

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

GC. 0318

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION

TITRE ETUDE DES PONTS AU DESSUS
DU CANAL DU CAYOR

DATE : JUIN 86

AUTEUR : MAMADY NDIAYE
DIRECTEUR : THOMAS AQUIN
CO-DIRECTEUR :

A ma mère

A mes frères et sœurs

A tous les amis

REMERCIEMENTS

J'aimerais exprimer ici ma gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce présent projet

En particulier j'adresse mes profonds remerciements à :

- Monsieur Thomas AQUIN, professeur à l'école polytechnique de Thiès, qui a bien voulu diriger ce projet, pour ses conseils, son assistance constante durant toute la durée du projet et ses encouragements.
- Monsieur Mayoro Niang, élève en cinquième année Génie civil à l'école polytechnique de Thiès, pour sa franche collaboration pour la partie de ce projet que nous avions à faire ensemble et qui concernait également son projet de fin d'études
- Monsieur Badara TALL, ingénieur à la R.C.F.S, pour ses conseils et la documentation qu'il a bien voulu mettre à ma disposition.
- Monsieur Matar FALL, ingénieur au ministère de l'hydraulique et directeur du projet "canal du Cayor", pour sa collaboration.

SOMMAIRE

On se propose de faire un avant-projet d'un pont-rails métallique, d'un pont-rails en béton armé et d'une passerelle à poutres en béton précontraint.

On a choisi d'axer l'étude de ces différents types de ponts uniquement sur leurs superstructures.

Pour mener à bien l'élaboration de ce rapport, on a essentiellement axé notre travail pour chaque type de pont sur :

- une recherche bibliographique qui a permis une familiarisation avec les critères de conception, les normes canadiennes et françaises, et l'évaluation des chargements.
- la conception architecturale
- l'analyse structurale
- le dimensionnement
- la réalisation des plans.

L'essentiel du dimensionnement de l'ossature du tablier de chaque type de pont a été réalisé ainsi que celui des garde-corps. Toutefois, pour le pont-rails en béton armé et la passerelle en béton précontraint, le dimensionnement des entretoises n'a pas été fait.

TABLE DES MATIERES

	Page
Remerciements	i
Sommaire	ii
Introduction	1
Chapitre 1. Critères de conception	5
1-1. Choix de la forme	5
1-2. Evaluation des chargements	6
Chapitre 2 - Pont-rails métallique	9
2-1. Description du système structural	9
2-2. Analyse structurale	9
2-3. Dimensionnement	14
Chapitre 3. Pont-rails en béton armé	26
3-1. Description du système structural	26
3-2. Analyse structurale	27
3-3. Dimensionnement	34
Chapitre 4. Passerelle en béton précontraint	47
4-1. Description du système structural	47
4-2. Analyse et dimensionnement	47
4-3. Etats des contraintes dans le béton précontraint	59
4-4. Erection	60
Chapitre 5 - Conclusion et recommandations	62

Appendices	Page
Annexe I	64
Annexe II	65
Annexe III	66
Annexe IV	67
Annexe V. Programme de calcul des poutres en T en béton précontraint	70
Annexe VI - Calcul des passerelles des ponts-rails	
Annexe VII - Contrôle des flèches et de la fissuration des poutres principales du pont-rails en béton armé	
Annexe VIII - Plan pont-rails métallique	
Annexe IX - Plan pont-rails en béton armé	
Annexe X - Plan passerelle en béton précontraint	
References bibliographiques	

INTRODUCTION

1. La réalisation du canal du Cayor constitue à l'heure actuelle une des grandes priorités de la politique économique du Sénégal. Le canal sera à ciel ouvert et devra relier le lac de Guiers dans la région du fleuve à Sindia dans la région de Thiès, soit sur une distance de près de 200 km. Le canal traversera trois régions administratives et nécessitera la construction d'ouvrages annexes liés à son implantation. Parmi ces ouvrages, les voies de franchissement du canal restent des plus importants puisque le tracé du canal doit rencontrer des voies de chemin de fer, des routes départementales et nationales. C'est dans ce cadre, en collaboration avec le ministère de l'Hydraulique chargé du projet, qu'on se propose de faire l'étude des ponts-rails et des passerelles à piétons. Il s'agit d'un pont-rail métallique, d'un pont-rail en béton armé et d'une passerelle en béton précontraint. On se limitera dans les études aux superstructures de ces ouvrages puisque le tracé définitif du canal n'est pas encore adopté.

2. Généralités sur les ponts -

Pont est le terme général désignant un ouvrage qui franchit un espace. Pour désigner sa fonction on dira : pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-mobile, etc...

2-1 Pont-rail métallique -

A poids égal, le métal est plus résistant que les autres matériaux couramment utilisés en construction.

L'utilisation de l'acier permet donc d'exécuter des ouvrages légers comparativement aux mêmes ouvrages réalisés en béton armé ou béton précontraint. Or, plus la portée est grande et plus l'influence du poids devient prépondérante par rapport à celle des surcharges : l'utilisation du métal devient donc indispensable pour les très grands ouvrages. Pour les faibles et moyennes portées la solution métallique peut également être imposée par les conditions mêmes du projet : épaisseur réduite, mise en place sans échafaudages, rapidité d'exécution, etc...

2-2. Ponts en béton armé -

Les ponts en béton armé constituent une partie importante de l'ensemble des ouvrages routiers et ferroviaires. Ils comportent en général des ouvertures limitées ne dépassant pas le plus souvent une quarantaine de mètres dans les travées indépendantes et une

cinquantaime dans les travées continues. Ces ouvrages présentent en général de nombreux avantages qui les font préférer aux structures métalliques ou mixtes chaque fois qu'il est possible de les établir dans des conditions satisfaisantes. Dans les portées moyennes ou faibles, ils sont souvent les plus économiques. Ils nécessitent un entretien réduit. Le béton armé est un matériau actuellement bien expérimenté par plus d'un demi-siècle de construction et sa mise en œuvre n'exige pas des techniciens aussi spécialisés que celle du béton précontraint. Par contre, il comporte certaines sujétions par exemple la nécessité de réaliser des sections assez lourdes ou, dans le cas général, celle d'établir des échafaudages onéreux.

2.3. Ponts en béton précontraint.

La construction des ponts en béton précontraint s'est développée considérablement au cours de ces dernières années. Inventé par Freyssinet il y a environ trente-cinq ans, le béton précontraint n'est utilisé dans les ponts que depuis une vingtaine d'années. Il est rappelé simplement que le béton précontraint n'est pas un matériau mixte comme le béton armé où le béton résiste à la compression et l'acier à la traction. C'est essentiellement du béton que l'on

a rendu, grâce à une compression permanente ou "précontrainte", apte à résister aux sollicitations totales, compressions et tractions. La technique de ce nouveau matériau est actuellement bien expérimentée. Elle continue cependant à faire l'objet de diverses recherches portant notamment sur la corrosion et la relaxation des aciers. Le béton précontraint présente de nombreux avantages qui peuvent le faire préférer aux autres matériaux plus classiques : béton armé, acier ou acier-béton. On peut citer ceux, par exemple, d'éviter en principe les fissurations, d'obtenir des structures plus légères, de constituer des poutres de portée plus grande et de moindre épaisseur qu'en béton armé, dans certains cas de réaliser des ouvrages plus économiques, etc...

chapitre 1. CRITERES DE CONCEPTION

1.1. Choix de la forme.

Le choix de la forme dépend, toute considération esthétique mise à part, de la destination de l'ouvrage, de la considération d'ordre économique et structural. Pour les différents types de ponts qui font l'objet d'études dans ce présent projet, notre principal souci était d'avoir une forme architecturale la plus simple possible qui puisse nous donner une structure simple et économique.

Ainsi pour le pont-rail métallique, notre choix s'est porté sur le système à poutres jumelles en raison de sa simplicité et des multiples avantages qu'il offre tels que : réduction des coûts de fabrication, de la hauteur de la structure, des coûts de maintenance et assemblage facile au chantier.

Pour le pont-rail en béton armé, on s'est tourné vers le système à voie ballastée qui sera en fait une structure en forme de caisson constituée d'une dalle sur poutres secondaires et de deux poutres principales longitudinales.

Bien que son poids propre puisse être important, ce système par sa simplicité offre une structure simplifiée, une mise en œuvre facile, des coûts d'entretien peu élevés, etc...

Pour la passerelle en béton précontraint, le choix de

La forme a été guidé par le programme dont nous disposions pour le calcul des sections en T (t_e). Il s'agit plutôt d'une contrainte que d'un choix et les dimensions assez réduites d'une passerelle à piétons nous a amené à la faire avec une seule poutre en T, la semelle de la poutre servant de tablier.

1.2. Evaluation des chargements.

1.2.1 Pout-rail métallique.

1° Charges permanentes

a/ - Poutres principales jumelles:

Ou a une charge morte de 320 kg/m

b/ - Pour tous les autres éléments du tablier, la charge morte étant très faible, sera considérée négligeable par rapport à la surcharge.

2° Surcharges

a/ - Pour le pout-rail que nous devons concevoir, les efforts de lacet, de roulis ainsi que les forces longitudinales (freinage et démarrage) ne seront pas tenus en considération dans les calculs. Nous nous bornerons tout simplement à donner quelques définitions pour donner une idée de ces sollicitations.

• Effort de lacet: d'effort de lacet (force horizontale due au choc de la roue sur le champignon du rail),

sera pris égal à 100 kN ; W est supposé agir horizontalement en un point quelconque de la surface de roulement de l'un des deux rails

• Effort de roulis.

Implicitement pris en considération dans la détermination du coefficient de majoration dynamique.

• Forces longitudinales: freinage - démarrage

Ces efforts sont supposés agir au niveau de la surface de roulement des rails dans les directions compatibles avec le sens de circulation des trains. Elles sont fixées au $1/7$ du poids des charges maximales portées par le tablier.

b/- Charges sur les accotements.

Pour les accotements accessibles au public, on appliquera les règles suivantes :

• Pour le calcul des poutres principales, on supposera que le tablier supporte simultanément les charges ferroviaires et une charge réduite de 200 daN/m^2 sur les accotements.

• Pour le calcul des éléments des accotements, on supposera que ceux-ci supportent une charge de 450 daN/m^2 .

c/- Efforts sur les garde-corps.

On a une charge de $0,65 \text{ kN/m}$ appliquée sur le lisse

supérieur.

d/ Effort dû au vent.

Il est rappelé que l'action du vent sur les ponts-rails est assimilable à une pression de 150 kg/m^2 agissant sur un écran continu de 3 m de hauteur dont le bord inférieur serait situé à 0.5 m au dessous des rails.

e/ Train de charges: voir Annexe I

Convoi type 1927 avec une charge de 17 tonnes/essieu pour le Sénégal.

1.2.2. Pont-rail en béton armé.

1° Charges permanentes.

• Pour les éléments en béton, on considérera un béton de densité normale: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

• Ballast: $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$

2° Surcharges.

On considérera les mêmes surcharges que pour le pont-rail métallique.

1.2.3. Passerelle à piétons.

1° Charges permanentes.

Éléments en béton de densité normale: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

2° Surcharges.

On considérera une surcharge de 450 kg/m^2

2.1 Description du système structural -

Le système de pont-rail à poutres jumelles est un système relativement simple. Notre modèle est identique au modèle Allemand présenté dans la brochure "Arbed wide Flange Beams for Railway Bridges".

Le système est composé de quatre poutres principales jumelées deux à deux par l'intermédiaire de poutrelles qui servent en même temps de traverses. Les charges de roue sont donc transmises par l'intermédiaire des rails aux traverses et des traverses aux poutres principales jumelées. Afin d'augmenter la rigidité de l'ensemble et solidariser les deux systèmes de poutres jumelées en cas de chargement plus important sur l'un des systèmes, des entretoises sont réalisées entre ces deux systèmes. En dehors de leurs fonctions principales, les traverses et les entretoises jouent le rôle de supports latéraux et dans une certaine mesure de contreventement.

2.2 Analyse -

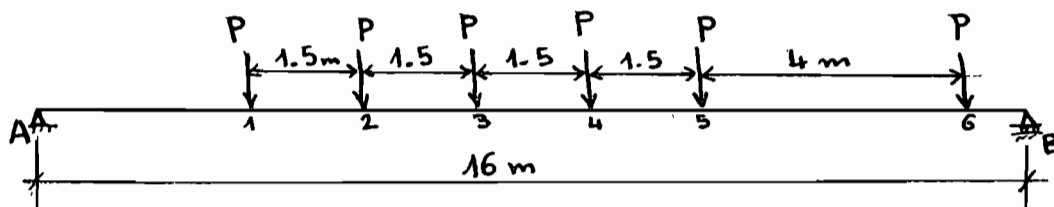
2.2.1. Poutres principales jumelées -

Pour les poutres principales qui sont sur appuis simples, l'essentiel de l'analyse consistera à trouver le moment et l'effort tranchant maximums. Le moment maximum et l'effort tranchant maximum ne sont pas donnés

par le même système de chargement. Pour simplifier l'analyse, on considère le système comme une poutre sur appuis simples et les moments et efforts tranchants ainsi calculés seront également répartis aux quatre poutres principales.

1°. Calcul du moment maximum.

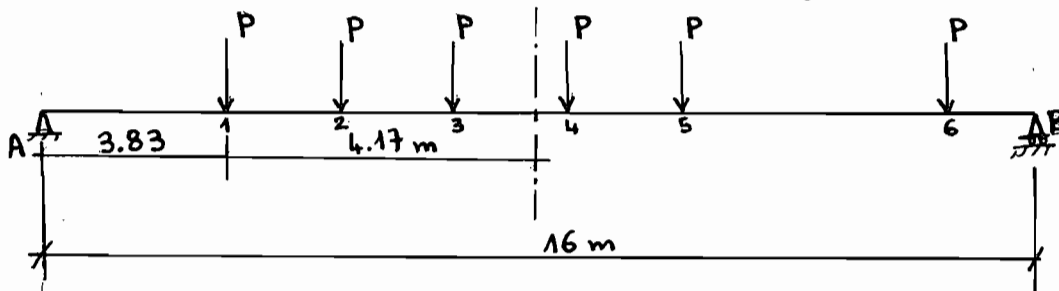
Après de multiples essais, on est arrivé à la conclusion que le moment maximum dû à la surcharge ferroviaire se développe lorsque la travée sollicitée par les six premiers essieux du train de charges.



$P = 17 \text{ tonnes ou } 167 \text{ kN}$

Centre de gravité des forces = $\frac{P(1.5+3+4.5+6+10)}{6P} = 4.17 \text{ m}$

Le moment est obtenu en plaçant le centre de gravité du système de forces au centre de la poutre. Le moment maximum a lieu sous l'une des charges concentrées.



$R_A = 510 \text{ kN}$ et $R_B = 500 \text{ kN}$

$M_{\max} = M_4 = 510 \cdot 8.33 - 167(4.5+3+1.5) = 2745 \text{ kN.m}$

Moment par poutre = $\frac{2745}{4} = 686 \text{ kN.m}$

Moment dû à la charge morte par poutre :

$$\frac{wL^2}{8} = \frac{0.32 \times 9.81 \cdot 16^2}{8} = 100 \text{ kN.m}$$

• Du fait de la proximité de la section u du centre de la poutre, on considèrera qu'on a le même moment dû à la charge morte qui agit dans cette section.

i/. Facteur de majoration dynamique.

Longueur caractéristique : $L_\phi = 16 \text{ m}$

facteur de majoration dynamique : $\phi = 1.21$ Annexe II

ii/. Moment maximum pondéré.

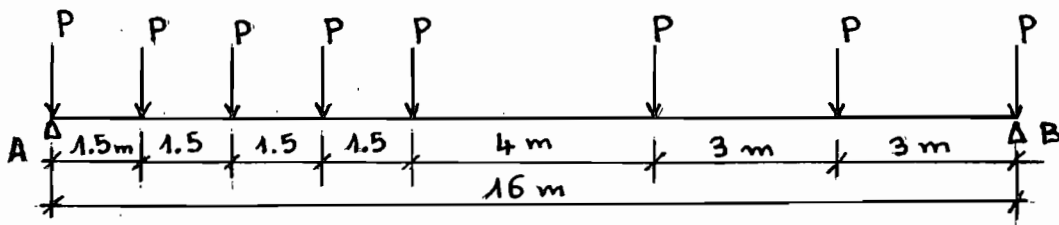
$$M = 1.35 \left(D + \frac{5}{3} \phi L \right)$$

$$M = 1.35 \left(100 + \frac{5}{3} \times 1.21 \times 686 \right) = 2003 \text{ kN.m}$$

$$\underline{M_p = 2003 \text{ kN.m}}$$

2°. Effort tranchant maximum.

Pour avoir l'effort tranchant maximum dû à la surcharge, on considèrera le système de chargement qui nous donnerait le maximum de charges en travée. Ce cas de chargement suivant nous donne R_{Amax}



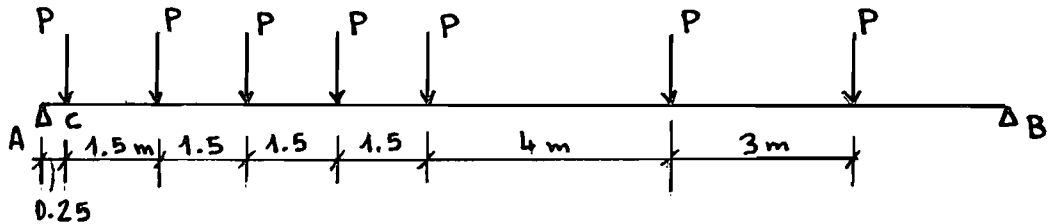
$$R_{A_{max}} = 772 \text{ kN}$$

$$R_B = 564 \text{ kN}$$

L'effort tranchant maximum se développe lorsque la travée est sollicitée par les sept premiers essieux et que

L'essieu situé devant s'approche de l'appui A.

Examinons le cas où l'essieu situé devant est à 0.25m de l'appui A.



$$R_A = 754 \text{ kN}$$

$$R_B = 415 \text{ kN}$$

L'effort tranchant entre les sections A et c est 754 kN, donc très proche de R_{Amax} . Plus on déplace le point c vers A, plus l'effort tranchant tend vers R_{Amax} .

On posera donc $V_{max} = R_{Amax}$

• Effort tranchant max par pontre : $\frac{772}{4} = 193 \text{ kN}$

• Effort tranchant max dû à la charge morte :

$$\frac{wL}{2} = \frac{0.32 \times 9.81 \times 16}{2} = 25 \text{ kN}$$

i/. Facteur de majoration dynamique.

longueur caractéristique : $L_\phi = 16 \text{ m}$

facteur : $\phi = 1.14$ Annexe II

ii/. Effort tranchant maximum pondéré.

$$V = 1.35 \left(V_0 + \frac{5}{3} \phi V_L \right)$$

$$V = 1.35 \left(25 + \frac{5}{3} \cdot 1.14 \times 193 \right) = 529 \text{ kN}$$

$$\underline{V_f = 529 \text{ kN}}$$

$$R_f = 529 \text{ kN}$$

2.2.2. Traverses.

On fera l'hypothèse que la force maximale sollicitant une traverse sera celle d'une roue. Cette hypothèse nous donne une approximation tout à fait sécuritaire. Pour chaque traverse on aura une charge :

$$\frac{17}{2} \times 9.81 = 83 \text{ kN}$$

i/. Facteur de majoration dynamique.

La longueur des traverses est de 600 mm

longueur caractéristique : $L\phi = 0.6 + 3 = 3.6$

facteur : $\phi = 1.44$ Annexe II

ii/. Charge maximale pondérée.

$$P = 1.35 \times \frac{5}{3} \times 1.44 \times 83 = 269 \text{ kN}$$

$$\underline{P_f = 269 \text{ kN}}$$

2.2.3 Entretoises.

La détermination des efforts sollicitant les entretoises est complexe. Une approche purement sécuritaire consisterait à supposer une des poutres principales fixe et que l'autre se déplace sous l'action d'une certaine force. Dans ce cas l'élément de pont constituant l'entretoise se comporterait comme un porte-à-faux. On aura donc un cas extrême qui approcherait le cas où les poutres principales n'auraient pas le même déplacement, les entretoises ayant pour fonction de les faire travailler ensemble. Pour le porte-à-faux ainsi défini, on fera l'hypo-

thèse qu'il est sollicité à son extrémité par une force égale à la réaction transmise par les traverses aux poutres principales. Soit :

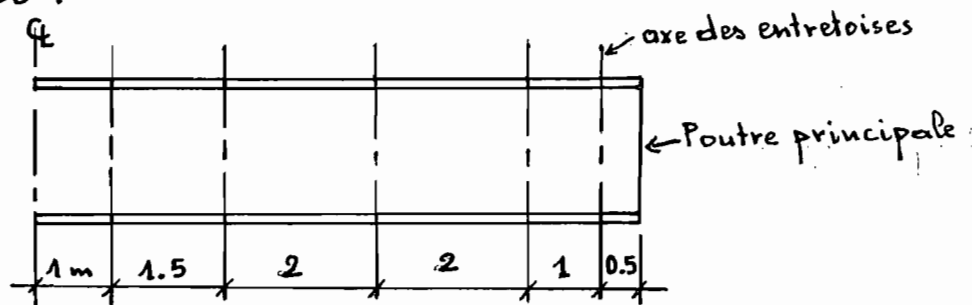
$$P' = \frac{P}{2} = \frac{269}{2} = 135 \text{ kN}$$

2.2.4. Espacement des traverses.

L'espacement des traverses de chemin de fer au Sénégal est de 0.5 m. La pose des traverses débute à 0.5 m de chaque extrémité de poutre, ce qui équivaut à un nombre de 31 traverses par rail.

