

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

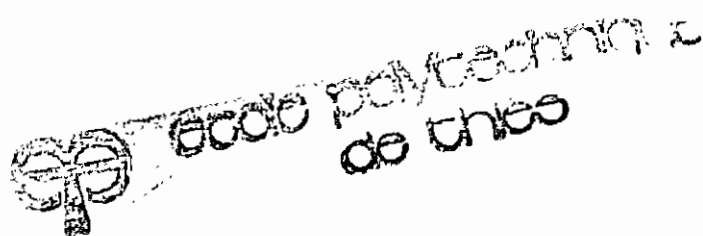
GC.0414

PROJET DE FIN

D'ETUDES

PONT-RAIL METALLIQUE

SUR COURBE



AUTEUR :

MAMADOU
LAMINE DIOUF

DIRECTEUR DE
PROJET :

S. A. BOULOS

1981-82

A mes Parents

A mes Camarades

REMERCIEMENTS

J'aimerais exprimer ma reconnaissance à tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à la réalisation de ce travail. Particulièrement au personnel du service Technique et à Mr B. TALL, ingénieur, de la R.C.F.S. et à Mr R. LUPIEN, professeur à l'E.P.T., qui ont bien voulu tous faire montre d'une disponibilité constante.

Je voudrais remercier tout particulièrement Mr S.A. BOULOS, professeur à l'E.P.T., qui a su me diriger judicieusement dans la réalisation de ce rapport.

SOMMAIRE

Le but de ce travail était de faire le design d'un pont-rail métallique sur courbe qui doit passer au dessus d'un fossé au fond duquel se trouve une route. La longueur du pont est 90 m, le rayon de courbure de la voie est 600 m et la vitesse de conception 100 km/h. Le pont étant à voie inférieure, la hauteur et la largeur entre les pontes principales sont déterminées à partir du devis et du gabarit de libre passage. Il est prévu deux passerelles de 1,5 m de largeur chacune à l'extérieur des pontes porteuses. La voie est simple.

Le pont est en alignement, c'est pourquoi les lignes d'influence normales des pontes principales, en K-stress, sont corrigées pour tenir compte de la répartition inégale des charges sur les deux pontes principales due à la courbure de la voie. Le design des différentes composantes de la superstructure et des assemblages est fait selon le code CSA. S1. 1966 basé sur la théorie des contraintes admissibles.

Des sections répondant aux critères structuraux de design peuvent être augmentées pour des fins d'assemblage comme cela a été pour les membres

horizontales inférieures des poutres principales.
Nous avons finalement estimé le poids de la
superstructure du pont.

Mots-clés: Pont - rail - métal - courbe - design.

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX ix

INTRODUCTION 1

1.-GEOMETRIE DU PONT 3

A.-Détermination du devers 4

B.-Détermination de la fleche 5

C.-Choix du type de pont 6

D.-Largeur et hauteur du pont 8

1) Gabarit de libre passage 8

2) Largeur 9

3) Hauteur 10

E.-Choix du type de poutre principale 10

F.- Plan d'élevation général 12

2.-ANALYSE DES EFFORTS DE LA SUPERSTRUCTURE 13

A.-Théorie des lignes d'influence 14

1) Théorie générale 14

2) Définition 14

3) Utilisation des L.I. 15

a) Charges ponctuelles 15

b) Chargement uniformément réparti 15

4) Méthodes pour le calcul des lignes d'influence	16
B. Calcul des sollicitations maximales	
1) Traverses	17
2) Longérons	18
a) lignes d'influence d'une poutre sur appuis simples	18
b) Influence sur L.I.V _n et L.I.Π _n d'un chargement indirect	20
c) lignes d'influence sollicitations maximales des longérons	22
d) Récapitulation des sollicitations maximales	27
3) Entretoises	28
a) Chargement des entretoises	28
b) R _{max} et V _{max}	28
c) Π _{max}	29
i) Approche utilisée	29
ii) Recherche du point "critique" c	30
iii) L.I.Π _c et Π _{max}	30
d) Récapitulation des sollicitations maximales	31
4) Ponts Principales	32
a) Définition des valeurs C et D et des facteurs de correction $\frac{2C}{B}$ et $\frac{2D}{B}$	32
b) Elaboration des formules pour calcul de C et D	33
c) Stabilité des trains sur le pont	35
i) trains lents	35
ii) trains rapides	35

