \cdot m$$

$$\text{Moment résultant} : M = \sqrt{87^2 + 39,28^2} = 95,4t \cdot m$$

Calcul des armatures :



on a une section circulaire évidée.
D'après le calcul pratique des sections de B. A' de P. Charon, on a :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{95,4 \cdot 10^2}{273,47} = 34,9 \text{ cm}$$

$e = 34,9 < \frac{r}{2} = \frac{82,5}{2} = 41 \text{ cm}$: la section est alors entièrement comprimée.

La section des armatures longitudinales sera obtenue à l'aide des formules suivantes :

$$B = 2\pi r E = 2 \times 3,14 \times 82,5 \times 35 = 18133,50 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{B \bar{\sigma}_b}{N} = \frac{18133,50 \times 137}{273470} = 9$$

$$\beta = \frac{2e}{r} = \frac{2 \times 34,9}{82,5} = 0,84$$

$$\bar{\omega} = \frac{1}{0,15} \left(\frac{1+\beta}{\rho} - 1 \right) = \frac{1}{0,15} \left(\frac{1+0,84}{9} - 1 \right) = -5,33$$

$\bar{\omega}$ est faible, on prend $\bar{\omega} = 1$

La section d'armatures est donnée par :

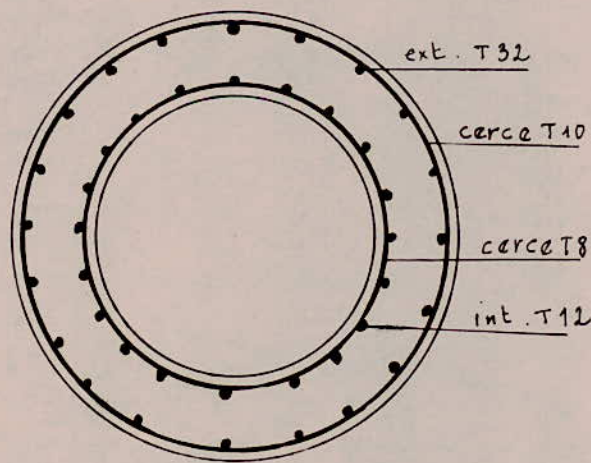
$$A = \frac{15}{n} \bar{\omega} \frac{B}{100} = \frac{15 \times 1 \times 18133,50}{15 \times 100} = 181,34 \text{ cm}^2$$

On prendra 20 T32 vertical extérieur et 20 T12 vertical intérieur.

Cercles : on prend extérieur T10 intérieur T8.

espacement : $t < 15 \phi_r = 15 \times 2,5 = 37,5 \text{ cm}$.

soit $t = 35 \text{ cm}$.



Semelle

La semelle sera ferrillée en considérant les contraintes exercées sur le sol les plus défavorables. (q_n crue)

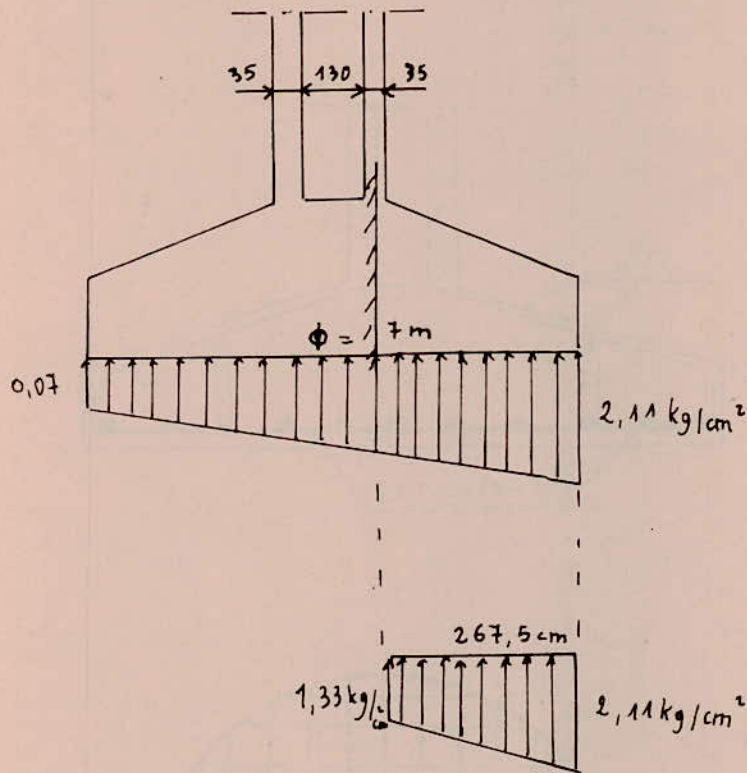
$$\sigma_1 = 0,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,11 \text{ kg/cm}^2$$