2.2.5. Espacement des entretoises.

En raison de l'incertitude sur le niveau des sollicitations pour chaque entretoise, on adoptera le même espacement que pour le modèle Allemand de "Arbed wide Flange Beams for Railway Bridges", soit :



2.3. Dimensionnement.

I - Poutres principales.

La rigidité du système dans le plan horizontal nous permet de faire certaines considérations. On considérera que les poutres principales sont latéralement supportées tous les 0.5 m par les traverses (espacés de 0.5 m)

Les traverses jouent également le rôle de raidisseurs en prévenant le flambage de l'âme des poutres principales.

1°. Choix préliminaire.

Notre premier choix portera sur le HE500S : Annexe III

les calculs ont déjà donné : $M_p = 2003 \text{ kN.m}$

$$V_f = 529 \text{ kN}$$

2°. Hypothèses.

a/. Nuance de l'acier : S40.21 M300 W

b/. Poutre supportée latéralement tous les 0.5 m

c/. Semelle supérieure est libre de tourner.

3°. Propriétés du HE500S.

$$d = 584 \text{ mm}$$

$$b = 318.5 \text{ mm}$$

$$t = 70 \text{ mm}$$

$$w = 33 \text{ mm}$$

$$I_x = 3233 \text{ E6 mm}^4$$

$$S_x = 11072 \text{ E3 mm}^3$$

$$4°. \quad t = 70 \text{ mm} > 65 \text{ mm}$$

Ann. Handbook, table 6-3 : $F_y = 280 \text{ MPa}$

5°. Classe.

$$\frac{b}{t} = \frac{318.5}{2 \times 70} = 2.3$$

$$\frac{170}{\sqrt{F_y}} = \frac{170}{\sqrt{280}} = 10 > 2.3$$

$$\frac{h}{w} = \frac{444}{33} = 13.5$$

$$\frac{1100}{\sqrt{F_y}} = \frac{1100}{\sqrt{280}} = 66 > 13.5$$

On a donc une poutre de classe 2.

6° Contraintes normales longitudinales.

a/. Rupture par déformation plastique.

$$M_r = \phi S_x F_y$$

$$M_r = 0.9 \times 11072 \text{ E3} \times 0.28 = 2790 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 2790 \text{ kN.m} > 2003 \text{ kN.m} \quad \text{O.k}$$

b/. Il n'y a pas de risque de déversement latéral puisque la poutre est supportée tous les 0.5 m, distance qui est très petite par rapport à la longueur ultime de déversement latéral.

7° Calcul des plaques d'assises.

Supposons une largeur de $N = 150 \text{ mm}$

$$B_r = 1.25 \phi w (N + k) \cdot F_y$$

Puisque nous ne disposons pas de la valeur de k , posons $k = 0$, ce qui est tout à fait sécuritaire.

$$B_r = 1.25 \times 0.9 \times 33 \times 150 \times 0.28 = 1559 \text{ kN} > R = 529 \text{ kN}$$

$$\text{Longueur : } B \geq \frac{R}{0.85 \phi f'_c N}$$

posons $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$B \geq \frac{529 \cdot \text{E3}}{0.85 \cdot 0.67 \times 30 \times 150} = 206 \text{ mm}$$

On choisira au moins $B = b = 319 \text{ mm}$

Pour les mêmes raisons que k , on posera $k_1 = 0$

$$n = \frac{B - 2k_1}{2} = \frac{319}{2} = 159.5 \text{ mm}$$

$$P = \frac{R}{B \cdot N}$$

$$P = \frac{529 \text{ E3}}{319 \times 150} = 11 \text{ MPa}$$

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 P n^2}{\phi F_y}}$$

$$t_p \geq \sqrt{\frac{2 \times 11 \times 159.5^2}{0.9 \cdot 280}} = 47 \text{ mm}$$

On prendra une épaisseur de plaque de 50 mm

8°. Contraintes normales transversales.

a. Plastification de l'âme sous l'appui.

$$B_r = 1.25 \phi w (N + k) F_y = 1559 \text{ kN} > 529 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

b. Par flambage de l'âme sous charge concentrée.

$$B_r = \phi \frac{115000}{\left(\frac{P_y}{w}\right)^2} \left[2 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \right] \cdot A$$

$a = 2000 \text{ mm}$: c'est la plus grande distance entre les entretoises

$$B_r = 0.9 \cdot \frac{115000}{\left(\frac{444}{33}\right)^2} \left[2 + \frac{4}{\left(\frac{2000}{444}\right)^2} \right] \times 33 \times 444$$

$$B_r = 18406 \text{ kN} > 135 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

c. Par flambage de l'âme aux appuis.

$$B_r = 18406 \text{ kN} > 529 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

9°. Contraintes tangentielles.

$$\frac{h}{w} = \frac{444}{33} = 13.5$$

$$\frac{a}{h} = \frac{2000}{444} = 4.5$$

Handbook table 3 $\Rightarrow K_v = 5.34$

$$4.39 \sqrt{\frac{K_v}{F_y}} = 61 > \frac{h}{w} = 13.5 \quad \Rightarrow F_s = 0.66 F_y$$

$$V_r = \phi A_w F_s$$

$$V_r = 0.9 \times 444 \times 33 \times 0.66 \cdot 280 = 2437 \text{ kN}$$

$$V_r = 2437 \text{ kN} > V_f = 529 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

10. Flèches.

$$\text{charge (sans impact)} = \frac{17 \times 9.81}{4} = 42 \text{ kN}$$

On utilisera ici une méthode approximative qui consiste à répartir la charge uniformément sur toute la longueur de la travée.

$$P_t = 7 \times 42 = 294 \text{ kN}$$

$$w = \frac{294}{16} = 18.4 \text{ kN/m}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \times \frac{18.4 \times (16000)^4}{2E5 \times 3233E6} = 24.3 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{permis}} = \frac{L}{500} = \frac{16000}{500} = 32 \text{ mm} > 24.3 \text{ mm} \text{ O.K.}$$

11^o. Contrainte de fatigue.

$$\sigma = \frac{M.c}{I} = \frac{M}{S}$$

$$M(1+I) = L \times \phi = 1.21 \times 686 = 830 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{830 \cdot E6}{11072 E3} = 75 \text{ MPa}$$

Handbook: figure k₂ (N2) et table 6(b) \Rightarrow on est dans la catégorie A

Considérons un cycle de vie de 2E6 cycles

$$\text{Fig k}_1 \Rightarrow \sigma_{\text{adm}} = 165 \text{ MPa} > 75 \text{ MPa} \text{ O.K.}$$

N.B. Pour toutes les références au Handbook, il s'agit du "HANDBOOK OF STEEL CONSTRUCTION"

II. Traverses et entretoises.

Des traverses auront une longueur de 600 mm. On en déduit la longueur des entretoises soit:

$$L = 1000 - 600 - 2 \times 33 = 334 \text{ mm}$$

Pour des raisons de dispositions constructives, on utilisera le même profilé pour les entretoises que pour les traverses.

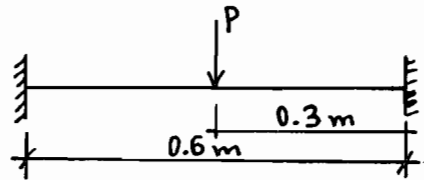
On fera le dimensionnement de ces éléments en utilisant le module de section élastique et en faisant l'hypothèse que les liaisons de ces éléments avec les poutres principales sont suffisamment rigides pour être considérées comme des encastrements.

Pour les traverses :

$$P = 269 \text{ kN}$$

$$M^t = \frac{PL}{8}$$

$$M^t = \frac{269 \times 0.6}{8} = 20 \text{ kN.m}$$

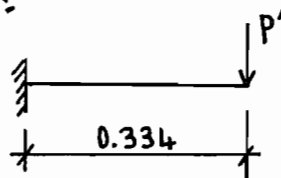


Pour les entretoises :

$$P' = 135 \text{ kN}$$

$$M^t = P'L$$

$$M^t = 135 \times 0.334 = 45 \text{ kN.m}$$



On prend le plus grand moment pour le dimensionnement, soit $M = 45 \text{ kN.m}$

$$M = \phi S_x F_y$$

$$\Rightarrow S_x = \frac{M}{\phi F_y}$$

$$S_x = \frac{45 \text{ E}6}{0.9 \times 300} = 167 \text{ E}3 \text{ mm}^3$$

Handbook (page 6.54) : on choisit le HP200x54

$$S_x = 488 \text{ E}3 \text{ mm}^3 > 167 \text{ E}3 \text{ mm}^3$$

III - Assemblage traverse-poutre principale.

Des traverses sont reliées aux poutres principales par un assemblage boulonné par plaque d'extrémité. Comme les poutres-rails sont soumis à des chargements cycliques, on fera l'hypothèse qu'on a un assemblage anti-glissement par plaque d'extrémité.

- $V_f = \frac{P}{2} = \frac{269}{2} = 135 \text{ kN}$

- boulons M24 (A325)

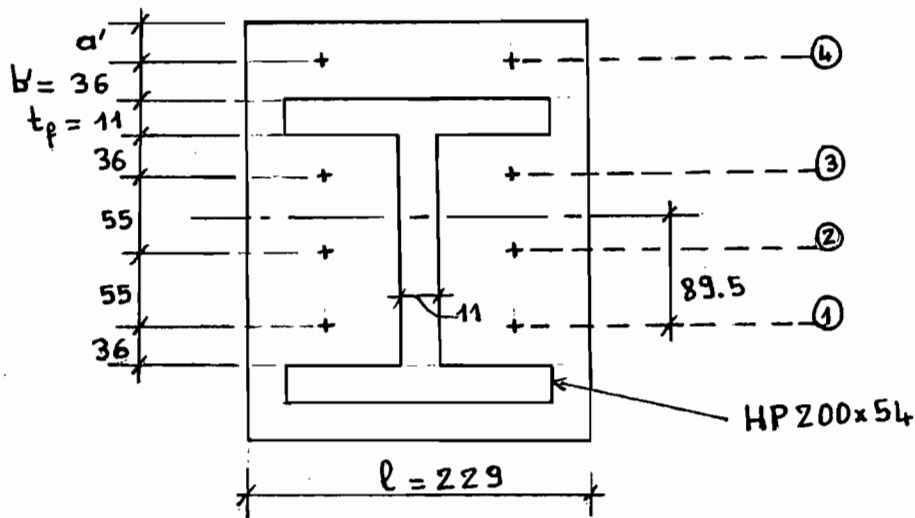
- filets exclus du plan de cisaillement

- Nuance l'acier et des plaques : G40.21-M300W

- On fait l'hypothèse qu'on a 8 boulons

$b' = 1.5d = 1.5 \times 24 = 36 \text{ mm}$

$l = b + 2t_p = 207 + 2 \times 11 = 229 \text{ mm}$



1°. Calcul de l'effort dans le boulon le plus sollicité en traction.

centre de gravité des boulons par rapport à la rangée ① :

$\bar{y} = \frac{\sum \bar{y}_i}{\sum \text{unités}} = \frac{2(55 + 110 + 193)}{8} = 89.5 \text{ mm}$

$R = \sum_{i=1}^8 r_i^2$

$$R = 2(89.5^2 + 34.5^2 + 20.5^2 + 103.5^2) = 40666 \text{ mm}^2$$

Pour la rangée (4) : $r_m = 103.5 \text{ mm}$

$$T_f = \frac{M_f \cdot r_m}{R}$$

$$T_f = \frac{40.83 \times 103.5}{40666} = 103 \text{ kN}$$

Handbook : table 3-4 $\Rightarrow T_r = 188 \text{ kN} > 103 \text{ kN}$ o.k.

2°. On peut faire les vérifications de cette étape après puisqu'on a une plaque et on s'arrangera à ce que $a' \geq 1.25b'$

3°. Calcul de l'effort de cisaillement dans les boulons.

$$\text{cisaillement : } V = \frac{V_T}{\text{nbre de boulons}}$$

$$V = \frac{135}{8} = 17 \text{ kN}$$

Résistance au glissement : $V_s = 0.26 \cdot \mu \cdot m \cdot A_b \cdot F_u$

Handbook : page 3.8 ; pour les boulons M24 (A325), on a :

$$A_b = 452 \text{ mm}^2, \quad F_u = 830 \text{ MPa}$$

$m = 1$ et on prend $\mu = 0.59$

$$V_s = 0.26 \times 0.59 \times 1 \times 452 \times 0.83 = 58 \text{ kN}$$

$$T_o = 0.525 \cdot A_b \cdot F_u$$

$$T_o = 0.525 \times 452 \times 0.83 = 197 \text{ kN}$$

Pour un assemblage antiglissement, on doit vérifier :

$$\frac{V}{V_s} + \frac{T}{T_o} \leq 1$$

$$\text{soit : } \frac{17}{58} + \frac{103}{197} = 0.82 < 1 \quad \text{o.k.}$$

4°. Vérification à l'aide de la table d'interaction.

$$x = \frac{V_f}{T_f} = \frac{17}{103} = 0.165$$

Handbook : table 3-8, on procède par interpolation. on a :

$$V_R = 30 \text{ kN} > 17 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

$$T_R = 184 \text{ kN} > 103 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

5° Calcul de l'épaisseur de la plaque.

$$t \geq \sqrt{\frac{P b'}{\phi L F_y}}$$

Bien que les boulons de la rangée ③ travaillent plus que les boulons de la rangée ④, bien que leur T_f soit plus petite, en prenant $P = 2 T_{f④}$ on est sécuritaire.

$$t \geq \sqrt{\frac{2 \times 103 \times 36}{0.9 \times 229 \times 0.3}} = 11 \text{ mm}$$

On choisit $t = 12 \text{ mm}$ comme épaisseur de plaque

6° Résistance à la pression diamétrale.

$$a' \geq 1.25 b' = 1.25 \times 36 = 45 \text{ mm.}$$

$$\text{Posons } a' = 50 \text{ mm}$$

Plastification : $B_r = \phi \cdot e \cdot t \cdot F_u$

$$B_r = 0.67 \times 50 \times 12 \times 0.45 = 181 \text{ kN}$$

Déchirure : $B_r = 3 \phi \times d \times t \times F_u$

$$B_r = 3 \times 0.67 \times 24 \times 12 \times 0.45 = 260 \text{ kN}$$

$$\text{Donc on a } B_r = 181 \text{ kN} > \frac{135}{8} = 17 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

7° Résistance à la fatigue.

Charge d'utilisation + impact : $1.44 \times 83 = 120 \text{ kN}$

$$M^t = \frac{PL}{4} = \frac{120 \times 0.6}{4} = 18 \text{ kN.m}$$

$$\sigma = \frac{M}{S} = \frac{18 \text{ E6}}{488 \text{ E3}} = 37 \text{ MPa}$$

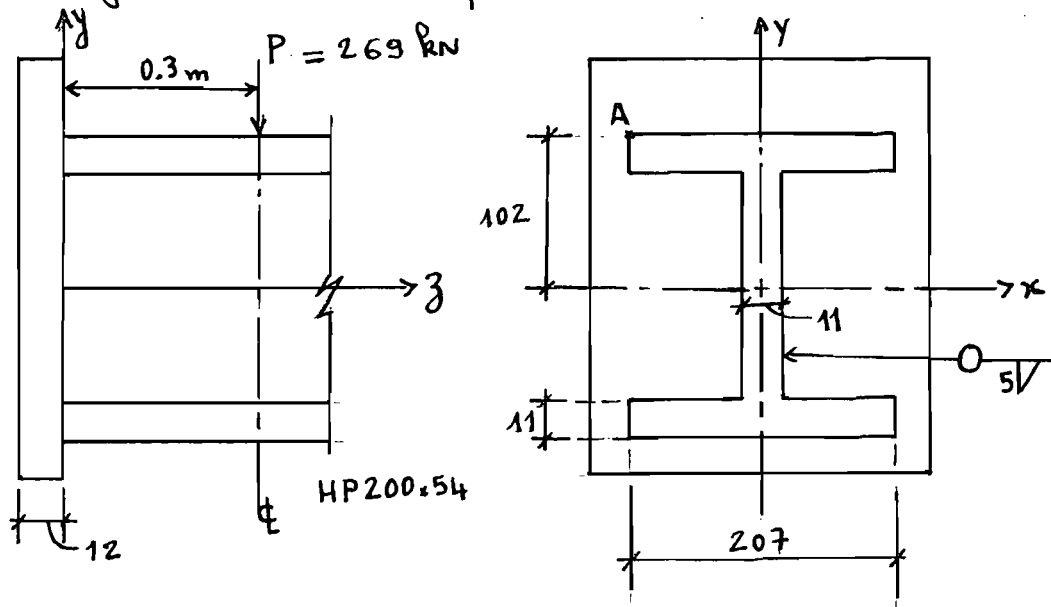
Handbook : figure $k_2 \Rightarrow$ on a le cas 17

table 6(b) \Rightarrow on est dans la catégorie B

figure k₁: Pour un cycle de vie de 2 E6 cycles, on a:

$$\sigma_{adm} = 125 \text{ MPa} > 37 \text{ MPa} \quad 0. k$$

IV. Assemblage soudé traverse-plaque d'extrémité.



1° Hypothèses.

- Nuance de l'acier: G40.21 M300W
- Electrodes: E480 11 $\Rightarrow q_r = 0.155 \text{ kN/mm/mm}$
- Soudure d'angle
- Soudure: tout autour de la pièce.

2° Choix préliminaire de la grosseur nominale.

Grosseur nominale minimale: - Semelle: $t = 11 \text{ mm} < 12 \text{ mm} \Rightarrow D \geq 5 \text{ mm}$

- Ame: $w = 11 \text{ mm} < 12 \text{ mm} \Rightarrow D \geq 5 \text{ mm}$

Grosseur nominale maximale:

• plaque: $t = 12 \text{ mm} > 6 \text{ mm} \Rightarrow D \leq 12 - 2 = 10 \text{ mm}$

$$\bullet 2Dq_r \leq 0.66 \phi w F_y$$

$$\Rightarrow D \leq \frac{0.66 \phi w F_y}{2q_r}$$

$$D \leq \frac{0.66 \times 0.9 \times 10 \times 0.3}{2 \times 0.155} = 5.7 \text{ mm}$$

Compte tenu de toutes ces considérations sur les limites de D , on prend $D = 5 \text{ mm}$ qui est la grosseur nominale minimale recommandée. Toutes les soudures de grosseur nominale minimale doivent être exécutées en une seule passe.

3° Vérification de la soudure.

a/ Calcul de la géométrie de l'ensemble des cordons.

$$I = \sum I_0 + \sum A d^2 \quad I: \text{moment d'inertie des cordons.}$$

Le développement des calculs conduit aux résultats suivants :

$$I_{xx} = 44.8 \text{ E}6 \text{ mm}^4$$

$$I_{yy} = 17.2 \text{ E}6 \text{ mm}^4$$

$$J = I_{xx} + I_{yy} = 6.2 \text{ E}7 \text{ mm}^4$$

b/ Calcul des contraintes aux points les plus sollicités.

En raison de la symétrie de la soudure, il suffit de faire le calcul pour le point A uniquement.

On a la formule suivante

$$Dq_f = \sqrt{\left(\frac{P_x D}{A} + \frac{M_3 C_y D}{J}\right)^2 + \left(\frac{P_y D}{A} + \frac{M_3 C_x D}{J}\right)^2 + \left(\frac{P_z D}{A} + \frac{M_2 C_y D}{I_{xx}} + \frac{M_1 C_x D}{I_{yy}}\right)^2}$$

$Dq_f =$ Effort de cisaillement unitaire pondéré

$A =$ Aire totale de la soudure $= \sum D l$

$C_x, C_y, C_z :$ Composantes en x, y, z (abscisse, ordonnée, ...)

$$A = 5(2 \times 207 + 4 \times 11 + 2 \times 186 + 2 \times 182) = 6070 \text{ mm}^2$$

$$M_x = \frac{PL}{8} = \frac{269 \times 0.6}{8} = 20 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0 \quad ; \quad M_z = 0$$

$$P_x = 0 \quad ; \quad P_y = -269 \text{ kN} \quad ; \quad P_z = 0$$

$$C_x = 103.5 \quad ; \quad C_y = 102 \quad ; \quad C_z = 0$$

Puisque le diamètre D du cordon est le même, on peut le simplifier.