- d) valeurs de $\frac{e_C}{B}$ et $\frac{e_D}{B}$ 36
- i) travée intermédiaire 37
- ii) travées d'extrémité 37
- e) Interprétation des valeurs $\frac{e_C}{B}$ et $\frac{e_D}{B}$ & Méthode d'élaboration des l.i. corrigées ... 38
- f) Méthode d'exploitation des l.i. corrigées 42
- g) Conclusion sur l'analyse des pontes principales 47

- 3-BASES DE CALCUL 48
- A-Résumé des charges 49
- B-Contraintes admissibles 51

- 4-DESIGN DE LA SUPERSTRUCTURE 53
- A-Design des longerons 54
- 1) Chargement A 54
- 2) Chargement B 56
- 3) Conclusions pour les longerons 59
- B-Design des entretoises 60
- 1) Chargement A 60
- 2) Chargement B 62
- 3) Conclusions pour les entretoises 64
- C-Design des trottoirs 65
- 1) Design des garde-fous 65
- 2) Design des montants des garde-fous 66
- 3) Design des poutres longitudinales des trottoirs 66
- 4) Design des poutres transversales des trottoirs 67

D-Design des poutres principales	69
1) Sollicitations maximales de design	69
2) Quelques exemples de design de membres	71
3) Résumé des sollicitations maximales des membres	75
4) Résumé du design des membres	79
E-Design du contreventement	82
1) Contreventement des longerons	82
2) Contreventement horizontal supérieur	82
a) membres droites	82
b) membres diagonales	83
c) Conclusions pour le contreventement horizontal supérieur	84
3) Contreventement horizontal inférieur	85
a) membres droites	85
b) membres diagonales	85
c) Conclusions pour le contreventement horizontal inférieur	86
5-ASSEMBLAGES	87
A-Caractéristiques	88
B-Assemblages principaux	89
1) Assemblage longeron - entretoise	89
2) Assemblage entretoise - poutre principale	89
a) Agrandissement des sections des membres horizontales inférieures des p.p. pour des fins d'assemblage	89
b) assemblage entretoise - poutre principale	90
3) Assemblage trottoir - poutre principale	91

6-ESTIMÉ DU POIDS DE LA SUPERSTRUCTURE 96

CONCLUSION ET DISCUSSION..... 99

APPENDICES

Annexe 1. Gabarits de quelques ponts de la R.C.F.S.

Annexe 2. Pose sur traverse en bois.

Annexe 3. Train type.

Annexe 4. la recherche du point "critique".

Annexe 5. lignes d'influence normales et lignes d'influence corrigées des membrures des pontes principales.

Annexe 6. Illustration du site du pont.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1	: Ordonnées des l. I. des longerons	25
Tableau 2-2	: Valeur de $\frac{e_c}{B}$ et $\frac{e_D}{B}$ pour la travée intermédiaire.	37
Tableau 2-3	: Valeur de $\frac{e_c}{B}$ et $\frac{e_D}{B}$ pour les travées d'extrémité.	37
Tableau 2-4	: Sollicitations maximales dues aux charges mobiles	43
Tableau 2-4 (suite)	: Sollicitations maximales dues aux charges mobiles (suite).	44
Tableau 2-5	: Sollicitations maximales dues aux charges fixes	46
Tableau 4-1	: Sollicitations maximales de design dues aux charges vives + Impact total.	70
Tableau 4-2	: Sollicitations maximales totales	76
Tableau 4-2. suite 1	: Sollicitations maximales totales (suite 1)	77
Tableau 4-2. suite 2	: Sollicitations maximales totales (suite 2)	78
Tableau 4-3.	: Résumé du design des membrures	79
Tableau 4-3. suite 1	: Résumé du design des membrures (suite 1)	80
Tableau 4-3. suite 2	: Résumé du design des membrures (suite 2)	81

INTRODUCTION

Les transports sont devenus indispensables à l'existence quotidienne comme le sont l'alimentation et l'énergie. Face à cette demande croissante en déplacements des personnes et des biens, qui implique nécessairement une densification des réseaux de communication, il est d'usage courant de construire nos voies par dessus des obstacles naturels ou artificiels; en particulier au dessus des cours d'eau, des lacs, des fossés et d'autres voies en les faisant supporter par des ouvrages d'art. La diversité des types de ponts, des conditions des sites et d'érection est telle que chaque étude d'un projet de pont a ses particularités et contribue ainsi, modestement, à la tentative de trouver des solutions satisfaisantes. Dans ce sens des projets de ponts, en béton armé ou métalliques, ont déjà fait l'objet d'études dans le cadre de ce cours.