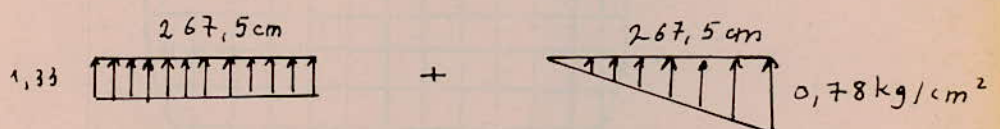
$\sigma_2 > 2\sigma_1$: on ne peut pas appliquer la méthode de calcul des semelles circulaires (méthode des bielles).

On utilise alors la méthode des consoles.

On considère que la semelle est encastrée au niveau de l'axe des demi-fûts



on décompose le diagramme des contraintes :



Le moment par rapport à l'encastrement :

$$M = 1,33 \times 267,5 \times 100 \times \frac{267,5}{2} + \frac{0,78}{2} \times \frac{267,5^2}{3} \times 100$$

$$M = 56,9 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.}$$

- Détermination des armatures.

$$M = 56,9 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

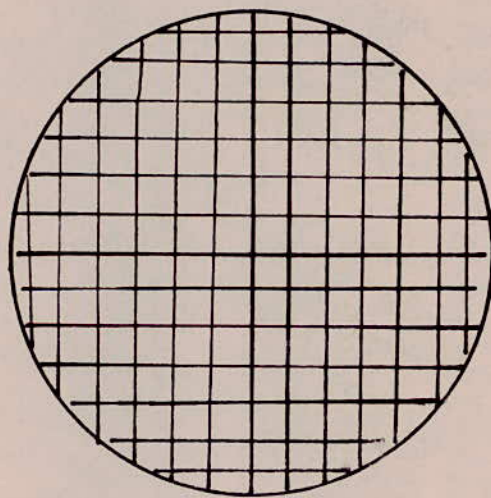
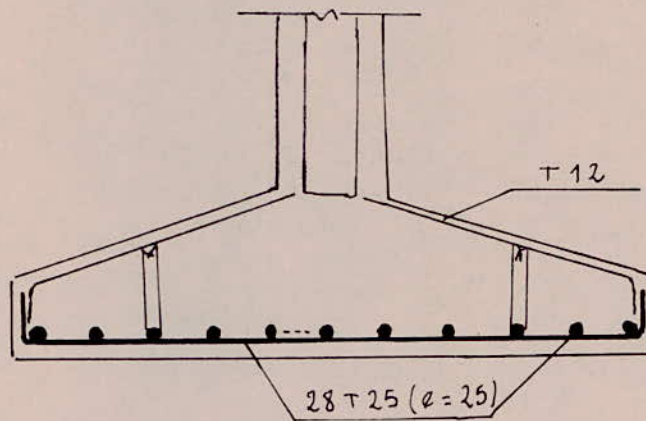
$$h = 145 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\frac{7}{8} h \bar{\sigma}_a} = \frac{56,9 \cdot 10^5}{0,875 \times 145 \times 2670} = 16,80 \text{ cm}^2$$

soit 4 T25 par ml en quadrillage.

Par construction, on ajoute des armatures supérieures T12 inclinées, reliées aux armatures inférieures par des étriers T10.



Quadrillage T25

Bibliographie

- CPC
 - fascicule 61 titre II : "conception, calcul et épreuves des ouvrages d'Arts"
 - fascicule 61 titre V : conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier.
 - fascicule 61 titre VI : CCBA 68
- Construction métallique, Ouvrages d'art. F. Ciolina
- Documentation SETRA.
 - Appuis (Dec 74)
 - Fond 72
 - Calcul de hourdis de ponts
- Le Calcul et la vérification des ouvrages en B.A.
P. Charon.
- Résistance des matériaux : J. Courbon.
- Cours de Ponts : "Ecole chez soi"