On a donc:

$$q_f = \sqrt{\left(\frac{-269}{6070}\right)^2 + \left(\frac{20000 \times 102}{44.8 \text{ E } 6}\right)^2}$$

$$q_f = 0.064 \text{ kN/mm/mm}$$

c1. Vérification de la soudure.

$$q_f = 0.155 \text{ kN/mm/mm} > 0.064 \text{ kN/mm/mm}$$

4°. Résistance à la fatigue.

Handbook : figure $k_2 \Rightarrow$ on est dans le cas 9
table 6(b) donne la catégorie B

figure k_1 avec $2 \text{ E } 6$ cycles, on a:

$$\sigma_{adm} = 125 \text{ MPa} > 37 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

N.B. Des traverses et les entretoises auront les mêmes types de liaisons avec les poutres principales en raison des conclusions tirées de l'analyse du comportement de ces éléments.

chapitre 3 PONT-RAILS EN BETON ARME

3.1. Description du système structural.

Le pont-rails en béton armé est conçu en système à voie ballastée. L'ossature de ce système est constituée essentiellement de deux poutres principales, de poutres secondaires, d'une dalle et d'entretoises, le tout constituant un caisson dans lequel est contenu le ballast. Les poutres principales ont deux fonctions fondamentales. La première est d'offrir, grâce à leurs dimensions élevées, une grande table de compression et de reprendre les efforts de surcharges transmis par le système dalle-poutres secondaires avec une section d'armature qui rencontre les critères économiques et de dispositions constructives tels que le préconise la norme. La seconde est de constituer les faces longitudinales du caisson. Les poutres secondaires servent de support à la dalle et transmettent aux poutres principales une partie importante des efforts de surcharges transmis par la dalle. La dalle a pour fonction de transmettre aux poutres secondaires et aux poutres principales les efforts de surcharges transmis par l'intermédiaire du ballast. Le ballast est utilisé pour ne pas constituer de point singulier sur la dalle et ainsi transformer les surcharges

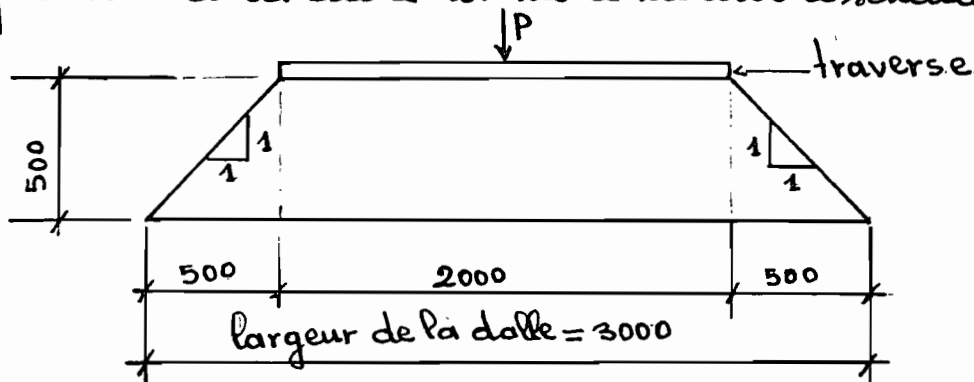
de voie en charges uniformément réparties sur la dalle. Des entretoises sont utilisées aux appuis pour augmenter la rigidité torsionnelle de l'ensemble, reposer le système aux appuis et constituer les faces latérales du caisson.

3-2. Analyse.

3.2.1 Evaluation des charges et surcharges.

1° Surcharges transmises par le ballast.

Le train type de dimensionnement est le convoi type 1927 avec des essieux de 17 tonnes. Pour le cheminement des contraintes à l'intérieur du ballast, on considère le schéma empirique de répartition 1:1 (méthode 1:1) qui est une approche assez sécuritaire. Avec cette approximation la sera transmise verticalement et uniquement à la dalle comme le montre le schéma suivant:



La configuration du convoi type nous amène à faire une approximation sécuritaire pour la détermination de la surcharge à appliquer à la dalle. On considère que l'effet de deux essieux les plus rapprochés (de 1.5 m) s'exerce jusqu'à une distance égale à la moitié

de la distance entre les deux essieux, cela revient à appliquer une charge de 34 tonnes sur une surface de $3 \times 3 \text{ m}^2$. on a donc :

$$\text{surcharge} = \frac{34 \times 9.81}{3 \times 3} = 37.1 \text{ kN/m}^2$$

cette surcharge nous donne l'effet le plus important lorsque le convoi passe. Pour rester sécuritaire, on considère cette surcharge appliquée sur toute la dalle.

2° Surcharge due au poids du ballast.

Poids volumique: $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$

$$\text{surcharge} : 16 \times 0.6 = 9.6 \text{ kN/m}^2$$

3° Charges mortes.

a/- Dalle.

Comme hypothèse de départ, on a une dalle de 300 mm d'épaisseur. $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$

$$\text{charge morte} = 0.3 \times 24 = 7.2 \text{ kN/m}^2$$

b/- Poutres secondaires.

Hypothèse: on considère une section de $600 \times 300 \text{ mm}^2$

$$\text{charge morte} = 0.6 \times 0.3 \times 24 = 4.3 \text{ kN/m}$$

c/- Poutres principales.

Hypothèse: on considère une section de $1600 \times 400 \text{ mm}^2$

$$\text{charge morte} = 1.6 \times 0.4 \times 24 = 15.4 \text{ kN/m}$$

3.2.2. Moments et efforts tranchants.

1° Dalle.

a/- Moments dus aux charges permanentes.

Pour les notations des moments et efforts tranchants → Annexe IV

charges permanentes: ballast: 9.6 kN/m^2

dalle : 7.2 kN/m^2

$$\underline{16.8 \text{ kN/m}^2}$$

$$M_{ys} = M_{xs} = 0.0202 q a^2$$

$$= 0.0202 \times 16.8 \times 3^2 = 3.05 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{xvs} = M_{yvs} = 0.0515 q a^2$$

$$= 0.0515 \times 16.8 \times 3^2 = 7.79 \text{ kN.m/m}$$

b/- Moments dus à la surcharge: 37.1 kN/m^2

$$M_{ys} = M_{xs} = 0.0202 \times 37.1 \times 3^2 = 6.74 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{xvs} = M_{yvs} = 0.0515 \times 37.1 \times 3^2 = 17.20 \text{ kN.m/m}$$

c/- Facteur d'impact.

$$I = \frac{300}{5} + \frac{50L}{L+D}$$

S: longueur de l'élément en pieds

L: moment max dû aux surcharges

D: moment max dû aux charges permanentes

$$I = \frac{300}{3/0.3048} + \frac{50 \times 17.2}{17.2 + 7.79} = 65\%$$

On prendra $I = 60\%$ puisque c'est le maximum que la norme recommande.

d/- Moments pondérés.

$$M = 1.35 \left[M_0 + \frac{5}{3} (1+I) \cdot M_L \right]$$

$$M_{yvsp} = 1.35 \left[7.79 + \frac{5}{3} (1+0.6) \times 17.2 \right] = 72.4 \text{ kN.m/m} \quad (-)$$

$$M_{ysp} = 1.35 \left[3.05 + \frac{5}{3} (1+0.6) \times 6.74 \right] = 28.4 \text{ kN.m/m} \quad (+)$$

e/- Efforts tranchants pondérés.

- effort tranchant dû aux charges permanentes.

$$T_{xvs} = T_{yvs} = 0.446 q a$$

$$T_{xvs} = T_{yvs} = 0.446 \times 16.8 \times 3 = 22.48 \text{ kN/m}$$

• effort tranchant dû aux surcharges

$$T_{xvs} = T_{yvs} = 0.446 \times 37.1 \times 3 = 49.64 \text{ kN/m}$$

• effort tranchant pondéré:

$$T_f = 1.35 \left[22.48 + \frac{5}{3} (1 + 0.6) \times 49.64 \right]$$

$$T_f = 209 \text{ kN/m}$$

2° Poutres secondaires.

• surcharge : $2 \times 37.1 \times 1.5 = 111.3 \text{ kN/m}$

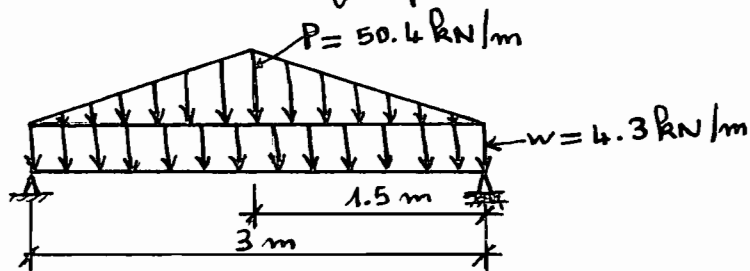
• Charges permanentes: ballast : $2 \times 9.6 \times 1.5 = 28.8 \text{ kN/m}$

$$\text{dalle} : 2 \times 7.2 \times 1.5 = 21.6 \text{ kN/m}$$

$$\underline{50.4 \text{ kN/m}}$$

pois mort poutre : 4.3 kN/m

a/ Moments dus aux charges permanentes.

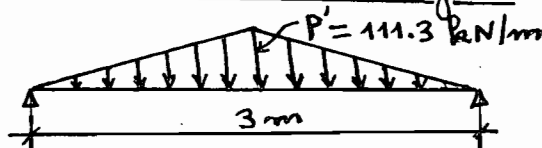


En appliquant le principe de superposition, on a:

$$\text{moment en milieu de travée} = M_{\max} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL^2}{12}$$

$$M_{\max} = \frac{4.3 \times 3^2}{8} + \frac{50.4 \times 3^2}{12} = 41.9 \text{ kN.m}$$

b/ Moments dus aux surcharges.



$$M_{\max} = \frac{P'L^2}{12}$$

$$= \frac{111.3 \times 3^2}{12} = 83.5 \text{ kN.m}$$

c/. Facteur d'impact -

$$I = \frac{300}{5} + \frac{50L}{L+D}$$

$$I = \frac{300}{3/0.3048} + \frac{50 \times 83.5}{83.5 + 41.9} = 64\%$$

On prend donc $I = 60\%$

d/. Moments pondérés -

$$M_f = 1.35 \left[M_D + \frac{5}{3} (1+I) M_L \right]$$

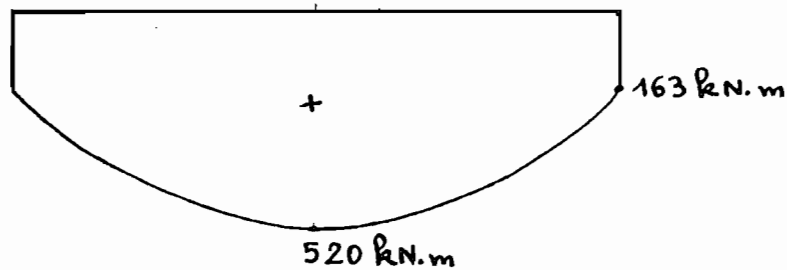
$$M_f = 1.35 \left[41.9 + \frac{5}{3} (1+0.6) \times 83.5 \right] = 357.2 \text{ kN.m}$$

A ce moment il faut ajouter le moment de torsion exercé par la dalle sur les poutres principales et qui se traduit par un moment de flexion aux extrémités des poutres secondaires.

$$\text{Moment constant supplémentaire} = 2 \times 81.5 = 163 \text{ kN.m}$$

81.5 kN.m représente le moment de torsion exercé par la dalle sur les poutres principales de part et d'autre de l'extrémité d'une poutre secondaire.

$$M_{f_{\max}} = 357.2 + 163 = 520 \text{ kN.m}$$



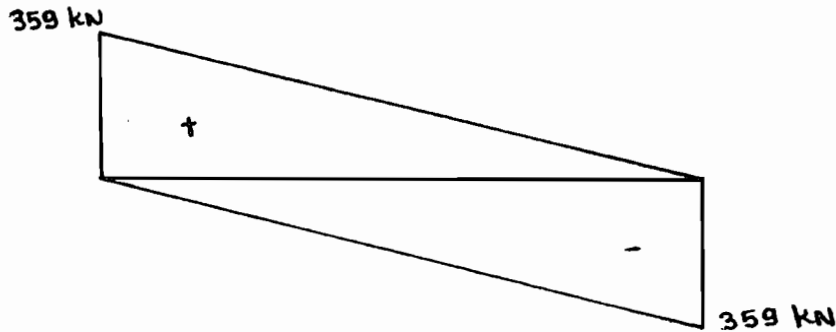
e/. Efforts tranchants pondérés -

$$V_L = \frac{PL}{4} = \frac{111.3 \times 3}{4} = 83.5 \text{ kN}$$

$$V_D = \frac{wL}{2} + \frac{PL}{4} = \frac{4.3 \times 3}{2} + \frac{50.4 \times 3}{4} = 43.2 \text{ kN}$$

$$V = 1.35 \left[V_D + \frac{5}{3} (1+I) \cdot V_L \right]$$

$$V_{f_{max}} = 1.35 \left[43.2 + \frac{5}{3} (1+0.6) \cdot 83.5 \right] = 359 \text{ kN}$$



3° Poutres principales.

a/ Charges permanentes: ballast: $9.6 \times 1.5 = 14.4 \text{ kN/m}$

dalle: $7.2 \times 1.5 = 10.8 \text{ kN/m}$

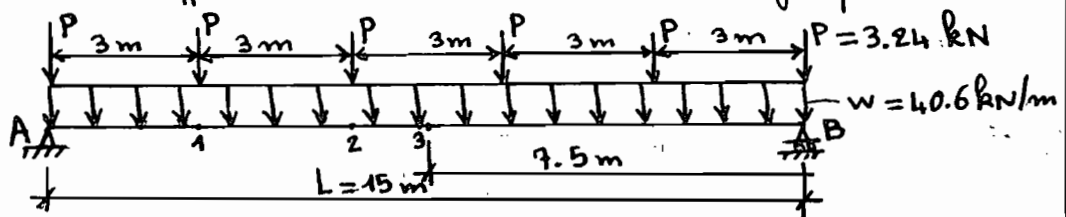
Poids propre: $= 15.4 \text{ kN/m}$

40.6 kN/m

Réaction poutre secondaire = $0.3 \times 0.3 \times 24 \times \frac{3}{2} = 3.24 \text{ kN}$

b/ Surcharge: $37.1 \times \frac{3}{2} = 55.65 \text{ kN/m}$

c/ Moments et efforts tranchants dus aux charges permanentes.



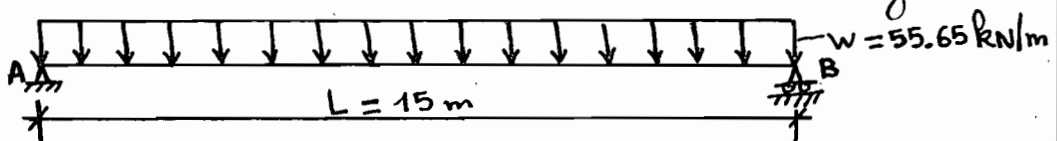
$$R_A = R_B = \frac{wL}{2} + 3P = 314.2 \text{ kN}$$

Section 1: $V_1 = 189 \text{ kN}$ et $M_1 = 750 \text{ kN.m}$

Section 2: $V_2 = 64 \text{ kN}$ et $M_2 = 1126 \text{ kN.m}$

Section 3: $V_3 = 0$ et $M_3 = 1172 \text{ kN.m}$

d/ Moments et efforts tranchants dus aux surcharges.



$$V_{\max} = \frac{wL}{2} = 417 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = 1565 \text{ kN.m}$$

e/- Facteur d'impact.

$$I = \frac{300}{5} + \frac{50L}{L+D}$$

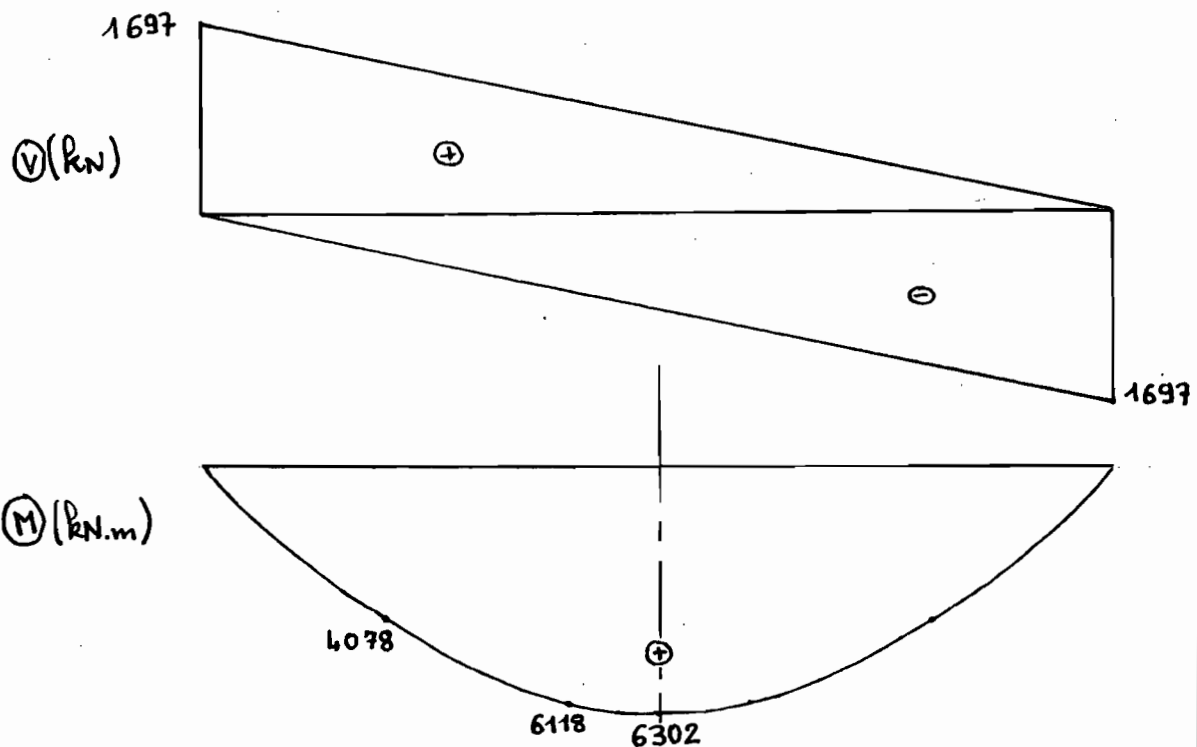
$$I = \frac{300}{15/0.3048} + \frac{50 \times 1565}{1565 + 1172} = 36\%$$

f/- Moments et efforts tranchants pondérés.

$$M = 1.35 \left[M_D + \frac{5}{3}(1+0.36) \cdot M_L \right]$$

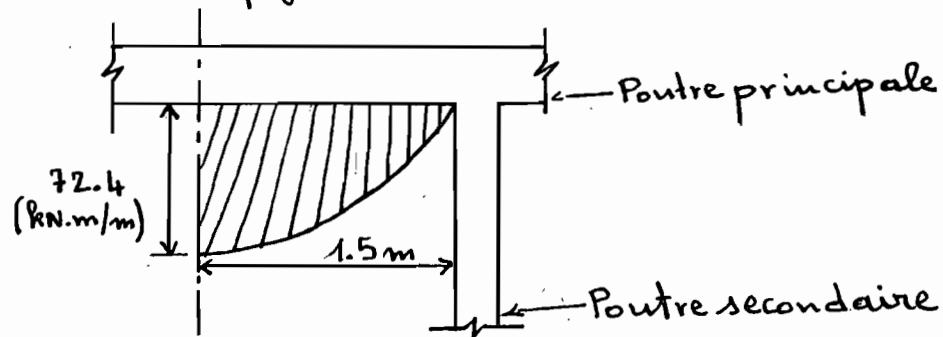
$$V = 1.35 \left[V_D + \frac{5}{3}(1+0.36) \cdot V_L \right]$$

Pour l'enveloppe de l'effort tranchant, afin de simplifier la représentation et rester sécuritaire, on la considère linéaire.



g/- Moment de torsion.

Le moment d'encastrement de la dalle dans les poutres principales a la configuration suivante :



ce moment est un moment de torsion sur la poutre principale et qui croit pour atteindre son maximum au nœud avec la poutre secondaire.

$$T_{u_{\max}} = 72.4 \times 1.5 \times \frac{3}{4} = 81.5 \text{ kN.m} \\ \approx 82 \text{ kN.m}$$

3.3. Dimensionnement.

1°. Dalle.