Pour notre cas l'obstacle est un fossé au fond duquel se trouve une route. Une voie ferrée simple en courbe d'un rayon de courbure de 600m doit passer au dessus de la route. Le viaduc sera normal et aura une longueur de 90m avec deux passerelles de largeur 1,5m chacune à l'extérieur

des deux pontes portuses. la vitesse de conception est 100 km/h (28 m/sec). le métal du pont est de l'acier, ce qui permet d'avoir une haute résistance et une bonne ductilité.

Tout en veillant essentiellement à la sécurité, à l'économie et à la facilité d'érection; notre étude sera basée sur le code des ponts rails en acier du Canada (CSA. S1. 1966) et portera sur:

- la détermination de la géométrie du pont,
- l'analyse des efforts de la superstructure,
- les bases de calcul,
- le design de la superstructure,
- les assemblages et
- Un estimé du poids de la superstructure.

CHAPITRE 1
GÉOMÉTRIE DU
PONT

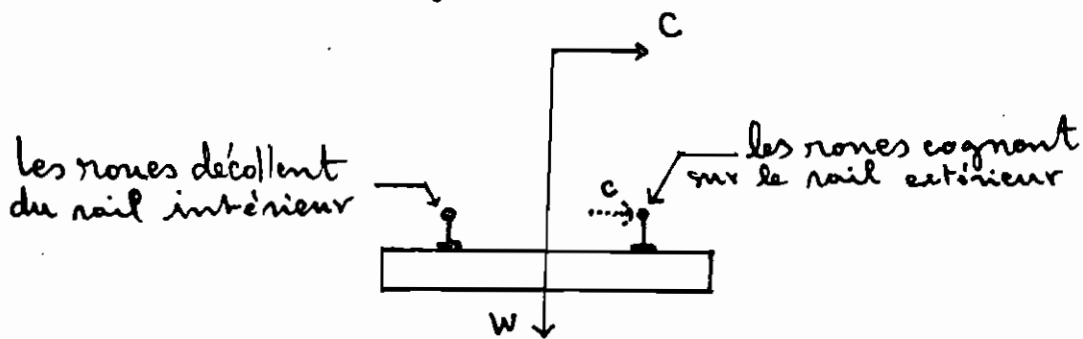
A) Détermination du devers.

A cause de la courbe il se crée une force centrifuge C :

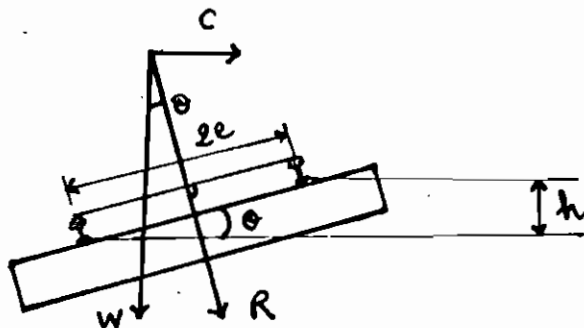
$$C = \frac{W v^2}{g r}$$

W = poids du train
v = vitesse = 28 m/sec
g = 9,81 m/sec²
r = rayon de la courbe = 600 m

Cette force centrifuge C surcharge le rail extérieur à la courbe de la façon illustrée ci-dessous :



Afin de palier en partie à ce débalancement du chargement sur les deux rails, on crée le devers qui est la distance verticale entre les deux rails. L'idéal visé est que la résultante du poids du train et de la force centrifuge soit perpendiculaire au plan du dessus des rails :



Nous avons : $\sin \theta = \frac{h}{ee}$, $h =$ devers théorique (m)
 $ee =$ écartement des rails
 $= 1 \text{ m au Sénégal.}$

aussi $\sin \theta = \frac{C}{R} \approx \frac{W/C}{R}$, $R =$ la résultante.
 $= \frac{W v^2}{g n}$
 $= \frac{v^2}{g n}$

$$\Leftrightarrow \frac{h}{ee} = \frac{v^2}{g n} \Leftrightarrow h = \frac{ee v^2}{g n} = \frac{v^2}{g n}$$

Le devers pratique d est pris comme étant 70% du devers théorique h

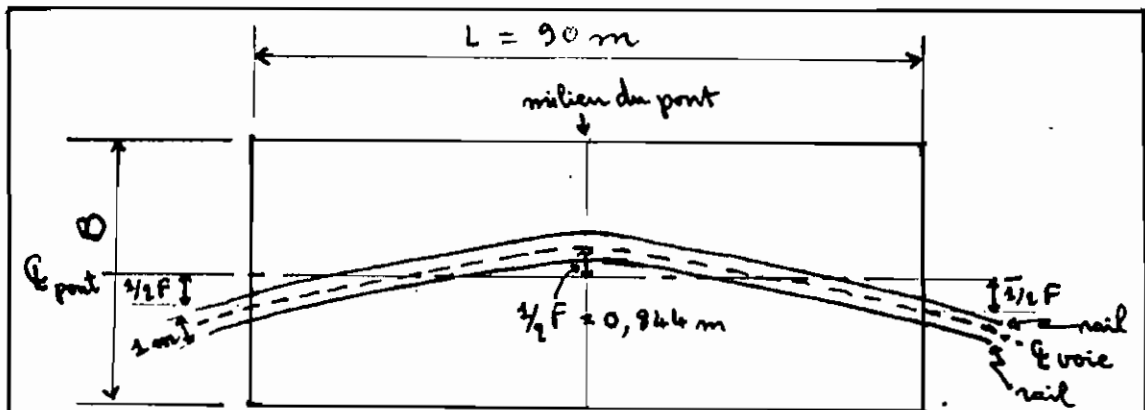
$$\Leftrightarrow d = 0,70 \frac{v^2}{g n}$$

$$= \frac{0,70 \times 28^2}{9,81 \times 600} = 0,093 \text{ m} \approx 93 \text{ mm}$$

$d = 93 \text{ mm} \leq 160 \text{ mm} = d_{\max}$ (JEAN ALIAS, La voie ferrée, Eyrolles, pages 278-281, Eyrolles, 1977)

B) Détermination de la flèche.

Pour éviter des difficultés de construction d'un pont courbe notamment avec les pontes principales courbes en treillis, nous avons choisi un pont en alignement qui n'épouse donc pas la courbe de la voie. Ce qui engendre une certaine flèche qui est l'écart de la voie par rapport à la ligne centrale (E) du pont :



$L = \text{longueur du pont} = 90 \text{ m}$

$B = \text{largeur entre les deux pontres principales}$

$F = \text{la flèche}$

$$F = \frac{L^2}{8\pi} = \frac{90^2}{8 \times 600} = 1,6875 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow \frac{1}{2} F = \frac{1,6875}{2} = 0,844 \text{ m}$$

Ainsi nous avons :

- A l'entrée et à la sortie du pont une excentricité de la voie par rapport à la ligne centrale du pont de $\frac{1}{2} F = 0,844 \text{ m}$ vers l'intérieur de la courbe.

- Au milieu du pont l'excentricité est $\frac{1}{2} F = 0,844 \text{ m}$ vers l'extérieur de la courbe.

C) Choix du type de pont.

Le sol de fondation du pont est du calcaire. Le calcaire est une roche sédimentaire dure à l'état compact. Cependant par le phénomène de désagrégation cyclique et continue due à l'eau des pluies durant l'hivernage suivie de la grande évaporation durant la saison sèche le calcaire

se fissure. Il est alors sujet à des tassements différentiels qui dépendent de la densité des fissures à un endroit plutôt qu'à un autre.

C'est pourquoi nous avons choisi un système isostatique qui s'apprête mieux aux tassements différentiels qu'un système hyperstatique.

L'emploi des rails longs soudés (L.R.S.) est de plus en plus fréquent au Sénégal à cause de l'augmentation de confort que l'on y gagne par la diminution du rebondissement des roues qui cognent sur les boulons ou rivets d'assemblage dans le cas des rails rivetés.

Cependant en contre partie on doit prévoir des appareils spéciaux de dilatation sur les ponts à travée plus longue que 20 m.