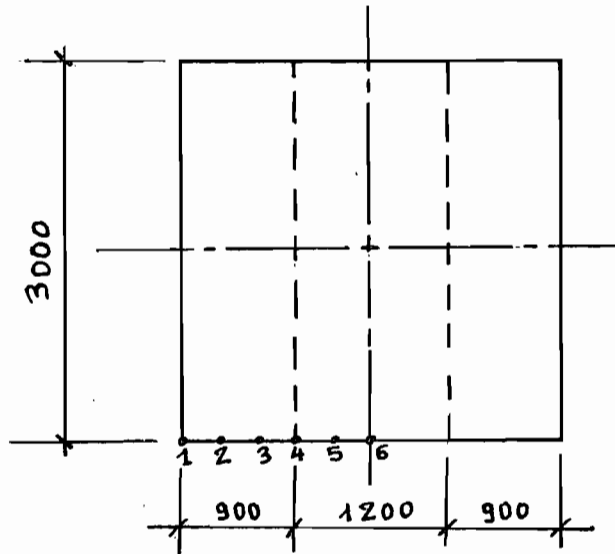
Le dimensionnement fait dans une direction de flexion de la dalle est valable dans l'autre puisqu'on a une dalle carrée uniformément chargée.

a/- Armature supérieure.

On divise la dalle en deux zones. La zone centrale large de 1200 mm et la zone constituée par les deux bandes extrêmes de 900 mm de large chacune. La zone centrale sera dimensionnée avec le moment d'encastrement maximum déjà calculé à la section 6 et qui est de -72.4 kN.m/m . Les deux bandes extérieures

seront dimensionnées avec le moment de la section 3 dont le coefficient donné par les tables est de 0.0388

$$M_{3f} = \frac{-72.4}{0.0515} \times 0.0388 = -54.5 \text{ kN.m/m}$$



- Zone centrale.

$$f_y = 400 \text{ MPa}, f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$M_{of} = 72.4 \text{ kN.m/m (-)}$$

$$d_{\text{effectif}} = 300 - 40 - 8 = 252 \text{ mm}$$

$$k_u = \frac{M_u}{b d^2}$$

$$k_u = \frac{72.4 \text{ E6}}{1000 \times 252^2} = 1.14$$

$$\Rightarrow \rho = 0.0033$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0033 \times 252 \times 1000 = 832 \text{ mm}^2$$

On choisit 10 # 10M @ 100 c/c par mètre ($A_s = 1000 \text{ mm}^2$)

- bandes extérieures.

$$d_{\text{effectif}} = 252$$

$$k_u = \frac{54.5 \text{ E6}}{1000 \times 252^2} = 0.86$$

$$\Rightarrow \rho = 0.00302$$

$$A_s = 0.00302 \times 252 \times 1000 = 761 \text{ mm}^2$$

Pour uniformiser l'armature, on prend 8 #10M @ 125 c/c par mètre.

b). Armature inférieure.

$$M_u = 28.4 \text{ kN.m/m}$$

$$k_u = \frac{28.4 \text{ E6}}{1000 \times 252^2} = 0.45$$

$$\Rightarrow \rho < \rho_{\min} = 0.0020$$

$$A_s = 0.002 \times 1000 \times 252 = 454 \text{ mm}^2$$

On choisit 5 #10M @ 200 c/c par mètre.

N.B: Des armatures inférieures et supérieures de la dalle seront continues dans les deux directions.

2°. Poutres secondaires.

A. Flexion.

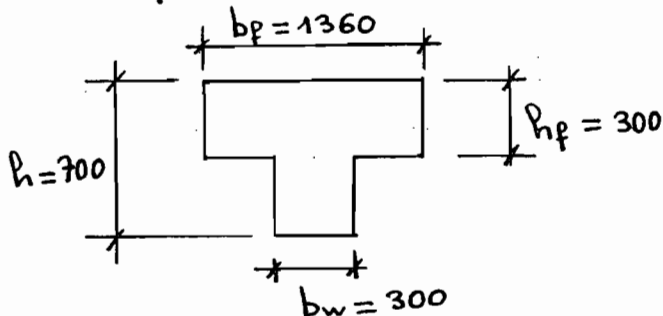
a). Des poutres secondaires sont en fait des poutres en T (té).

$$b_f \leq 0.4 \times \text{portée} = 0.4 \times 3400 = 1360 \text{ mm}$$

$$b_f \leq b_w + 24 r_{pf} = 300 + 24 \times 300 = 7500 \text{ mm}$$

$$b_f \leq \text{espacement entre les poutres} = 330 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow b_f = 1360 \text{ mm}$$



b/- Position de l'axe neutre.

$$\text{Posons } d = 700 - 40 - 10 - 30 - 20 = 600 \text{ mm}$$

Supposons $\alpha = h_p$, dans ce cas on a une poutre rectangulaire

$$M_R = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_{\text{appliqué}}}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{520 \text{ E6}}{0.9 \cdot 400 \left(600 - \frac{300}{2} \right)} = 3210 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{3210 \times 400}{0.85 \times 30 \times 1360} = 37 \text{ mm}$$

$$\text{d'où } h_p > \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

On a donc une poutre rectangulaire de largeur $b = 1360 \text{ mm}$

$$k_u = \frac{M}{b d^2}$$

$$k_u = \frac{520 \cdot \text{E6}}{1360 \times 600^2} = 1.06$$

$$\rho < \rho_{\min} = 0.0035$$

$$A_s = 0.0035 \times 1360 \times 600 = 2856 \text{ mm}^2$$

On choisit 6 # 30 M

B/- Cisaillement.

$$V_{u_{\max}} = 359 \text{ kN}$$

$$d = 600 \text{ mm} \quad \text{et étriers \# 10 M}$$

• A l'appui.

$$v_{\max} = \frac{V_{u_{\max}}}{\phi b d} = \frac{359 \cdot \text{E-3}}{0.85 \times 0.3 \times 0.6} = 2.35 \text{ MPa}$$

• A une distance d de l'appui -

On fait l'approximation que l'enveloppe de l'effort tranchant est une courbe linéaire.

$$v_u = \frac{1500 - 600}{1500} \times 2.35 = 1.41 \text{ MPa}$$

a/- Composante de cisaillement repris par le béton.

$$v_c = 0.17 \sqrt{f'_c} = 0.93 \text{ MPa}$$

b/- Calcul de $v_u - v_c$.

• à une distance 'd' : $v_u - v_c = 1.41 - 0.93 = 0.48 \text{ MPa}$

c/- Vérification de la dimension de la section.

$$(v_u - v_c)_{\max} = 0.67 \sqrt{f'_c} = 3.67 \text{ MPa} > 0.48 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

d/- Espacement maximum.

$$v_u - v_c = 0.33 \sqrt{f'_c} = 1.81 \text{ MPa}$$

$$(v_u - v_c) = 0.48 \text{ MPa} < 1.81 \text{ MPa} \Rightarrow s \leq \begin{cases} \frac{d}{2} = 300 \text{ mm} \\ 3b = 900 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

d'où $s_{\max} = 300 \text{ mm}$

c/- Espacement des étriers.

• Départ : $v_u - v_c = 0.48 \text{ MPa}$

$$s_{\text{requis}} = \frac{A_v \times f_y}{(v_u - v_c) b} = \frac{200 \times 400}{0.48 \times 300} = 555 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

On prendra donc un espacement de 300 mm

• $v_u - v_c = 0.35 \text{ MPa}$, on met de l'acier minimum avec :

$$s = \frac{200 \times 400}{0.35 \times 300} = 762 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

On prend donc $s = 300 \text{ mm}$

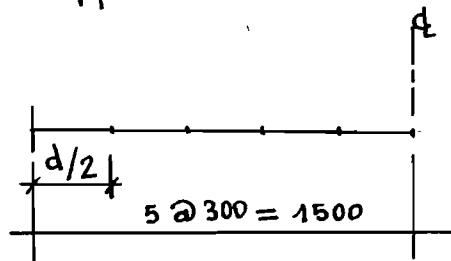
Distance à partir de laquelle l'acier n'est plus requis.

Elle correspond à la section où $v \leq \frac{v_c}{2}$

$$\text{ou } a : \frac{2.35}{1500} = \frac{v_c/2}{1500-x}$$

$$\text{ou trouve } x = 1203 \text{ mm}$$

La norme recommande de commencer les étriers à $\frac{d}{2}$ de la face de l'appui.



3° - Poutres principales.

$$T_u = 82 \text{ kN.m}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$M_u = 6302 \text{ kN.m}$$

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

$$V_u = 1697 \text{ kN}$$

a/- Dimensions du tube équivalent.

- distance de la surface au centre des barres inférieures

$$\text{On suppose } = 40 + 11.7 + 35 + 40 + \frac{35}{2} = 145 \text{ mm}$$

- distance de la surface au centre des barres supérieures

$$\text{On suppose } = 40 + 11.7 + \frac{35}{2} = 70 \text{ mm}$$

Pour le développement des calculs, on aura $h = 1800 \text{ mm}$.

Cette augmentation de la valeur de h n'affecte presque pas les résultats de l'analyse déjà effectuée.

$$d = 1800 - 145 = 1655 \text{ mm}$$

$$h_o = 1800 - 145 - 70 = 1585 \text{ mm}$$

$$b_o = 400 - 2 \times 70 = 260 \text{ mm}$$

$$A_o = b_o \times h_o = 412100 \text{ mm}^2$$

$$P_o = 2(b_o + h_o) = 3690 \text{ mm}$$

$$t_o = 0.75 \cdot A_o / P_o = 95 \text{ mm}$$

$$A_c = b \cdot h = 720000 \text{ mm}^2$$

$$P_c = 2(b + h) = 4400 \text{ mm}$$

$$t_c = 0.75 \cdot A_c / P_c = 123 \text{ mm}$$

b1. Calcul de l'acier longitudinal pour la flexion.

$$A_{sf} = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot M_u}{1.7 \cdot \phi b d^2 f'_c}} \right] \times \frac{0.85 f'_c b d}{f_y}$$

$$A_{sf} = \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 6302 \text{ E6}}{1.7 \cdot 0.9 \cdot 400 \cdot 1655^2 \cdot 30}} \right] \times \frac{0.85 \cdot 30 \cdot 400 \cdot 1655}{400}$$

$$A_{sf} = 12399 \text{ mm}^2$$

c1. Calcul de l'acier de cisaillement.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d}$$

$$v_u = \frac{1697 \text{ E3}}{0.85 \cdot 400 \cdot 1655} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$v_c = 0.17 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.93 \text{ MPa}$$

$$(v_u - v_c) = 2.09 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(v_u - v_c) \cdot b}{f_y}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{2.09 \cdot 400}{400} = 2.09 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

d1. Calcul de l'acier transversal pour la torsion.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi 2 A_o f_y}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{82 \cdot E6}{0.85 \cdot 2 \cdot 412100 \cdot 400} = 0.29 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

e1 - Calcul de l'acier longitudinal pour la torsion.

$$A_p = \frac{T_u}{\phi 2 A_o f_y} \cdot P_o = \frac{A_t}{s} \cdot P_o$$

$$A_p = 0.29 \cdot 3690 = 1080 \text{ mm}^2$$

f1 - Détermination de l'espacement des étriers.

$$\frac{\text{surface d'une branche}}{\text{espacement des étriers}} = \frac{(A_v/s)}{\text{nbre de branche}} + \frac{A_t}{s}$$

• Pour $\frac{A_v}{s} = 2.09 \text{ mm}^2/\text{mm}$, on a :

$$\frac{(A_v/s)}{2} + \frac{A_t}{s} = \frac{2.09}{2} + 0.29 = 1.34 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$s = \frac{200}{1.34} = 149 \text{ mm}$$

on prend $s = 145 \text{ mm}$

• Pour $s = 200 \text{ mm}$, on a :

$$v_u - v_c = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow v_u = 2.35 \text{ MPa}$$

distance à partir de laquelle $s = 200$: $x = 3328 \text{ mm}$

• Pour $s = 250 \text{ mm}$, on a :

$$v_u - v_c = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow v_u = 1.95 \text{ MPa}$$

distance à partir de laquelle $s = 250 \text{ mm}$: $x = 5315 \text{ mm}$

g1 - Calcul de l'acier longitudinal pour la flexion et la torsion.

$$\text{Acier du bas : } A_s = A_{sf} + \frac{A_p}{2}$$

$$A_s = 12399 + \frac{1080}{2} = 12939 \text{ mm}^2$$

on choisit 14 # 35 M soit $A_s = 14000 \text{ mm}^2$

Acier du haut: $A'_s = \frac{A_e}{2} - \frac{M_u}{0.9 \cdot d \cdot f_y}$

$$A'_s = \frac{1080}{2} - \frac{6302 \cdot E6}{0.9 \cdot 1655 \cdot 400} = -10037 \text{ mm}^2$$

Le signe négatif signifie que la compression due à la flexion est plus grande que la tension due à la torsion. L'acier minimum devrait en fait suffire.

Mais la norme propose de mettre $A'_s = 50\% \cdot A_s$ pour subvenir au problème de fluage dû à la forte compression dans le béton suite aux surcharges.

D'où 8#35M suffisent soit $A'_s = 8000 \text{ mm}^2$

h/- Vérification de l'espacement de l'acier longitudinal.

Le maximum permis est de 300 mm entre les barres longitudinales. La distance entre les armatures supérieures et inférieures les plus proches est de 1353 mm. On mettra donc cinq espacements de 271 mm, soit 4#10M à chaque face.

i/- Vérification de l'espacement maximum des étriers.

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} = 827 \text{ mm}$$

$$S_{\max} \leq \frac{P_o}{8} = 461 \text{ mm}$$

j/- Vérification de l'acier minimum de torsion.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{200}{145} = 1.38 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$7 \times \frac{A_t}{s} = 9.7 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_e}{P_o} = \frac{(14000 + 8000 + 1600)}{3690} = 6.4 \text{ mm}^2/\text{mm} < 9.7 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{O.K.}$$

$$\frac{A_t}{s} \times \frac{A_e}{P_o} = 1.38 \times 6.4 = 8.83 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{1.5 \cdot A_{ctc}}{f_y \cdot A_o} = \frac{1.5 \cdot 720000 \cdot 123}{400 \cdot 412100} = 0.83 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{d'où } \frac{A_t}{5} \times \frac{A_p}{P_o} > \frac{1.5 A_c t_c}{f_y A_o} \quad \text{O.K.}$$

k/- Vérification du taux d'armature.

$$\frac{A_s - A'_s}{b d} < \rho_{\max}$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.0244$$

$$\frac{A_s - A'_s}{b d} = \frac{14000 - 8000}{400 \times 1655} = 0.0091 < 0.0244 \quad \text{O.K.}$$

$$\approx 0.28 \rho_b$$

l/- Vérification de $(v_u - v_c)_{\max}$ -

$$(v_u - v_c)_{\max} = 0.67 \sqrt{f'_c} = 3.67 \text{ MPa} > 2.09 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

m/- Vérification de $(v_u + v_{tu})_{\max}$ -

$$v_{tu} = \frac{T_u}{\phi 2 A_o t_o}$$

$$v_{tu} = \frac{82 \times E6}{0.85 \times 2 \times 412100 \times 95} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$v_u + v_{tu} = 3.02 + 1.23 = 4.25 \text{ MPa}$$

$$(v_u + v_{tu})_{\max} = 0.22 f'_c = 6.6 \text{ MPa} > 4.25 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

n/- Vérification des dimensions du tube équivalent.

Centre de gravité des barres du bas = 148.2 mm

$$d = 1800 - 148.2 = 1652 \text{ mm} \approx 1655 \text{ mm}$$

$$P_o = 1800 - 148 - 40 - 16 - 35 - \frac{40}{2} = 1541 \text{ mm} \approx 1585 \text{ mm}$$

$$b_o = 400 - 2 \times 40 - 2 \times 16 - 35 = 253 \text{ mm} \approx 260 \text{ mm.}$$

Design O.K.

* Arrêt des armatures de tension.

Pour l'interruption des barres on utilise la méthode graphique. Se référer à la figure 1 de la page suivante.

- Résistance en flexion pour $A_s = 14000 \text{ mm}^2$ (14#35)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{b_w \cdot 0.85 \cdot f'_c}$$

$$a = \frac{14000 \times 400}{400 \times 0.85 \times 30} = 549 \text{ mm}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_u = 0.9 \times 14000 \times 400 \left(1655 - \frac{549}{2}\right)$$

$$M_u = 6958 \text{ kN.m}$$

- Résistance si on enlève deux barres

$$M_u = \frac{6958 \times 12}{14} = 5964 \text{ kN.m}$$

Du point où $M = 5964 \text{ kN.m}$, on doit développer les 2 barres sur une longueur de d ou $12d_b$ soit 1655

ou 4×28 , disons 1660 mm. Du graphique on tire l_d

$$l_d = 3700 \text{ mm} > 1390 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

- Résistance si on enlève deux autres barres.

$$M_u = \frac{6958 \times 10}{14} = 4970 \text{ kN.m}$$

Du point où $M = 4970 \text{ kN.m}$, on doit développer les deux barres sur une longueur de 1660 mm

Du graphique on tire l_d .

$$l_d = 3300 \text{ mm} > 1390 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

- Résistance si on enlève encore deux autres barres

$$M_u = \frac{6958 \times 8}{14} = 3976 \text{ kN.m}$$

Du point où $M = 3976 \text{ kN.m}$, on doit développer les deux barres sur une longueur de 1660 mm

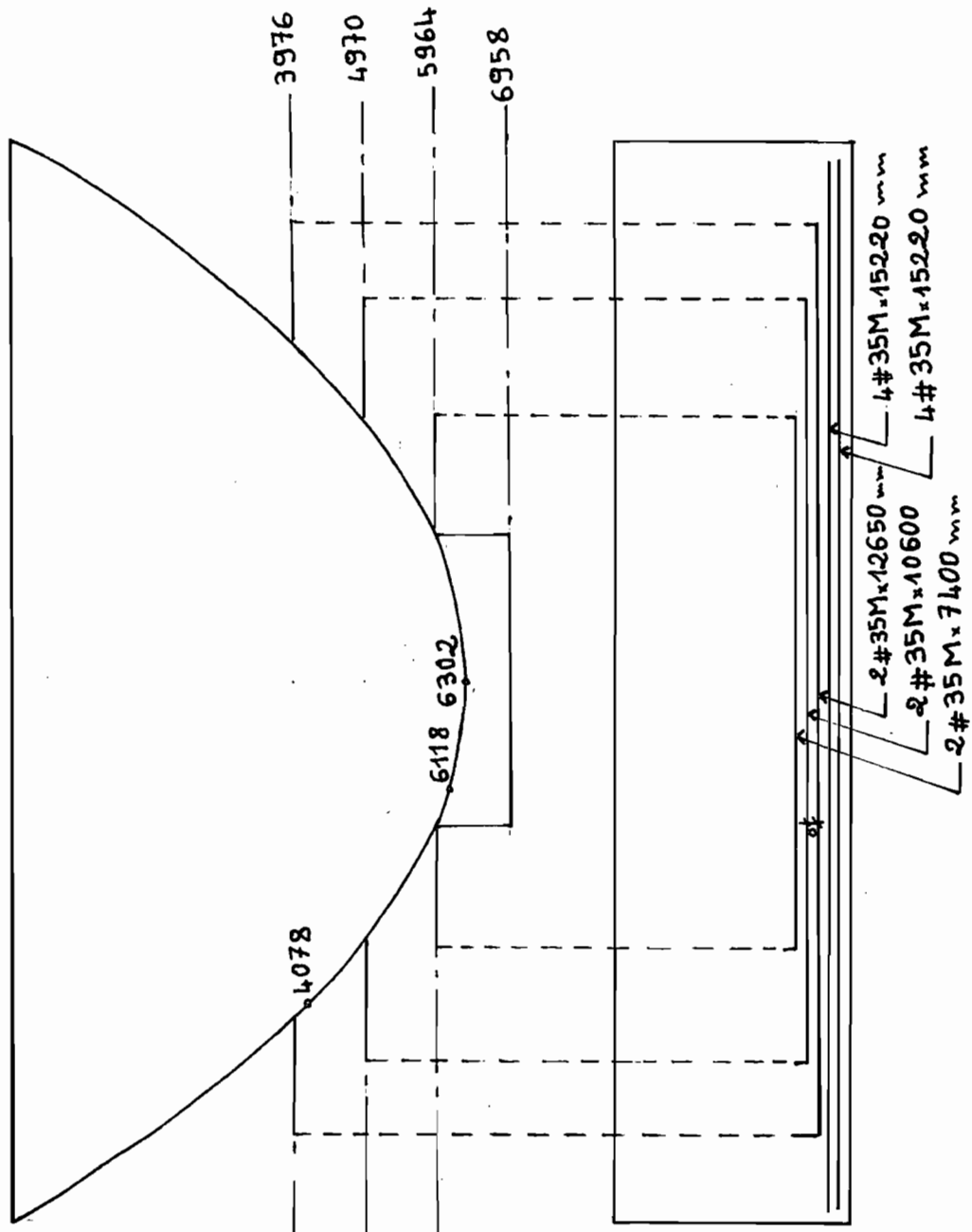
Du graphique on tire l_d .

$$l_d = 2700 \text{ mm} > 1390 \text{ mm} \quad \text{o.k}$$

N.B: 1390 mm représente la longueur d'ancrage requise pour les barres de diamètre 35 M .