Nous choisissons trois travées indépendantes isostatiques de 30 m chacune et des appareils de dilatation seront prévus. Ils sont placés aux extrémités du pont.

Il est prévu une route sous le pont. Nous avons un dégagement horizontal de 30 m, soit la travée intermédiaire, moins l'emprise des piles du pont.

Ce qui est suffisant pour contenir une route qui pourra avoir par exemple $4 \text{ voies} \times 3,75 \text{ m} = 15 \text{ m}$ et des accotements de 3 m à chaque bord = 6 m Soit au total 21 m pour la route.

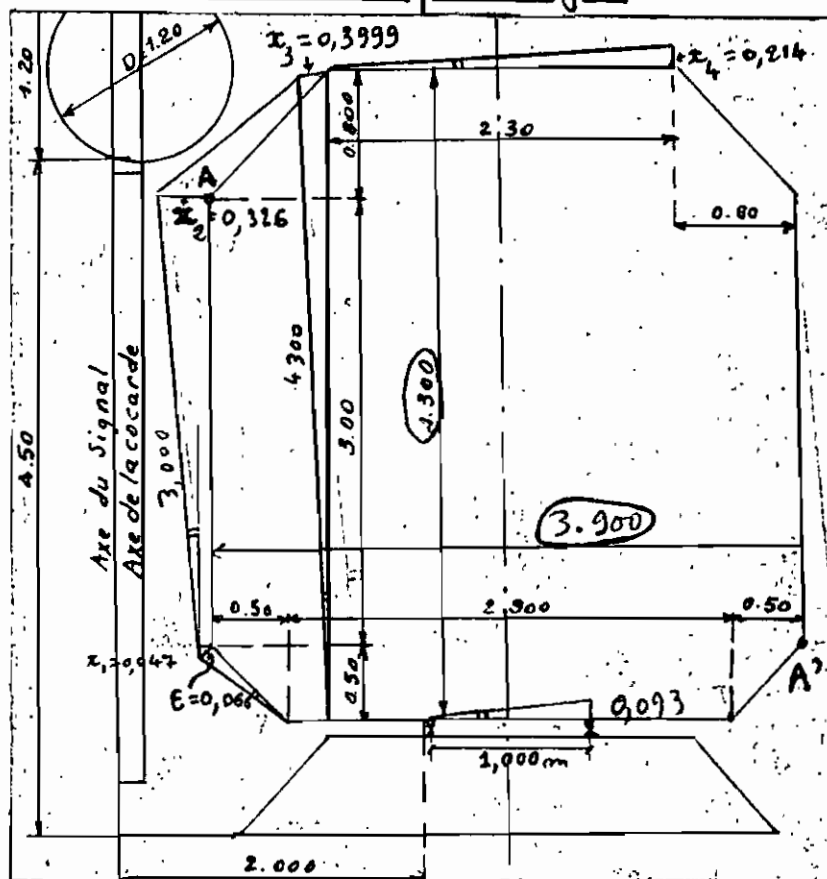
les largeurs de voie et d'accotement ci-citées sont

les conditions idéales conformes aux normes de l' AASHTO.

Nous avons choisi un pont à voie inférieure, ce qui nous permet d'utiliser les poutres principales comme éléments de séparation entre le passage du train et les trottoirs. Ceci nous évite d'utiliser deux garde-fous sur les deux bords de chaque trottoir pour la sécurité des piétons. Les montants supérieurs des poutres principales pourront servir au transport des câbles (téléphoniques et autres).

D) Largeur et hauteur du pont.

1) Gabarit de libre passage :



2) Largeur :

soit α l'angle cr   par le devers ;

les distances E , x_1 , x_2 , x_3 et x_4 sont illustrées sur la figure .

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,093 \text{ m}}{1,00 \text{ m}} = 0,093$$

$$E = 0,707 \operatorname{tg} \alpha = 0,066 \text{ m}$$

$$\Rightarrow x_1 = \frac{E}{\sqrt{2}} = 0,047 \text{ m}$$

$$x_2 = x_1 + 3,000 \operatorname{tg} \alpha = 0,326 \text{ m}$$

$$x_3 = 4,300 \operatorname{tg} \alpha = 0,3999 \text{ m}$$

⇒ les deux points les plus critiques sont :

- le point A qui se trouve à 3,500 m au dessus des rails et à l'intérieur de la courbe. Ce point se déplace de $x_2 = 0,326 \text{ m}$ vers l'intérieur de la courbe .

- le point A' qui se trouve à 0,500 m au dessus des rails et à l'extérieur de la courbe. le point se déplace vers l'intérieur de la courbe mais reste le point le plus extérieur à la courbe .

• Pour conserver la symétrie nous ajouterons la distance $x_2 = 0,326$ aussi bien à gauche qu'à droite du gabarit .

$$\Rightarrow \text{largeur totale de libre passage} = 3,900 \text{ m} + 2(0,326 \text{ m}) \\ = 4,552 \text{ m}$$

• L'exc  entricit   due à la flèche se cumule avec la distance x_2 à l'entrée et à la sortie du pont

$$\Rightarrow \text{dégagement total} = 4,552 \text{ m} + 2(0,844 \text{ m}) \\ = 6,240 \text{ m}$$

• A ce dégagement total nous ajouterons deux demi-lar-

- geurs approximatives de poutre principale.
- ⇒ Distance axe à axe des pontres principales
 $= 6,240 \text{ m} + 2(0,250 \text{ m}) = 6,740 \text{ m}$
- Prenons cette distance égale à 6,800 m.
- On y ajoute les deux trottoirs
 ⇒ largeur totale du pont $= 6,800 \text{ m} + 2(1,500 \text{ m})$
 $= 9,800 \text{ m}.$

3) hauteur :

- $x_4 = 2,300 \text{ m} \operatorname{tg} \alpha = 0,214 \text{ m}$
- ⇒ Dégageement total $= 4,300 \text{ m} + 0,214 \text{ m} = 4,514 \text{ m}$
- A ce dégageement total on ajoute la hauteur d'un rail, la hauteur de traverse, le devers et une hauteur approximative de 1 m pour les entretoises, longerons et deux demi-hauteurs des semelles des pontres principales.
- ⇒ Hauteur totale (axe à axe des semelles inférieure et supérieure des pontres principales)
 $= 4,514 \text{ m} + 0,128 \text{ m} + 0,14 \text{ m} + 0,093 \text{ m} + 1 \text{ m}$
 $= 5,875 \text{ m}$
 $\approx 5,900 \text{ m}$

Les gabarits de différents ponts sont donnés dans l'annexe 1.

E) Choix du type de poutre principale :

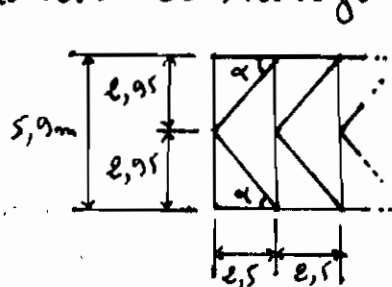
La hauteur des pontres principales (p. p.) est

5,900 m, donc assez grande; c'est pourquoi nous avons choisi des poutres principales en treillis pour éviter l'emploi de très grandes sections d'acier au cas où nous aurions choisi des p.p. à âme pleine.

L'expérience a montré qu'un système à semelles parallèles est plus économique pour une travée simple de portée $30 \text{ m} \leq 60-75 \text{ m}$. (ALFIO SENI, Cours de Ponts 1.517, pages 80-82, E.P.I., 1975)

Nous prenons des longerons de longueur 2,500 m, à peu près la moitié de la hauteur des p.p. C'est pourquoi nous avons choisi des p.p. en treillis en forme de K, soit le "K-stress", ce qui permet d'avoir des membrures de longueurs pas trop différentes; ainsi les efforts maximums dans les membrures du treillis ne seront pas très différents et nous n'aurons pas à varier de beaucoup nos futurs choix de sections lors du design.

Les membrures obliques s'articuleront à mi-hauteur du treillis, ainsi nous aurons le même angle α entre les membrures obliques et les membrures horizontales.



$$\sin \alpha = \frac{2,95}{\sqrt{2,95^2 + 2,5^2}} = \frac{2,95}{3,8668} = 0,7629$$

$$\Rightarrow \alpha = 49,72^\circ$$

α pas très différent de 45° facilite l'assemblage du treillis.