On se limite à l'interruption de 6 barres seulement puisque la norme préconise de ne pas en interrompre plus de la moitié de A_s .

Fig 1. Arrêt des barres : échelle verticale 1 cm = 1000 kN.m (Diagramme des moments)
 - échelle horizontale : 1/100



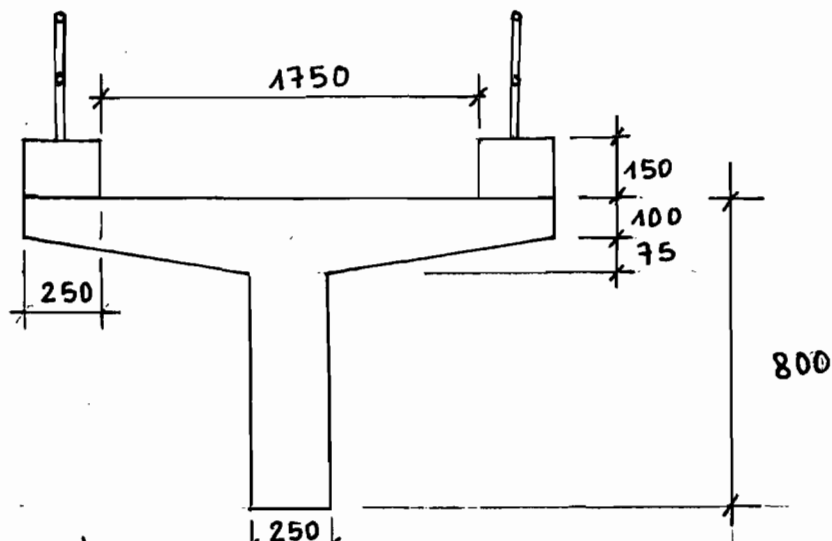
4-1. Description du système structural.

La conception architecturale de la passerelle à piéton a été guidée par le programme de calcul des sections en T (té) en béton précontraint. Le système qu'on a choisi est composé essentiellement d'une poutre en T. La largeur de la semelle est choisie suffisante pour avoir une emprise convenable. Le système comporte aussi deux garde-corps qui bordent la voie et deux entretoises pour reposer la poutre aux appuis. Les entretoises auront également pour rôle d'augmenter la rigidité torsionnelle du système et de s'opposer au renversement.

4-2. Analyse et dimensionnement.

Le dimensionnement de la poutre en T est réalisé à l'aide d'un programme d'ordinateur que notre directeur de projet avait mis à notre disposition. Pour le fonctionnement des programmes, il fallait donner les caractéristiques géométriques de la poutre ainsi que les surcharges et la charge morte non pondérées.

1°. Détermination du nombre de torons.. Géométrie de la section.



Longueur du pont = 16420 mm

On a une surcharge de 450 kg/m^2 , soit 4.4 kN/m^2

• Surcharge permanente due au garde-corps :

$$2 \times 0.15 \times 0.25 \times 24 = 1.8 \text{ kN/m}$$

• Surcharge : $4.4 \times 1.75 = 7.7 \text{ kN/m}$

Le programme ainsi que les résultats sont présentés à l'annexe V.

2° Armature perpendiculaire à l'axe de la poutre.

• Charge permanente

$$* \text{ C.M} = 0.1375 \times 1 \times 24 = 3.3 \text{ kN/m}$$

$$M^t = \frac{w l^2}{2} = \frac{3.3 \times 1^2}{2} = 1.65 \text{ kN.m}$$

$$* \text{ C.V} : 0.15 \times 0.25 \times 1 \times 24 = 0.9 \text{ kN}$$

$$M^t = 0.9 \times 0.875 = 0.79 \text{ kN.m}$$

$$\text{moment total} : M = 1.65 + 0.9 = 2.44 \text{ kN.m}$$

— Surcharge.

$$M^t = \frac{w l^2}{2} = \frac{4.4 \times 1^2}{2} = 2.2 \text{ kN.m}$$

- Moment pondéré.

$$\text{Impact: } I = \frac{15}{L+38}$$

L: longueur

$$I = \frac{15}{16.42+38} = 0.276$$

$$M_p = 1.3 [M_D + 1.67(1+I) \times M_L]$$

$$M_p = 1.3 [2.44 + 1.67 \times 1.276 \times 2.2] \\ = 9.3 \text{ kN.m}$$

$$d_{\text{effectif}} = 175 - 40 - 5 = 130 \text{ mm}$$

$$k_u = \frac{M_u}{b d^2}$$

$$k_u = \frac{9.3 \times 10^6}{1000 \times 130^2} = 0.55$$

$$\Rightarrow \rho < \rho_{\text{min}} = 0.0035$$

$$A_s = 0.0035 \times 1000 \times 130 = 455 \text{ mm}^2$$

$$\text{On choisit } 5 \#10 \text{ M soit } A_s = 500 \text{ mm}^2$$

On aura donc 5 #10 M @ 200 c/c par mètre.

3° Armature de retrait.

Pour le retrait la norme recommande de mettre de l'armature minimale avec $\rho = 0.002$

$$A_s = 0.002 \times 1000 \times 137.5 = 275 \text{ mm}^2$$

On choisit 3 #10 M

On aura donc 3 #10 M pour chaque aile et on prendra des dispositions constructives pour les placer.

4° Dimensionnement au cisaillement et à la torsion.

$$01. \text{ charge morte poutre: } 0.475 \times 24 = 11.4 \text{ kN/m}$$

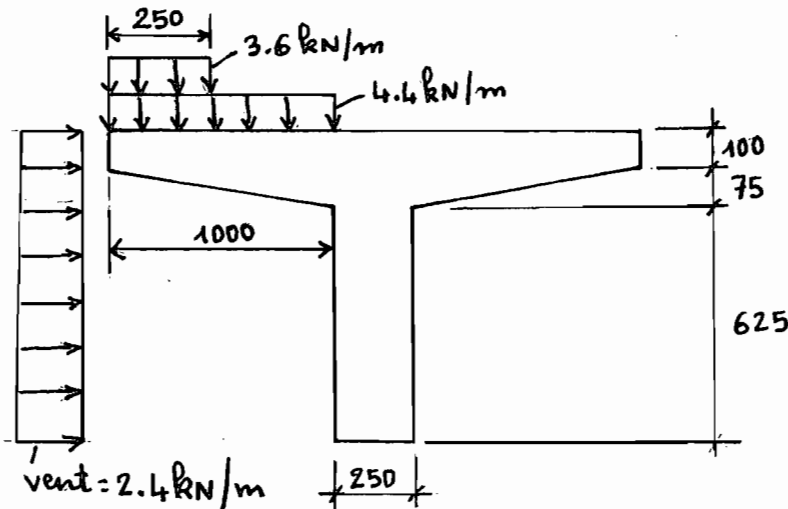
charge permanente totale: $1.8 + 11.4 = 13.2 \text{ kN/m}$

surcharge : 7.7 kN/m

$$w = 1.3 [13.2 + 1.67 \times 1.276 \times 7.7] = 38.5 \text{ kN/m}$$

$$V_u = \frac{wL}{2} = \frac{38.5 \times 16.42}{2} = 316 \text{ kN}$$

b/. Moment de torsion.



centre de gravité de la section = 592 mm

$$\text{Charge permanente} \left\{ \begin{array}{l} \text{c.M: } M = \frac{3.6 \times 1.125^2}{2} = 2.1 \text{ kN.m} \\ \text{c.V: } M = 3.6 \times 0.25 \times 1 = 0.9 \text{ kN.m} \end{array} \right. \\ \underline{3 \text{ kN.m}}$$

$$\text{surcharge} : \left\{ \begin{array}{l} \text{c.V: } M = \frac{4.4 \times 1.125^2}{2} = 2.9 \text{ kN.m} \\ \text{vent: } M = 2.4 \times 0.8 (0.592 - 0.4) = 0.37 \text{ kN.m} \end{array} \right. \\ \underline{3.27 \text{ kN.m}}$$

$$T_u = 1.3 [3 + 1.67 \times 1.276 \times 3.27]$$

$$T = 12.6 \text{ kN.m}$$

c/. Dimensions du tube équivalent.

Ou prendra des étriers #10M et un enrobage de 50 mm

$$d = 710 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$h_o = 800 - 2 \times 50 - 2 \times 11.5 - \frac{16}{2} - \frac{12.7}{2} = 663 \text{ mm}$$

$$b_o = \frac{1}{2} \left[(250 - 2 \times 50 - 2 \times 11.5 - 12.7) + (250 - 2 \times 50 + 2 \times 11.5 - 16) \right] = 113 \text{ mm}$$

$$A_o = b_o h_o = 74919 \text{ mm}^2$$

$$P_o = 2(b_o + h_o) = 1552 \text{ mm}$$

$$t_o = 0.75 \cdot A_o / P_o = 36 \text{ mm}$$

$$A_c = b h = 200000 \text{ mm}^2$$

$$P_c = 2(b + h) = 2100 \text{ mm}$$

$$t_c = 0.75 \cdot A_c / P_c = 71 \text{ mm}$$

d1. Vérification de la section pour la torsion.

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d}$$

$$v_u = \frac{316 \cdot E3}{0.85 \times 0.25 \times 0.71} = 2.10 \text{ MPa}$$

$$v_{tu} = \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot t_o}$$

$$v_{tu} = \frac{12.6 \cdot E3}{0.85 \times 2 \times 0.07492 \times 0.036} = 2.75 \text{ MPa}$$

$$v_u + v_{tu} = 2.10 + 2.75 = 4.85 \text{ MPa}$$

$$0.22 \cdot f'_c = 0.22 \times 35 = 7.7 \text{ MPa} > 4.85 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

$$v_c = 0.17 \sqrt{f'_c} + 0.0119 \frac{N_{uv}}{A_g} \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0.17 \times \sqrt{35} \left(1 + 0.07 \frac{10 \times 124964.99}{475000} \right) = 1.19 \text{ MPa}$$

$$v_u - v_c = 2.10 - 1.19 = 0.91 \text{ MPa}$$

$$0.67 \sqrt{f'_c} = 3.96 \text{ MPa} > 0.91 \text{ MPa} \quad \text{O.K}$$

Donc la section est acceptable.

e1. Calcul de l'acier de cisaillement.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(v_u - v_c) \cdot b}{f_y}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{0.91 \cdot 250}{400} = 0.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

f). Calcul de l'acier transversal pour la torsion.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi 2 A_o f_y}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{12.6 \cdot E6}{0.85 \cdot 2 \cdot 74919 \cdot 400} = 0.25 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

g). Calcul de l'acier longitudinal pour la torsion.

$$A_p = \frac{T_u}{\phi 2 A_o f_y} \cdot P_o = \frac{A_t}{s} \cdot P_o$$

$$A_p = 0.25 \cdot 1552 = 388 \text{ mm}^2$$

ou choisit 4 #10M

h). Détermination de l'espacement des étriers.

$$\begin{aligned} \frac{\text{surface d'une branche}}{\text{espacement des étriers}} &= \frac{(A_v/s)}{\text{nbre de branche}} + \frac{A_t}{s} \\ &= \frac{0.57}{2} + 0.25 = 0.54 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$s = \frac{300}{0.54} = 187 \text{ mm}$$

$$v_u - v_c = 0.91 \text{ MPa} < 0.33 \sqrt{f'_c} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\text{ou a donc : - cisaillement : } s_{\max} = \frac{d}{2} = 355 \text{ mm}$$

$$\text{- torsion : } s_{\max} = \frac{P_o}{8} = \frac{1552}{8} = 194 \text{ mm}$$

$$\text{On a } s = 187 \text{ mm} < 194 \text{ mm}$$

ou conclut de ce résultat que l'espacement requis doit être inférieur à 194 mm. On choisit :

$$s = 185 \text{ mm}$$

i). Vérification de l'espacement de l'acier longitudinal.

Le maximum permis par la norme est de 300 mm.

Comme $h_o = 663 \text{ mm}$, on a besoin d'acier supplémentaire sur les faces latérales. On mettra

2 #10M au tiers supérieur et inférieur de chaque face

j/ - Vérification du minimum d'acier de torsion.

$$\frac{A_t}{s} = \frac{100}{185} = 0.54 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{A_e}{P_o} = \frac{(10 \times 98.71 + 400 + 400)}{1552} = 1.10 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

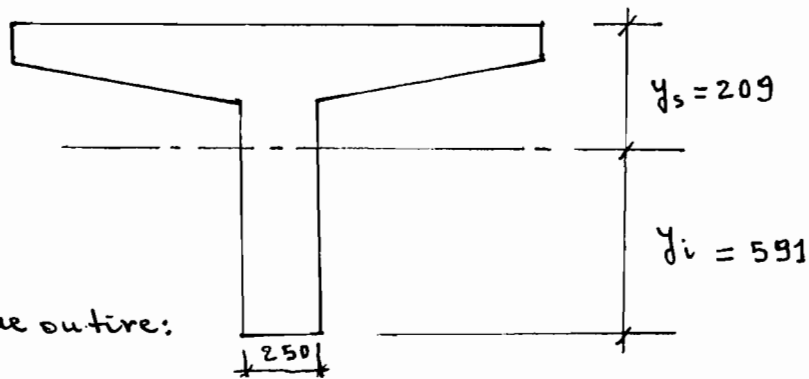
$$\frac{A_e}{P_o} = 1.10 \text{ mm}^2/\text{mm} < 7 \frac{A_t}{s} = 3.78 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{O.K.}$$

$$\sqrt{\frac{A_t}{s} \times \frac{A_e}{P_o}} = \sqrt{0.54 \times 1.1} = 0.77 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\frac{1.5 \times A_c \times t_c}{f_y \times A_o} = \frac{1.5 \times 200000 \times 71}{400 \times 74919} = 0.71 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{d'où } \sqrt{\frac{A_t}{s} \times \frac{A_e}{P_o}} > \frac{1.5 \times A_c \times t_c}{f_y \times A_o} \quad \text{O.K.}$$

5° / Dimensionnement au cisaillement pour le béton précontraint.



Du programme outire:

$$A_c = 475000 \text{ mm}^2 \quad y_s = 209 \text{ mm} \quad Z_s = 1.159 \text{ E}8 \text{ mm}^3$$

$$I = 2.424 \text{ E}10 \text{ mm}^4 \quad y_i = 591 \text{ mm} \quad Z_i = 0.413 \text{ E}8 \text{ mm}^3$$

$$L = 16420 \text{ mm}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa} \quad f'_y = 400 \text{ MPa} \quad f'_s = 1862 \text{ MPa}$$

$$A_s = 10 \text{ torons} = 987.1 \text{ mm}^2 \quad d = 734.6 \text{ mm}$$

$$F = 10 \times 127.707 (1 - 0.1866) = 1039 \text{ kN}$$

Aux appuis : $e = 0$

A mi-portée : $e = 525.4$

charge morte = 13.2 kN/m

surcharge permanente = 1.8 kN/m

surcharge = 7.7 kN/m

A/ Efforts aux abouts.

$$A_t = 0.021 \frac{F_o R_h}{f_s l_u}$$

$$l_u = 50d$$

$$l_u = 50 \times 12.7 = 635 \text{ mm}$$

$$f_s = 165 \text{ MPa}$$

$$F_o = 127708 \text{ N (ref. programme)} \quad (\times 10)$$

$$A_t = 0.021 \times \frac{10 \times 127708 \times 800}{165 \times 635} = 205 \text{ mm}^2$$

cette section d'armature est requis sur une distance égale à $\frac{R_h}{5} = \frac{800}{5} = 160 \text{ mm}$

Deux étriers #10M $\varnothing 80 \text{ mm}$ couvrent

B/ calcul de V_{ci} à $0.4 \text{ m} (\frac{l_u}{2})$ de l'appui.

$$\begin{aligned} V_{G+L} &= w_{G+L} (0.5L - x) \\ &= 22.7 (0.5 \times 16.42 - 0.4) = 177.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{G+L} &= 0.5 \cdot w_{G+L} \cdot x (L - x) \\ &= 0.5 \times 22.7 (16.42 - 0.4) \times 0.4 = 72.73 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\frac{M}{V} = \frac{72.73 \text{ E}6}{177.3 \text{ E}3} = 410.2 \text{ mm}$$

$$e = 400 \times \frac{525.4}{7750} = 27.1 \text{ mm}$$

$$d = y_s + e = 209 + 27.1 = 236.1 \text{ mm}$$

$$V_G = 15(0.5 \times 16.42 - 0.4) = 117.2 \text{ kN}$$

$$V_P = F t g \alpha = 1039 \times \frac{525.4}{7750} = 70.4 \text{ kN}$$

$$M_G = 0.5 \times 15 \times 0.4(16.42 - 0.4) = 48.1 \text{ kN.m}$$

$$f_G^i = \frac{M_G}{Z_i}$$

$$= \frac{48.1 \text{ E6}}{0.413 \text{ E8}} = 1.16 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{Pc}^i = \frac{F}{A_c} + \frac{F \cdot e}{Z_i}$$

$$= \frac{1039 \text{ E3}}{475 \text{ E3}} + \frac{1039 \text{ E3} \times 27.1}{0.413 \text{ E8}} = 2.87 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_i} (0.5 \sqrt{f'_c} + f_{Pc}^i - f_G^i)$$

$$M_{cr} = \frac{2.424 \text{ E10}}{591} (0.5 \sqrt{35} + 2.87 - 1.16) = 1.91 \text{ E8 N.mm}$$

$$V_{ci} = 0.05 b_0 d \sqrt{f'_c} + \frac{M_{cr}}{M/v - d/2} + V_G + V_P$$

$$V_{ci} = 0.5 \times 250 \times 236 \sqrt{35} + \frac{1.91 \text{ E8}}{410.2 - \frac{236}{2}} + 117.2 \text{ E3} + 70.4 \text{ E3}$$

$$V_{ci} = 8.59 \text{ E5 N}$$

$$V_{ci \text{ min}} = 0.17 \phi \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_{ci \text{ min}} = 0.17 \times 0.85 \sqrt{35} \times 250 \times 236$$

$$V_{ci \text{ min}} = 0.5 \text{ E5 N}$$

b1. Calcul de V_{cw} à 0.4 m de l'appui.

$$f_{Pc} = \frac{F}{A_c}$$

$$f_{Pc} = \frac{1039 \text{ E3}}{475 \text{ E3}} = 2.19 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{cw} = 0.33 b_0 d (\sqrt{f'_c} + f_{Pc}) + V_P$$

$$V_{cw} = 0.33 \times 250 \times 236 (\sqrt{35} + 2.19) + 70 \cdot L E3$$

$$V_{cw} = 2.28 E5 N$$

$$\text{Donc on a : } V_c = V_{cw} = 2.28 E5 N$$

c1. Calcul de A_v à 0.4 m de l'appui.

$$V_G = 117.2 \text{ kN}$$

$$V_L = 7.7 (0.5 \times 16.42 - 0.4) = 60.1 \text{ kN}$$

$$V_u = 1.2 V_D + 2.4 V_L \text{ ou } 1.8(D+L) : \text{ le plus grand}$$

$$V_u = 1.8(117.2 + 60.1) = 319 E3 N$$

$$A_v = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f'_y d} \times s$$

$$A_v = \frac{0.319 E6 - 0.85 \times 0.228 E6}{0.85 \times 400 \times 236} \times s$$

$$A_v = 1.6 \times s$$

On suppose qu'on a des étriers de $\phi 10$

$$\text{d'où } A_v = 200 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow s = 125 \text{ mm}$$

c1.01. Calcul de V_{ci} à 1 m de l'appui.

$$V_{G+L} = 22.7 \times (0.5 \times 16.42 - 1) = 163.7 E3 N$$

$$M_{G+L} = 0.5 \times 22.7 \times 1 \times (16.42 - 1) = 175 E6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\frac{M}{V} = \frac{175 E3}{163.7 E3} = 1069 \text{ mm}$$

$$e = 1000 \times \frac{525.4}{7750} = 68 \text{ mm}$$

$$d = y_s + e$$

$$d = 209 + 68 = 277 \text{ mm}$$

$$V_G = 15(0.5 \times 16.42 - 1) = 108.2 \text{ E3 N}$$

$$V_P = 70.4 \text{ kN}$$

$$M_G = 0.5 \times 15 \times 1 \times (16.42 - 1) = 116 \text{ kN.m}$$

$$f_G^i = \frac{116 \text{ E6}}{0.413 \cdot \text{E8}} = 2.8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{Pe}^i = \frac{1039 \text{ E3}}{475 \text{ E3}} + \frac{1039 \cdot 68 \cdot \text{E3}}{0.413 \text{ E8}}$$

$$f_{Pe}^i = 3.9 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = \frac{2.424 \text{ E10}}{591} (0.5\sqrt{35} + 3.9 - 2.8)$$

$$M_{cr} = 1.66 \text{ E8 N.mm}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times 250 \times 277 \sqrt{35} + \frac{1.66 \text{ E8}}{1069 - \frac{277}{2}} + 108.2 \text{ E3} + 70.4 \text{ E3}$$

$$V_{ci} = 3.77 \text{ E5 N}$$

$$V_{ci \min} = 0.17 \times 0.85 \times \sqrt{35} \times 250 \times 277$$

$$V_{ci \min} = 0.59 \text{ E5 N}$$

b1. Calcul de V_{cw} à 1 m de l'appui.

$$f_{Pe} = \frac{1039 \text{ E3}}{475 \text{ E3}} = 2.19 \text{ N/mm}$$

$$V_{cw} = 0.33 \times 250 \times 277 (\sqrt{35} + 2.19) + 70.4 \text{ E3}$$

$$V_{cw} = 2.56 \text{ E5 N}$$

$$\text{Donc on a : } V_c = V_{cw} = 2.56 \text{ E5 N}$$

c1. Calcul de A_v à 1 m de l'appui.

$$V_G = 15 (0.5 \times 16.42 - 1) = 108.2 \text{ kN}$$

$$V_L = 7.7 (0.5 \times 16.42 - 1) = 55.5 \text{ kN}$$

$$V_u = 1.8 (108.2 + 55.5) = 295 \text{ E3 N}$$

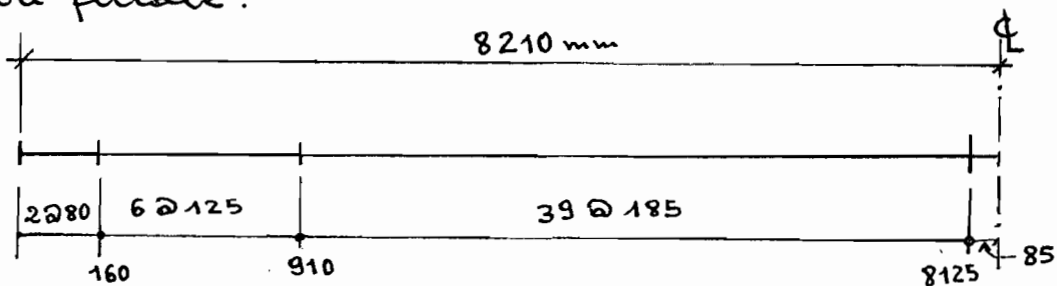
$$A_v = \frac{0.295 E6 - 0.85 \times 0.256 E6}{0.85 \times 400 \times 277} \times S$$

$$A_v = 0.822 \times S$$

$$A_v = 200 \text{ mm}^2 \Rightarrow S = 240 \text{ mm}$$

6°. Espacement final des étriers.

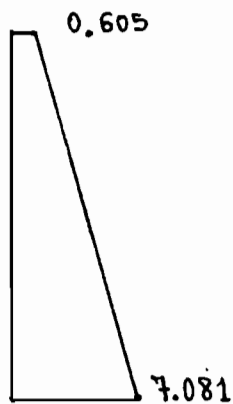
Le dimensionnement au cisaillement plus la torsion fait avec la méthode du béton armé et le dimensionnement au cisaillement du béton précontraint peuvent être comparés pour en déduire l'espacement final des étriers. Nous donnons ici la configuration finale.



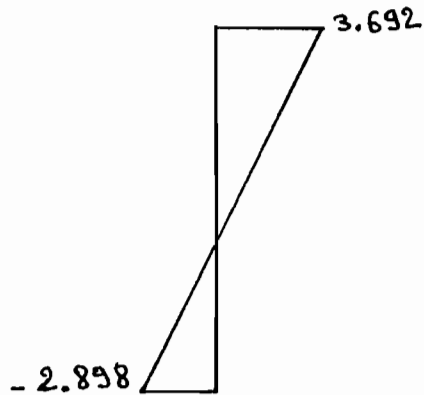
4-3. Etats des contraintes dans le béton

On donne ici une représentation graphique des résultats du programme d'ordinateur (Annexe V).

Efforts au point de relèvement (mi-portée) - [MPa]

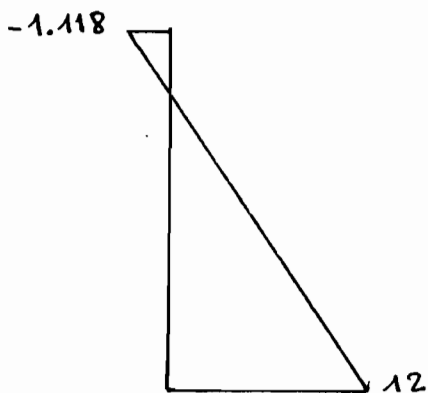


A la relache

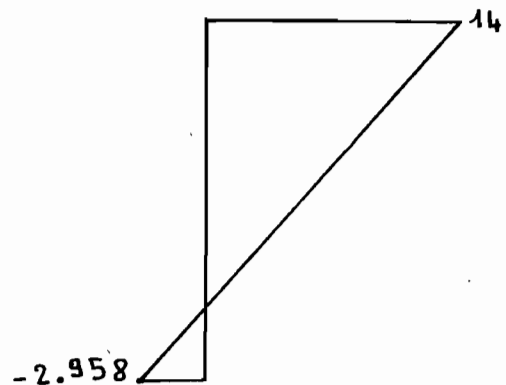


A long terme après l'addition des surcharges

Efforts extrêmes permis suivant la norme ACNOR-56



A la relache



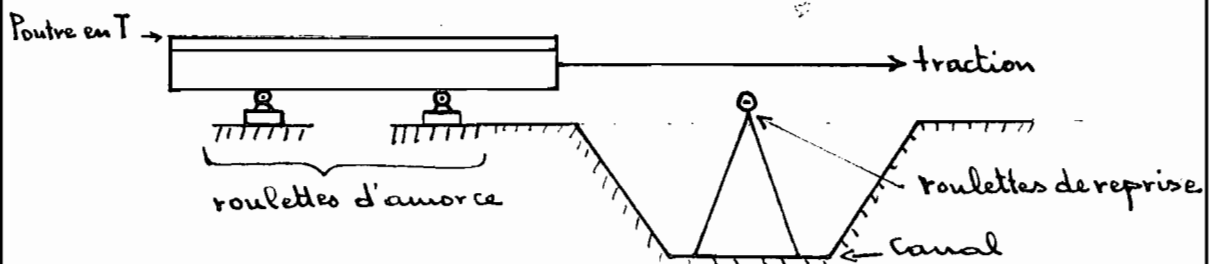
A long terme après l'addition des surcharges

4-4. Erection.

Lors de l'érection de la poutre en T, on devra veiller à ce que la flexion de la poutre sous son poids propre ne pose pas de dommages. A cet effet, on se propose de donner ici deux systèmes possibles d'érection. Il s'agit du système à roulettes et du système utilisant des engins de levage.

1°. Système à roulettes.

Ce système consiste à tracter la poutre qui constitue la passerelle sur des roulettes afin d'éviter l'utilisation d'engins de levage en général très coûteux. Il s'agit donc d'installer un système à roulettes aux abords du site pour amorcer la mise en place et un système de reprise sur appui au milieu du canal. Schématiquement on aura la configuration suivante :



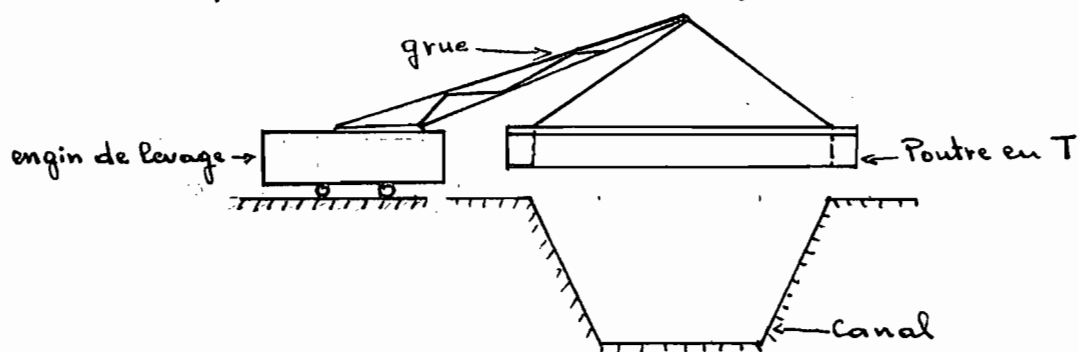
Le problème qui va se poser, c'est la flexion de la poutre sous l'effet de son poids propre avant la jonction avec la roulette de reprise. Le bras de levier correspondra à la distance entre la dernière roulette d'a-

morce et la roulette de reprise. Il sera donc nécessaire de reprendre ce moment pour éviter la flexion de la poutre pouvant occasionner la traction dans la semelle du T. Un autre problème pourrait également surgir relatif à la stabilité de la poutre sur les roulettes. Le problème de stabilité devra en tout état de cause être surmonté afin d'éviter le renversement de la poutre. On s'abstient ici de faire les calculs tout en suggérant, si toutefois ce mode d'érection est retenu, de prendre toutes les dispositions nécessaires afin de surmonter tous ces problèmes.

2°. Système avec engins de levage.

Ce système consiste à utiliser des engins de levage.

Schématiquement, on aura la configuration suivante :



Pour ce système, la poutre fléchit dans le plan dont elle a été dimensionnée. Le problème est ici purement économique puisque les coûts d'immobilisation des engins de levage sont très élevés.

Conclusion: de ces deux systèmes, seule une étude économique pourra déterminer le choix de l'un ou l'autre.

chap 5 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.

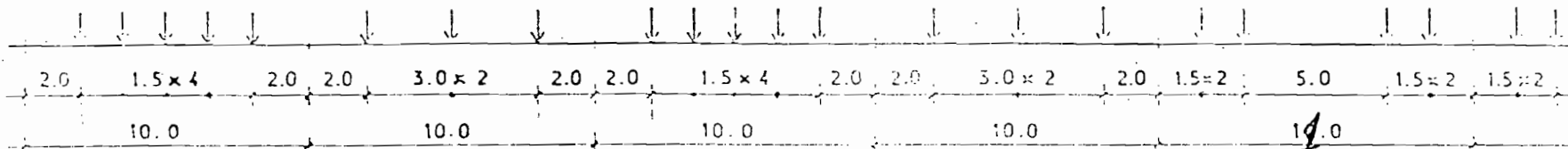
L'étude menée dans ce présent projet pour les pont-rails et la passerelle à piétons a été essentiellement relative au dimensionnement. Tous les critères de sollicitations, de flèches, de fissurations dans certains cas ont été vérifiés selon les spécifications des normes. Les problèmes d'oscillation ne se posent pas pour des ponts de faibles portées, on n'a pas tenu compte de ceux-ci dans ce présent projet d'étude économique de ces ponts n'a pu être réalisée à cause du temps très limité dont on disposait pour faire tout ce travail et surtout en raison du fait que ce travail concernait uniquement qu'une partie des ponts, les superstructures. Cette étude économique serait toutefois d'un grand intérêt pour un choix définitif entre le pont-rails métallique et le pont-rails en béton armé.

Pour mener à terme l'étude de ces ouvrages dont on vient de réaliser une partie, il s'avère nécessaire de :

- dimensionner les entretoises du pont-rails en béton armé et de la passerelle à piétons.

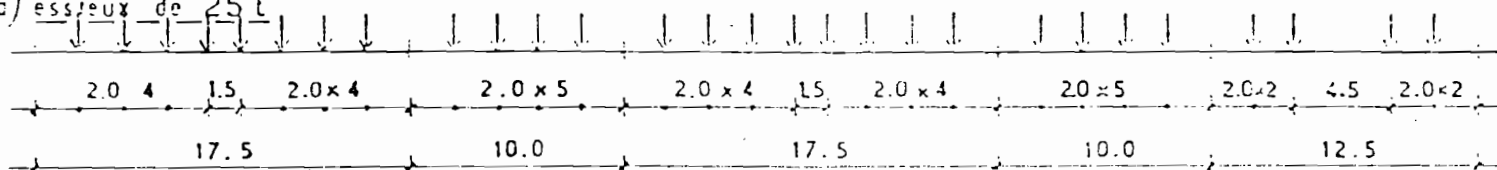
- faire l'étude et le dimensionnement des culées et accessoires annexes.
- réaliser une étude économique de ces ouvrages.

A) CONVOI TYPE 1927 essieux de 20 t

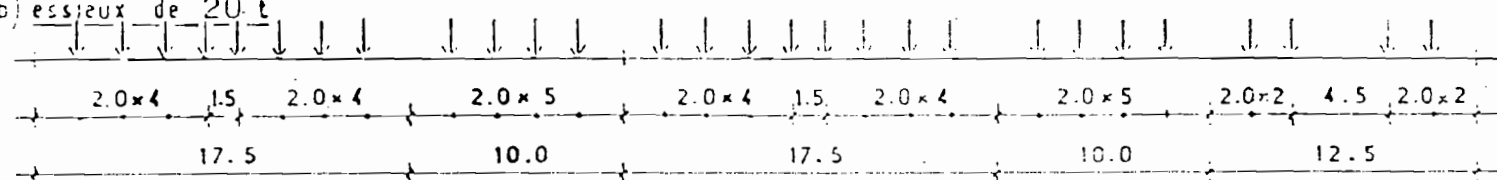


B) CONVOI TYPE 1944

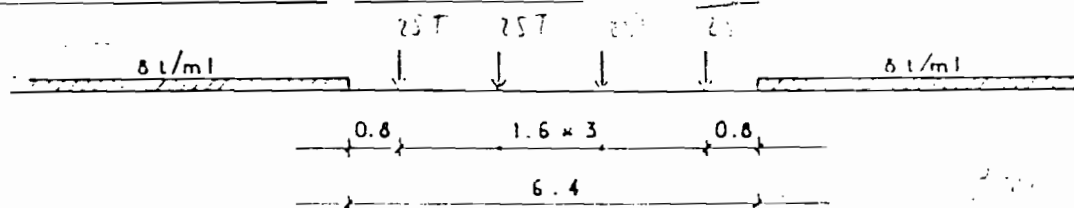
a) essieux de 25 t



b) essieux de 20 t



C) CONVOI TYPE UIC 1971 essieux de 25 t



VALEURS DES LONGUEURS CARACTERISTIQUES L_{ϕ}

ANNEXE 2

ANNEXE II

Repère	ELEMENTS DE PONTS, TYPES DE PONTS TABLIERS DE PONT	L_{ϕ}				
1	Longerons	Distance entre pièces de pont + 3,0 m				
2	Pièces de pont considérées seules	2 fois la distance entre pièces de pont + 3,0 m				
3	Pièces de pont calculées comme éléments d'un système de poutres croisées.	Portée des poutres principales ou 2 fois la portée des pièces de pont; seule la plus petite valeur est à retenir.				
4	Pièces de pont d'extrémité	4,0 m				
5	Baies de couverture	Les valeurs à utiliser correspondent aux repères 1 - 4 pour chaque sens porteur principal				
6	Porte à faux des pièces de pont	Comme les pièces de pont (repères 2 - 4)				
7	Porte à faux des longerons	0,50 m				
8	Nœud au droit d'une pièce de pont	Comme les pièces de pont (repères 2 - 4).				
9	Porte-faux des hourdis.	2 fois la portée du porte à faux				
10	Hourdis entre poutres	Distance entre axe des poutres				
POUTRES PRINCIPALES						
11	Hourdis entre âmes de ponts à poutres caissons	Le caisson est assimilé à un ouvrage à 4 travées (âmes et hourdis) la longueur L_{ϕ} est calculée comme indiqué au repère B				
12	poutres sur 2 appuis	Portée des poutres principales				
13	continues de n travées ou $L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	n = 2	3	4	5	travées
		L_{ϕ}	1,2	1,3	1,4	1,5
14	Poutres cantilever	poutres avec porte à faux	Portée de la poutre.			
15		poutres indépendantes	Portée de la poutre indépendante			
16	Âmes		Demi-portée			
17	En cas de pose directe des traverses sur les poutres principales, pour les membrures et assemblages		L_{ϕ} des poutres principales			
18	Le L_{ϕ} des éléments de pont s'applique pour les appuis de ces éléments (cadres porteurs, pièces de pont, articulations, appareils d'appuis, tirants, dés d'appuis), ainsi que pour le calcul des pressions sous appareils d'appuis et entre dés d'appuis et macenerie.					
19	Dans le cas où la contrainte totale d'un élément est la somme de plusieurs termes correspondant chacun à une fonction de support, par ex. dans le cas des dalles de couverture ou de longerons, si on tient compte de leur section dans le calcul des poutres principales, chaque terme de la contrainte totale sera calculé en tenant compte du coefficient dynamique de la fonction portante considérée en utilisant la valeur caractéristique L_{ϕ} correspondante, à l'exception des repères 4 et 17					
20	Cadres et portiques. La structure est assimilée à un ouvrage à 3 travées (traverses et piedsroits). la longueur L_{ϕ} étant calculée comme indiqué au repère 13.					
21	Pour la flexion transversale des tabliers à poutrelles enrobées ou dalle en béton armé en adosse la longueur L_{ϕ} correspondante aux poutres principales repères 12 et 13					

COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE ϕ
APPLICABLES AUX SOLLICITATIONS DUES AU SCHEMA DE CHARGES
EN FONCTION DE LA LONGUEUR CARACTERISTIQUE L_{ϕ}

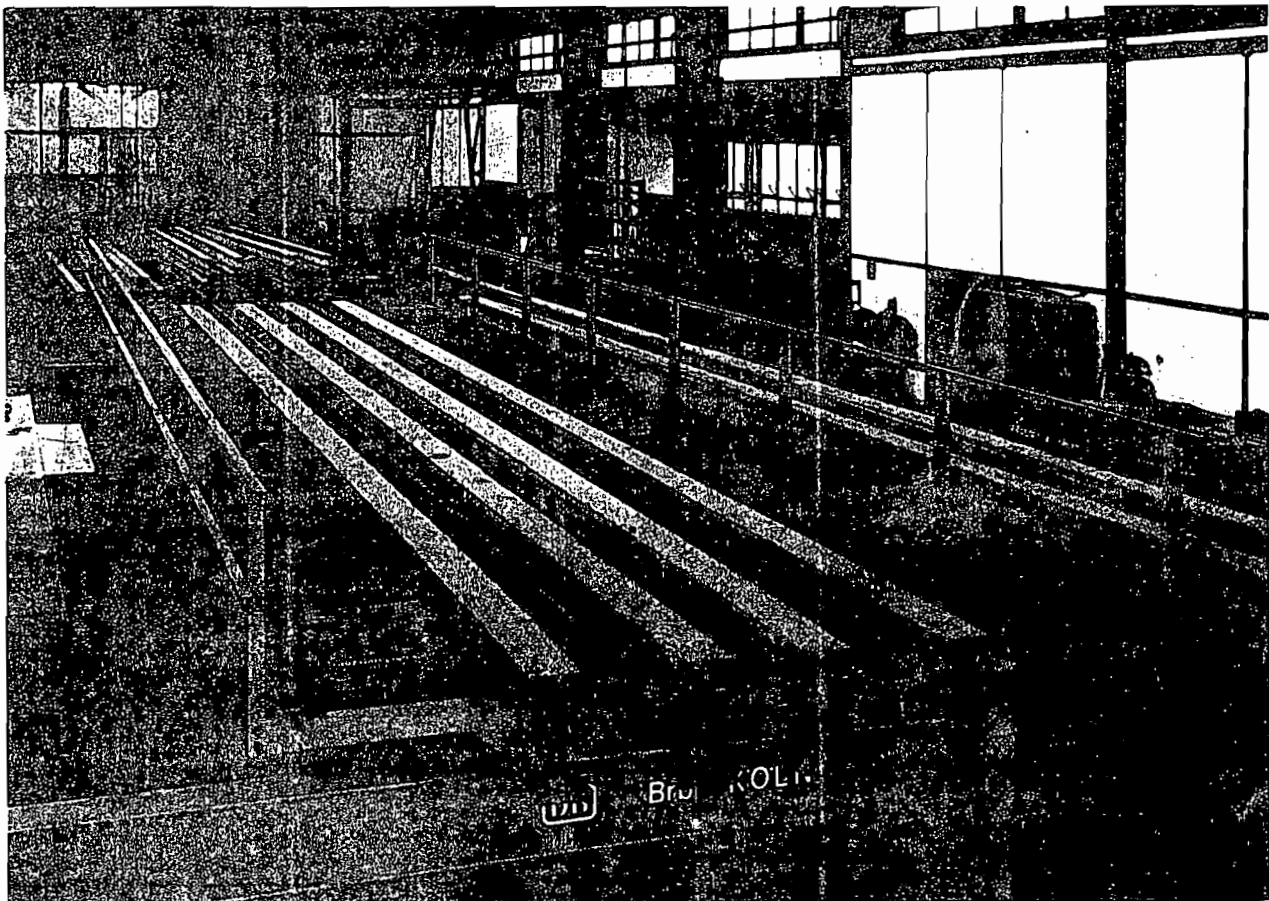
L_{ϕ} (m)	Coefficient de majoration dynamique applicable aux moments fléchissants $\phi_1 = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\phi} - 0,2}} + 0,82$	Coefficient de majoration dynamique applicable aux efforts tranchants $\phi_2 = \frac{0,96}{\sqrt{L_{\phi} - 0,2}} + 0,88$
$\leq 3,61$	1,67	1,44
4	1,62	1,41
5	1,53	1,35
7	1,41	1,27
10	1,31	1,20
15	1,21	1,14
20	1,16	1,10
30	1,09	1,06
40	1,06	1,04
50	1,03	1,02
60	1,01	1,01
$\geq 67,24$	1,00	1,00

ANNEXE III

This twin beam bridge is used by the German Railways Administration as standard auxiliary bridge according to the following table:

Span (m)	Total Length (m)	Profile	h (mm)	b (mm)	e (mm)	a (mm)	I _x cm ⁴	W _x cm ³	G kg/m
7,20	7,70	HE 500 S	524	318,5	40	33	176549	6738	320
9,60	10,10	HE 500 S	524	318,5	40	33	176549	6738	320
12,00	12,50	HE 500 S	540	318,5	48	33	212609	7274	360
→ 14,40	14,90	HE 500 S	584	318,5	70	33	323322	11072	470
16,80	17,30	HE 550 S	642	318	75	33	421966	13145	507
19,20	19,70	HE 800 S	850	315,5	58	33	693718	16322	483
21,60	22,10	HE 900 S	960	314,5	65	33	990307	20631	542
24,00	24,50	HE 1000 S	1072	314	72	33	1368283	25527	601
3 x 8,00	24,50	HE 360 S	381	320	33	33	74165	3893	252

Note that all the sections have the same web thickness which makes the crossbeams interchangeable for any span.



Complete workshop erection of a railway bridge with 16.8 m span including lateral runways.

Tab. 1.11

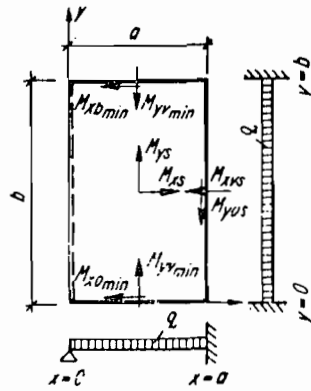
$\mu = 0,15$

$\gamma = \frac{a}{b}$

$M_{x0min} = M_{xbmin}$

$M_{yas} = \mu M_{xvs}$

$M_{x0min} = \mu M_{yumin}$



γ	w_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yumin}
0,50	0,0528	0,0550	0,1135	0,0045	0,0203
0,55	0,0489	0,0514	0,1078	0,0062	0,0247
0,60	0,0450	0,0476	0,1021	0,0081	0,0291
0,65	0,0411	0,0436	0,0964	0,0101	0,0336
0,70	0,0373	0,0398	0,0906	0,0122	0,0381
0,75	0,0336	0,0359	0,0845	0,0145	0,0427
0,80	0,0300	0,0323	0,0881	0,0169	0,0471
0,85	0,0266	0,0289	0,0720	0,0191	0,0513
0,90	0,0236	0,0257	0,0661	0,0211	0,0551
0,95	0,0209	0,0228	0,0603	0,0232	0,0586
1,00	0,0184	0,0202	0,0546	0,0252	0,0617
1,10	0,0142	0,0158	0,0467	0,0287	0,0676
1,20	0,0110	0,0123	0,0399	0,0316	0,0722
1,30	0,0086	0,0096	0,0341	0,0340	0,0757
1,40	0,0068	0,0075	0,0293	0,0359	0,0782
1,50	0,0054	0,0060	0,0254	0,0374	0,0800
1,60	0,0043	0,0048	0,0221	0,0386	0,0814
1,70	0,0034	0,0039	0,0193	0,0395	0,0825
1,80	0,0027	0,0031	0,0171	0,0402	0,0834
1,90	0,0022	0,0026	0,0154	0,0408	0,0842
2,00	0,0018	0,0022	0,0141	0,0412	0,0847
V.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2
M.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2

Tab. 1.12

$\mu = 0,15$

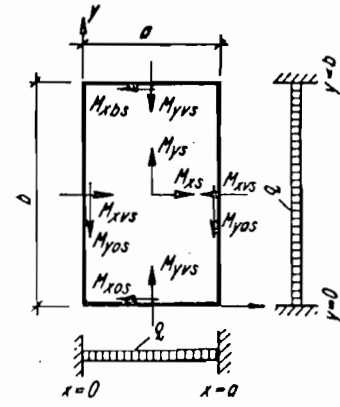
$\gamma = \frac{a}{b}$

$M_{x0s} = M_{xbs}$

$M_{y0s} = M_{ybs}$

$M_{x0s} = \mu M_{yvs}$

$M_{y0s} = \mu M_{xvs}$

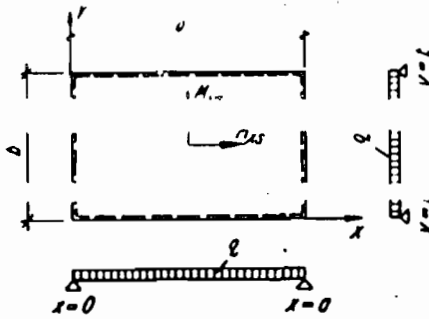


γ	w_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}
0,50	0,0296	0,0405	0,0833	0,0024	0,0143
0,55	0,0286	0,0394	0,0817	0,0033	0,0172
0,60	0,0275	0,0378	0,0794	0,0046	0,0206
0,65	0,0261	0,0360	0,0767	0,0061	0,0242
0,70	0,0246	0,0339	0,0737	0,0079	0,0280
0,75	0,0231	0,0315	0,0704	0,0098	0,0320
0,80	0,0214	0,0293	0,0668	0,0103	0,0360
0,85	0,0196	0,0269	0,0631	0,0139	0,0400
0,90	0,0180	0,0247	0,0593	0,0160	0,0440
0,95	0,0164	0,0224	0,0554	0,0181	0,0480
1,00	0,0149	0,0202	0,0515	0,0202	0,0515
1,10	0,0121	0,0164	0,0449	0,0242	0,0585
1,20	0,0098	0,0131	0,0388	0,0287	0,0643
1,30	0,0078	0,0105	0,0336	0,0306	0,0690
1,40	0,0063	0,0084	0,0291	0,0332	0,0728
1,50	0,0051	0,0066	0,0254	0,0353	0,0757
1,60	0,0041	0,0053	0,0223	0,0369	0,0779
1,70	0,0033	0,0042	0,0198	0,0383	0,0797
1,80	0,0027	0,0035	0,0176	0,0392	0,0812
1,90	0,0022	0,0028	0,0158	0,0399	0,0824
2,00	0,0018	0,0024	0,0143	0,0405	0,0833
V.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2
M.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2

Tab. 1.13

$\mu = 0,25$

$\gamma = \frac{a}{b}$



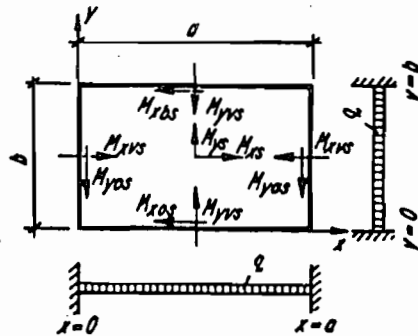
γ	w_s	M_{xs}	M_{ys}	T_{xs}	T_{ys}	R_{xs}	R_{ys}	R_0
1,00	0,0457	0,0460	0,0460	$\pm 0,338$	$\pm 0,338$	0,426	0,426	-0,070
1,10	0,0373	0,0389	0,0535	$\pm 0,314$	$\pm 0,360$	0,405	0,445	-0,065
1,20	0,0306	0,0330	0,0609	$\pm 0,293$	$\pm 0,379$	0,383	0,460	-0,068
1,30	0,0251	0,0281	0,0677	$\pm 0,274$	$\pm 0,396$	0,363	0,473	-0,066
1,40	0,0206	0,0240	0,0739	$\pm 0,257$	$\pm 0,411$	0,343	0,483	-0,064
1,50	0,0171	0,0205	0,0796	$\pm 0,242$	$\pm 0,424$	0,325	0,490	-0,061
1,60	0,0142	0,0177	0,0848	$\pm 0,228$	$\pm 0,435$	0,308	0,495	-0,059
1,70	0,0119	0,0154	0,0895	$\pm 0,215$	$\pm 0,444$	0,292	0,500	-0,056
1,80	0,0100	0,0134	0,0937	$\pm 0,204$	$\pm 0,452$	0,278	0,502	-0,054
1,90	0,0084	0,0118	0,0975	$\pm 0,194$	$\pm 0,459$	0,265	0,505	-0,052
2,00	0,0071	0,0104	0,1008	$\pm 0,185$	$\pm 0,465$	0,252	0,506	-0,049
V.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qb^2	qa	qb	qa	qb	qab
M.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qb^2	qa	qb	qa	qb	qab

Tab. 1.16

$\mu = 0,25$

$\gamma = \frac{a}{b}$

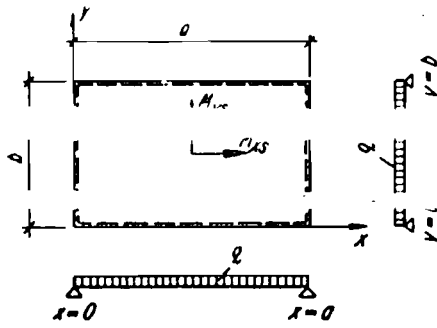
$R_{xvs} = |T_{xvs}|$
 $R_{yvs} = |T_{yvs}|$
 $M_{x0s} = M_{xbs} = \mu M_{yvs}$
 $M_{y0s} = M_{yas} = \mu M_{xvs}$



γ	w_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}	T_{xvs}	T_{yvs}
1,00	0,0143	0,0220	-0,0515	0,0220	-0,0515	$\pm 0,446$	$\pm 0,446$
1,10	0,0116	0,0182	-0,0449	0,0258	-0,0585	$\pm 0,420$	$\pm 0,476$
1,20	0,0094	0,0149	-0,0388	0,0292	-0,0643	$\pm 0,393$	$\pm 0,497$
1,30	0,0075	0,0122	-0,0336	0,0320	-0,0690	$\pm 0,366$	$\pm 0,510$
1,40	0,0061	0,0100	-0,0291	0,0343	-0,0728	$\pm 0,340$	$\pm 0,518$
1,50	0,0049	0,0082	-0,0254	0,0363	-0,0757	$\pm 0,315$	$\pm 0,522$
1,60	0,0039	0,0067	-0,0223	0,0377	-0,0779	$\pm 0,293$	$\pm 0,524$
1,70	0,0032	0,0055	-0,0198	0,0389	-0,0797	$\pm 0,274$	$\pm 0,524$
1,80	0,0026	0,0046	-0,0176	0,0398	-0,0811	$\pm 0,259$	$\pm 0,524$
1,90	0,0021	0,0039	-0,0158	0,0404	-0,0824	$\pm 0,246$	$\pm 0,524$
2,00	0,0018	0,0034	-0,0143	0,0409	-0,0833	$\pm 0,235$	$\pm 0,524$
V.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qa	qb
M.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qa	qb

Tab. 1.13

$\mu = 0,25$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

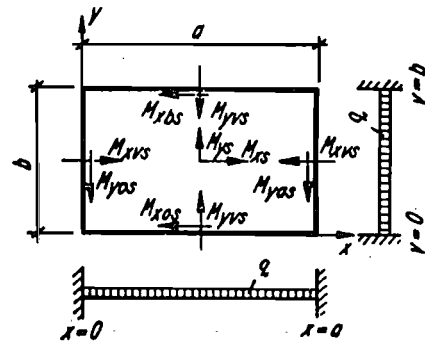


γ	w_s	M_{xs}	M_{ys}	T_{xs}	T_{ys}	R_{xs}	R_{ys}	R_0
1,00	0,0457	0,0460	0,0460	$\pm 0,338$	$\pm 0,338$	0,426	0,426	-0,070
1,10	0,0373	0,0389	0,0535	$\pm 0,314$	$\pm 0,360$	0,405	0,445	-0,065
1,20	0,0306	0,0330	0,0609	$\pm 0,293$	$\pm 0,379$	0,383	0,460	-0,068
1,30	0,0251	0,0281	0,0677	$\pm 0,274$	$\pm 0,396$	0,363	0,473	-0,066
1,40	0,0206	0,0240	0,0739	$\pm 0,257$	$\pm 0,411$	0,343	0,483	-0,064
1,50	0,0171	0,0205	0,0796	$\pm 0,242$	$\pm 0,424$	0,325	0,490	-0,061
1,60	0,0142	0,0177	0,0848	$\pm 0,228$	$\pm 0,435$	0,308	0,495	-0,059
1,70	0,0119	0,0154	0,0895	$\pm 0,215$	$\pm 0,444$	0,292	0,500	-0,056
1,80	0,0100	0,0134	0,0937	$\pm 0,204$	$\pm 0,452$	0,278	0,502	-0,054
1,90	0,0084	0,0118	0,0975	$\pm 0,194$	$\pm 0,459$	0,265	0,505	-0,052
2,00	0,0071	0,0104	0,1008	$\pm 0,185$	$\pm 0,465$	0,252	0,506	-0,049
V.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qb^2	qa	qb	qa	qb	qab
M.f.								

Tab. 1.16

$\mu = 0,25$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

$R_{xvs} = |T_{xvs}|$
 $R_{yvs} = |T_{yvs}|$
 $M_{x0s} = M_{xbs} = \mu M_{yvs}$
 $M_{y0s} = M_{yas} = \mu M_{xvs}$

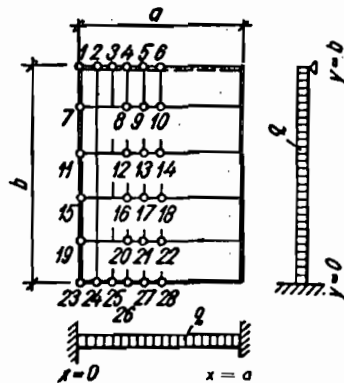


γ	w_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}	T_{xvs}	T_{yvs}
1,00	0,0143	0,0220	-0,0515	0,0220	-0,0515	$\pm 0,446$	$\pm 0,446$
1,10	0,0116	0,0182	-0,0449	0,0258	-0,0585	$\pm 0,420$	$\pm 0,476$
1,20	0,0094	0,0149	-0,0388	0,0292	-0,0643	$\pm 0,393$	$\pm 0,497$
1,30	0,0075	0,0122	-0,0336	0,0320	-0,0690	$\pm 0,366$	$\pm 0,510$
1,40	0,0061	0,0100	-0,0291	0,0343	-0,0728	$\pm 0,340$	$\pm 0,518$
1,50	0,0049	0,0082	-0,0254	0,0363	-0,0757	$\pm 0,315$	$\pm 0,522$
1,60	0,0039	0,0067	-0,0223	0,0377	-0,0779	$\pm 0,293$	$\pm 0,524$
1,70	0,0032	0,0055	-0,0198	0,0389	-0,0797	$\pm 0,274$	$\pm 0,524$
1,80	0,0026	0,0046	-0,0176	0,0398	-0,0811	$\pm 0,259$	$\pm 0,524$
1,90	0,0021	0,0039	-0,0158	0,0404	-0,0824	$\pm 0,246$	$\pm 0,524$
2,00	0,0018	0,0034	-0,0143	0,0409	-0,0833	$\pm 0,235$	$\pm 0,524$
V.f.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qa	qb
M.f.							

Tab. 1.25¹⁾

$$\mu = 0,20$$

$$\gamma = \frac{a}{b}$$



γ	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3	V.f. M.f.	
M_{x7}	-0,0785	-0,0660	-0,0676	-0,0412	-0,02172	-0,01162	-0,00409	qa^2	
M_{x8}	+0,0208	+0,0188	+0,0200	+0,0126	+0,00723	+0,00410	+0,00159		
M_{x9}	+0,0352	+0,0292	+0,0292	+0,0172	+0,00839	+0,00415	+0,00143		
M_{x10}	+0,0400	+0,0324	+0,0322	+0,0186	+0,00870	+0,00410	+0,00138		
M_{x11}	-0,0833	-0,0804	-0,0907	-0,0572	-0,03082	-0,01660	-0,00591		
M_{x12}	+0,0224	+0,0224	+0,0261	+0,0172	+0,00999	+0,00562	+0,00212		
M_{x13}	+0,0368	+0,0364	+0,0398	+0,0242	+0,01175	+0,00567	+0,00188		
M_{x14}	+0,0432	+0,0408	+0,0443	+0,0263	+0,01215	+0,00560	+0,00180		
M_{x15}	-0,0816	-0,0784	-0,0841	-0,0508	-0,02632	-0,01405	-0,00497		
M_{x16}	+0,0224	+0,0220	+0,0243	+0,0152	+0,00822	+0,00440	+0,00154		
M_{x17}	+0,0368	+0,0352	+0,0366	+0,0212	+0,00950	+0,00430	+0,00131		
M_{x18}	+0,0432	+0,0396	+0,0407	+0,0230	+0,00982	+0,00420	+0,00123		
M_{x19}	-0,0769	-0,0552	-0,0475	-0,0246	-0,01140	-0,00592	-0,00204		
M_{x20}	+0,0208	+0,0156	+0,0133	+0,0065	+0,00226	+0,00067	-0,00008		
M_{x21}	+0,0336	+0,0236	+0,0191	+0,0086	+0,00231	+0,00035	-0,00023		
M_{x22}	+0,0400	+0,0264	+0,0207	+0,0092	+0,00222	+0,00020	-0,00029		
M_{y8}	+0,0004	+0,0026	+0,0073	+0,0143	+0,0296	+0,0403	+0,0505		qb^2
M_{y9}	+0,0006	+0,0036	+0,0095	+0,0180	+0,0354	+0,0461	+0,0538		
M_{y10}	+0,0007	+0,0039	+0,0102	+0,0192	+0,0373	+0,0479	+0,0547		
M_{y12}	+0,0003	+0,0018	+0,0068	+0,0159	+0,0366	+0,0512	+0,0648		
M_{y13}	+0,0005	+0,0027	+0,0094	+0,0207	+0,0447	+0,0592	+0,0693		
M_{y14}	+0,0006	+0,0030	+0,0103	+0,0224	+0,0473	+0,0617	+0,0704		
M_{y16}	+0,0003	+0,0019	+0,0065	+0,0137	+0,0277	+0,0367	+0,0445		
M_{y17}	+0,0005	+0,0029	+0,0089	+0,0177	+0,0334	+0,0418	+0,0468		
M_{y18}	+0,0006	+0,0032	+0,0097	+0,0191	+0,0353	+0,0434	+0,0476		

1) Die Werte der statischen Größen wurden durch die Methode der virtuellen Verformungen bestimmt. Die Werte sind für ein rechteckiges Querschnittsprofil mit $\mu = 0,20$ und $\gamma = a/b$ angegeben.

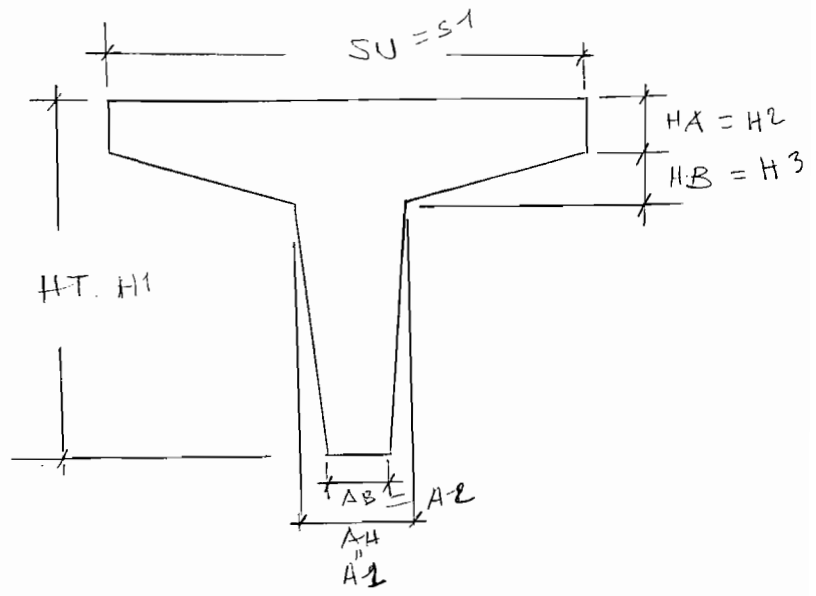
γ	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	3	V. f. M. f.
M_{y20}	+0,0004	+0,0024	+0,0038	+0,0030	-0,0021	-0,0069	-0,0125	qb^2
M_{y21}	+0,0006	+0,0032	+0,0048	+0,0036	-0,0034	-0,0095	-0,0147	
M_{y22}	+0,0007	+0,0035	+0,0052	+0,0037	-0,0040	-0,0104	-0,0153	
M_{y26}	-0,0025	-0,0101	-0,0215	-0,0388	-0,0719	-0,0934	-0,1123	
M_{y27}	-0,0031	-0,0126	-0,0269	-0,0480	-0,0854	-0,1056	-0,1180	
M_{y28}	-0,0033	-0,0135	-0,0288	-0,0512	-0,0898	-0,1093	-0,1194	
R_{x1}	+0,0252	-0,0194	-0,0700	-0,0902	-0,0978	-0,0796	-0,0461	qa
R_{x7}	+0,4968	+0,4732	+0,4900	+0,3904	+0,2944	+0,2228	+0,1461	
R_{x11}	+0,5016	+0,5114	+0,5720	+0,4751	+0,3650	+0,2745	+0,1769	
R_{x15}	+0,5012	+0,5060	+0,5449	+0,4302	+0,3125	+0,2329	+0,1496	
R_{x19}	+0,4740	+0,3816	+0,3252	+0,2047	+0,1171	+0,0811	+0,0529	
R_{x23}	+0,2016	+0,0590	-0,0032	-0,0270	-0,0353	-0,0292	-0,0152	
R_{y1}	+0,0063	-0,0097	-0,0466	-0,0902	-0,1465	-0,1593	-0,1387	qb
R_{y2}	+0,0809	+0,0412	+0,0061	-0,0050	+0,0482	+0,1304	+0,2509	
R_{y3}	+0,0996	+0,1053	+0,1237	+0,1570	+0,2410	+0,3059	+0,3666	
R_{y4}	+0,1127	+0,1482	+0,1983	+0,2529	+0,3343	+0,3709	+0,3870	
R_{y5}	+0,1204	+0,1728	+0,2397	+0,3034	+0,3758	+0,3922	+0,3870	
R_{y6}	+0,1229	+0,1808	+0,2530	+0,3192	+0,3874	+0,3969	+0,3859	
R_{y23}	+0,0504	+0,0295	-0,0013	-0,0270	-0,0530	-0,0584	-0,0456	qb
R_{y24}	+0,0120	+0,0235	+0,0310	+0,0571	+0,1403	+0,2379	+0,3937	
R_{y25}	+0,0565	+0,1131	+0,1684	+0,2350	+0,3658	+0,4659	+0,5702	
R_{y26}	+0,0891	+0,1788	+0,2663	+0,3590	+0,4989	+0,5707	+0,6160	
R_{y27}	+0,1082	+0,2176	+0,3238	+0,4297	+0,5644	+0,6115	+0,6244	
R_{y28}	+0,1146	+0,2304	+0,3427	+0,4525	+0,5837	+0,6218	+0,6252	

ANNEXE V'

```

10 LPRINT "CALCUL DES PROPRIETES GEOMETRIQUES D'UNE SECTION EN T"
20 LPRINT
10 DATA 1000,100,75,2100,250,250
20 READ HT,HA,HB,SU,AH,AB
30 LPRINT : LPRINT : LPRINT
40 LPRINT "HT= ";HT;" HA= ";HA;" HB= ";HB
50 LPRINT "SU= ";SU;" AH= ";AH;" AB= ";AB
60 LPRINT : LPRINT
70 A1=HT*AB
80 A2=HB*(SU-AH)/2
90 A3=HA*(SU-AH)
100 A4=(HA+HB)*(AH-AB)
110 A5=(AH-AB)*(HT-HA-HB)/2
120 A=A1+A2+A3+A4+A5
130 Y1=HT/2
140 Y2=HT-HA-HB/3
150 Y3=HT-HA/2
160 Y4=HT-(HA+HB)/2
170 Y5=(HT-HA-HB)*2/3
180 S1=A1*Y1 : S2=A2*Y2 : S3=A3*Y3
190 S4=A4*Y4 : S5=A5*Y5
200 YB=(S1+S2+S3+S4+S5)/A
210 YT=HT-YB
220 D1=(Y1-YB)^2*A1
230 D2=(Y2-YB)^2*A2
240 D3=(Y3-YB)^2*A3
250 D4=(Y4-YB)^2*A4
260 D5=(Y5-YB)^2*A5
270 I1=AB*HT^3/12
280 I2=(SU-AH)*HB^3/36
290 I3=(SU-AH)*HA^3/12
300 I4=(AH-AB)*(HA+HB)^3/12
310 I5=(AH-AB)*(HT-HA-HB)^3/36
320 IT=D1+D2+D3+D4+D5+I1+I2+I3+I4+I5
330 SB=IT/YB
340 ST=IT/YT
350 LPRINT "MOMENT D'INERTIE= ";IT;" YB= ";YB
360 LPRINT "AIRE= ";A;" SB= ";SB;" ST= ";ST
CALCUL DES PROPRIETES GEOMETRIQUES D'UNE SECTION EN T

```



HT= 1000 HA= 100 HB= 75
SU= 2100 AH= 250 AB= 250

MOMENT D'INERTIE= 4.45567E+10 YB= 716.636
AIRE= 504375 SB= 6.21748E+07 ST= 1.57242E+08

↓ RESULTATS

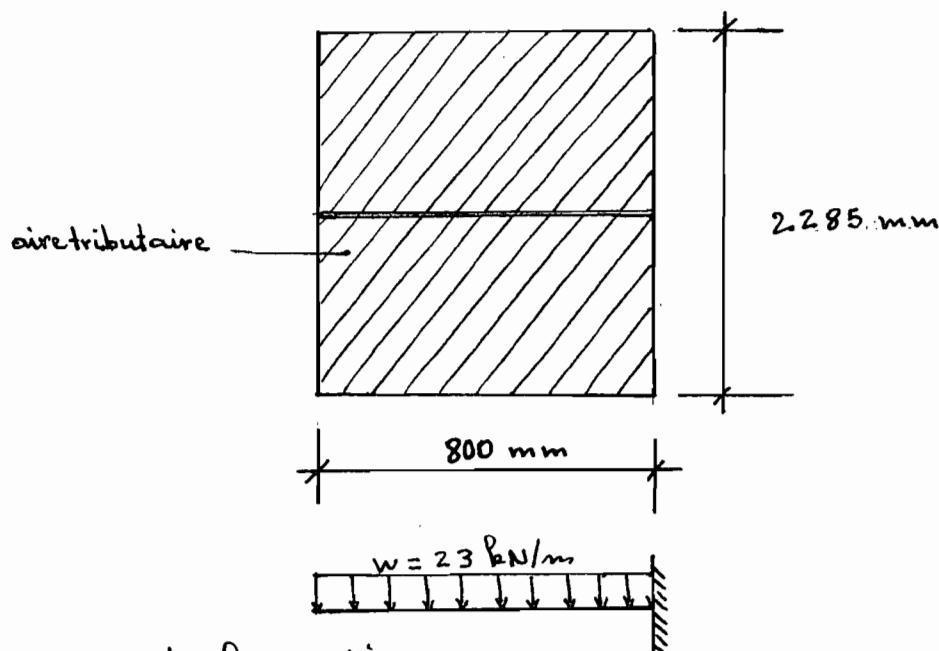
Calcul des passerelles des ponts-rails.

Des passerelles qu'on a ici sont des structures qui travaillent en porte-à-faux. Des éléments d'appui seront

des cornières espacées de 2285 mm

La surcharge est de 450 daN/m^2

charge pondérée : $2.25 \times 4.5 = 10.1 \text{ kN/m}^2$



a). Dimensionner la cornière.

$$w = 2.285 \times 10.1 = 23 \text{ kN/m}$$

On suppose ici que l'attache de la console est suffisamment rigide pour celle-ci soit considérée comme une structure encastree en porte-à-faux

$$M = \frac{wL^2}{2}$$

$$M = \frac{23 \times 0.8^2}{2} = 7.4 \text{ kN.m}$$

$$M = \phi S_x F_y$$

On considèrera le module de section élastique pour

Choisir la section requise.

$$S_x = \frac{M}{\phi \cdot F_y}$$

$$S_x = \frac{7.6 \times E6}{0.9 \times 300} = 27.42 E3 \text{ mm}^3$$

Handbook page 6-71, on choisit le profilé L100x75x13

$$S_x = 30.6 E3 \text{ mm}^3 > 27.42 E3 \text{ mm}^3$$

Propriétés du profilé L100x75x13 :

$$A = 2110 \text{ mm}^2 \quad - \quad t = 13 \text{ mm}$$

b/. Nombre de boulons requis pour attache aux poutres principales.

$$- V_r = 67.1 \text{ kN/boulon} \text{ en supposant des boulons M16}$$

$$- P = 23 \times 0.8 = 18.4 \text{ kN}$$

On utilise ici la méthode exposée dans le Handbook à la page 3-26

$$c = \frac{P}{V_r} = \frac{18.4}{67.1} = 0.274$$

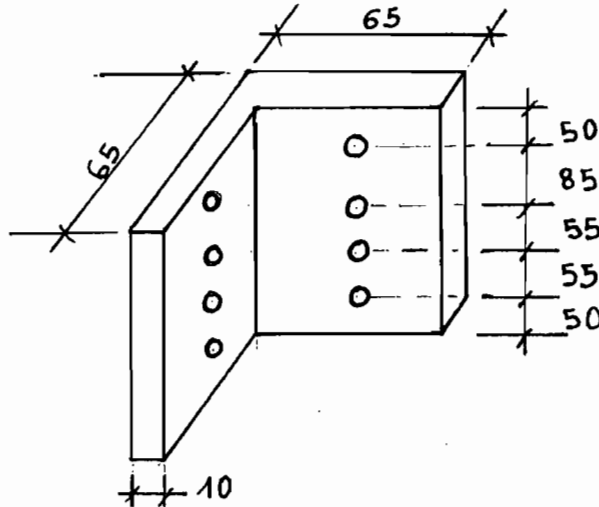
Handbook page 3.27, on a $L = 400 \text{ mm}$ et on pose $b = 80 \text{ mm}$. D'où on a 4 boulons.

c/. Cornières d'attache passerelle - poutre principale.

Pour faire de l'économie, on utilisera les boulons d'attache poutres principales - traverses pour les cornières d'attache passerelles - poutres principales. Cela nous impose quatre boulons sur l'aile de la cornière adossée à l'âme de la poutre principale

$$P = 23 \times 0.8 = 18.4 \text{ kN}$$

En raison de la dimension du diamètre des boulons notre choix se porte sur la cornière C 65x65 dont la géométrie est la suivante :



$$d = 16 + 4 = 20$$

selon la norme on doit avoir : $e' > e'_{\min}$

$$* e > 2 \times \frac{2}{3} d$$

$$\text{soit : } e' = 50 > e'_{\min} = 42 \text{ mm}$$

$$e = 55 > \frac{4}{3} \times 20 = 26.7 \text{ mm.}$$

référence : Handbook page 1.80

Vérification de la section.

$$l_n = 2 \times 65 - 2 \times 20 = 90 \text{ mm}$$

$$A_n = 90 \times 10 = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1200 \text{ mm}^2$$

$$A_n < 0.85 \times A_g = 1020 \text{ mm}^2$$

$$\frac{F_y}{F_u} = \frac{300}{450} = 0.67$$

$$\frac{A_n}{A_g} = \frac{900}{1200} = 0.75$$

$$\text{d'où } \frac{A_n}{A_g} > \frac{F_y}{F_u}$$

* Force de plastification.

$$T_{r1} = \phi \cdot A_n \cdot F_y$$

$$T_{r1} = 0.9 \times 900 \times 0.3 = 243 \text{ kN}$$

• Force de rupture.

$$T_{r2} = 0.85 \cdot \phi \cdot A_n \cdot F_u$$

$$T_{r2} = 0.85 \times 0.9 \times 900 \times 0.45 = 310 \text{ kN}$$

On a donc $T_r = 243 \text{ kN} > 18.4 \text{ kN}$ O.K

* Résistance à la pression diamétrale.

$$B_r = \phi \cdot e \cdot t \cdot F_u$$

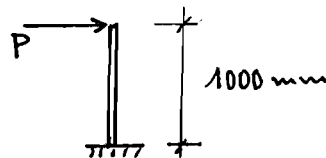
$$B_r = 0.67 \times 50 \times 10 \times 0.45 = 151 \text{ kN} > 18.4 \text{ kN} \text{ O.K}$$

d1. Design du garde-corps.

Pour le garde-corps, on a une charge de 0.65 kN/m appliquée sur le lisse supérieur. Le lisse supérieur est comme une poutrelle continue sur huit appuis simples espacés de 2286 mm . Mais pour le dimensionnement, on considérera un élément sur deux appuis simples, ce qui est tout à fait sécuritaire.

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{0.65 \times 2.286^2}{8} = 0.42 \text{ kN.m}$$

- Panneau vertical.



$$P = 0.65 \times 2.286 = 1.49 \text{ kN}$$

$$M = 1.49 \times 1 = 1.49 \text{ kN.m}$$

On se propose ici de réaliser les lisses et les panneaux avec les mêmes profils. En raison du fait que le dimensionnement se fait à l'aide du module de section élastique, on prend le plus grand des moments soit $M = 1.49 \text{ kN.m}$

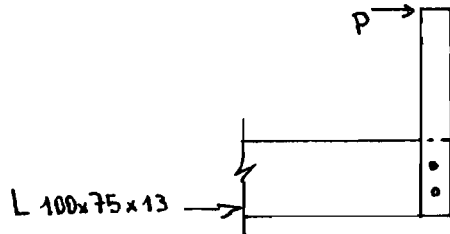
$$M = \phi S_x F_y$$

$$S_x = \frac{M}{\phi \cdot F_y} \Rightarrow S_x = \frac{1.49 \times 10^6}{0.9 \times 300} = 5.5 \text{ E}3 \text{ mm}^3$$

La cornière $55 \times 55 \times 8$ convient : $S_x = 5.85 \text{ E}3 \text{ mm}^3$

* Boulons d'attache.

- Pour la liaison des panneaux avec les profils L $100 \times 75 \times 13$, deux boulons sont nécessaires pour éviter la rotation.



$$c = \frac{P}{V_v} = \frac{1.49}{67.1} = 0.022$$

On choisit deux boulons M16 puisque pour $c = 0.022$, on est largement sécuritaire (ref: Handbook page 3.28)

. Pression diamétrale : $B_r = \phi e t F_u$

$$B_r = 0.67 \times 17.5 \times 8 \times 0.45 = 42.2 \text{ kN} > 1.49 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

- Pour l'attache des lisses horizontales du garde-corps avec les panneaux, on utilisera un boulon M16 par attache.

$$T_r = 0.75 \phi A_b F_u \Rightarrow T_r = 45.5 \text{ kN} > 1.6 \text{ kN} \quad \text{O.K}$$

Contrôle des flèches et de la fissuration

Où donnera tout simplement un exemple de calcul concernant les poutres principales.

A. Flèche des poutres principales.

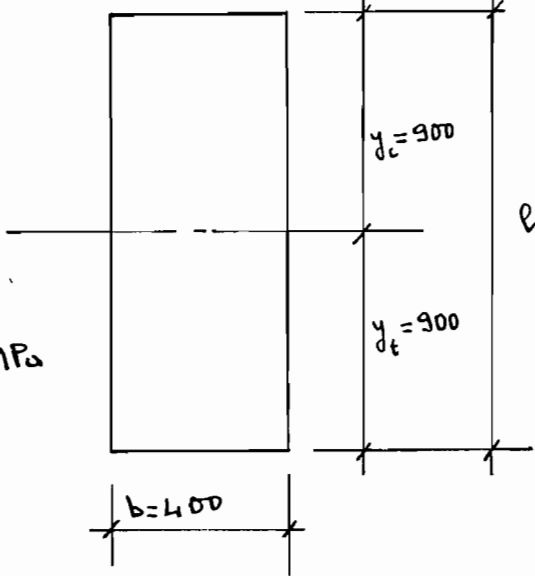
1°. Moments non pondérés.

$$M_{cp} = 1172 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 1565.2 \text{ kN.m}$$

$$M_{cp+s} = 2737.2 \text{ kN.m}$$

2°. Propriétés géométriques de la section brute.



$f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 30 \text{ MPa}$
 $E_c = 5000 \sqrt{f'_c} = 27386 \text{ MPa}$
 $A_s = 14000 \text{ mm}^2$
 $A'_s = 8000 \text{ mm}^2$
 $d = 1655 \text{ mm}$
 $d' = 111 \text{ mm}$
 $y_t = y_c = 900 \text{ mm}$
 $I_g = \frac{400 \times 1800^3}{12} = 1.94 \text{ E}11 \text{ mm}^4$

3°. Propriétés géométriques de la section fissurée transformée.

$$\text{Rapport modulaire : } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27386} \approx 7.3$$

$$r = \frac{(n-1) \times A'_s}{n \times A_s}$$

$$r = \frac{(7.3-1) \times 8000}{7.3 \times 14000} = 0.49$$

$$c = \frac{n A_s}{b} \left[-(r+1) + \sqrt{(r+1)^2 + \frac{2bd}{n \cdot A_s} \left(1 + \frac{r d'}{d} \right)} \right]$$

$$c = \frac{7.3 \times 14000}{400} \left[-(0.49+1) + \sqrt{(0.49+1)^2 + \frac{2 \times 400 \times 1655}{7.3 \times 14000} \left(1 + \frac{0.49 \times 111}{1655} \right)} \right]$$

$$c = 628.5 \text{ mm}$$

$$I_{CR} = \frac{bc^3}{3} + n A_s (d-c)^2 + (n-1) \times A'_s (c-d')^2$$

$$I_{CR} = \frac{400 \times 628.5^3}{3} + 7.3 \times 14000 \cdot (1655 - 628.5)^2 + (7.3-1) \cdot 8000 (628.5 - 111)^2$$

$$I_{CR} = 1.54 \text{ E}11 \text{ mm}^4$$

4° - Moment de fissuration, M_{cr} -

$$f_r = 0.6 \sqrt{f'_c} = 3.29 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y}$$

$$M_{cr} = \frac{3.29 \times 1.94 \text{ E}11}{900} = 709.2 \text{ kN.m}$$

5° - Moment d'inertie effectif, I_E -

$$I_E = \left(\frac{M_{cr}}{M_A} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_A} \right)^3 \right] \cdot I_{CR}$$

• Pour la charge permanente

$$I_{E,c.p} = \left(\frac{709.2}{1172} \right)^3 \times 1.94 \text{ E}11 + \left[1 - \left(\frac{709.2}{1172} \right)^3 \right] \cdot 1.54 \text{ E}11$$

$$I_{E,c.p} = 1.63 \text{ E}11 \text{ mm}^4$$

• Pour la charge permanente plus surcharge.

$$I_{E_{cp+s}} = \left(\frac{709.2}{2737}\right)^3 \times 1.94E11 + \left[1 - \left(\frac{709.2}{2737}\right)^3\right] \times 1.54E11$$

$$I_{E_{cp+s}} = 1.55E11 \text{ mm}$$

6° - Fléchissement instantané.

$$\Delta = \frac{5}{48} \times \frac{M_n \cdot L^2}{EI}$$

$$\Delta_{cp} = \frac{5}{48} \times \frac{1172 E6 \cdot 15000^2}{27386 \times 1.63E11} = 6.6 \text{ mm}$$

$$\Delta_{cp+s} = \frac{5}{48} \times \frac{2737 E6 \cdot 15000^2}{27386 \times 1.55E11} = 15. \text{ mm}$$

$$\text{fléchissement de surcharge} = 15 - 6.6 = 8.4 \text{ mm}$$

$$\text{fléchissement permis} = \frac{15300}{1800} = 8.5 \text{ mm}$$

B1. Fissuration.

$$d_s = 148.2 \text{ mm}$$

$$d_c = 73.8 \text{ mm}$$

$$\beta_s = 1.2$$

$$f_s = 0.6 \cdot f_y$$

$$f_s = 0.6 \times 400 = 240 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{2 d_s b_w}{N}$$

$$A = \frac{2 \times 148.2 \times 400}{14} = 8469 \text{ mm}^2$$

$$z = \frac{P}{f_s} \sqrt[3]{d_s \times A}$$

$$z = 240 \sqrt[3]{73.8 \times 8469}$$

$$z = 20519 \text{ N/mm} < 25000 \text{ N/mm} \quad \text{O.K.}$$

Références bibliographiques

Référence 1: Fascicule "Arched wide Flange beams
For Railway Bridges"

Références 2. "calcul aux états limites des
charpentes métallique"
Picard et Beaulieu

Référence 3: "Handbook of steel construction"
Edition 84

Référence 4: "Notes de cours béton armé"

Référence 5. "Notes de cours béton précontraint"
Noyau TURKAN

Référence 6: "Metric Design Handbook"

Référence 7: "Dessin de charpente en béton"