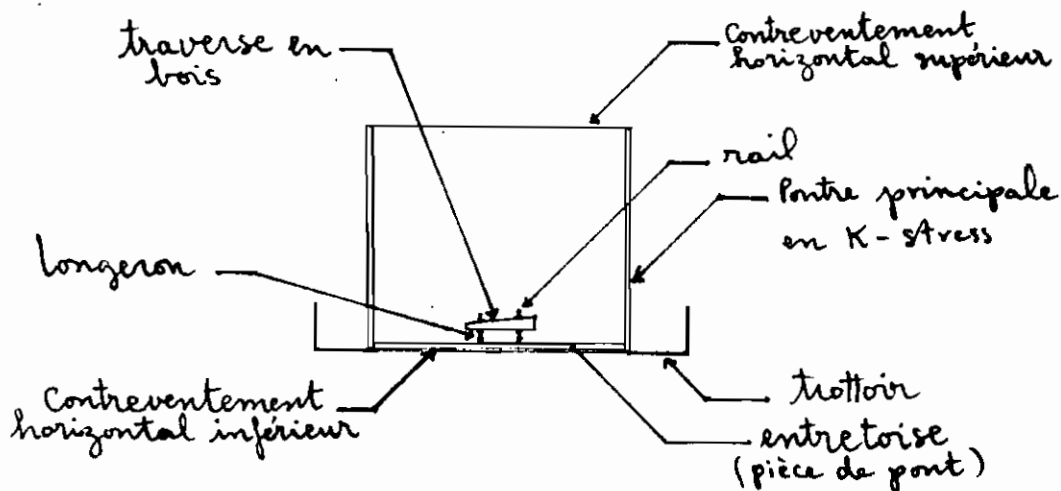
F) PLAN D'ELEVATION GENERAL

Pour créer le devers on peut utiliser des traverses dont le dessous est plat alors que le dessus est incliné d'un angle θ

$$\theta = \sin^{-1}\left(\frac{d}{\ell e}\right) = \sin^{-1}\left(\frac{0,093\text{ m}}{1\text{ m}}\right) = 5,329^\circ \approx 6^\circ$$

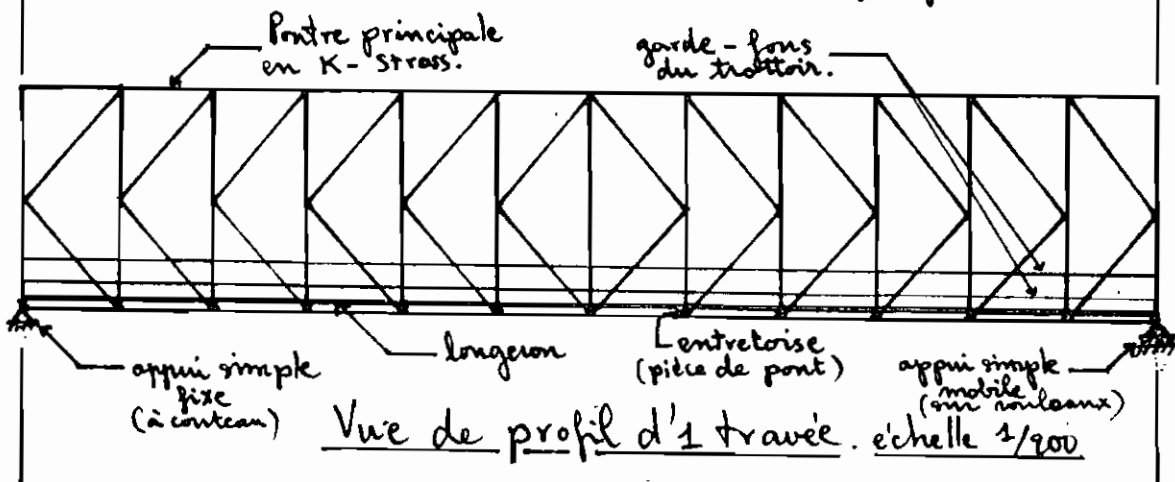
On bien on peut utiliser les traverses en bois courantes (180 cm x 95 cm x 14 cm) avec des morceaux du même bois que les traverses que l'on fixe sous la traverse sous le rail extérieur à la courbe.

Nous illustrerons nos figures avec le 1^{er} cas.



Vue de face. échelle 1/200

Les trois travées sont identiques, nous représentons ci-dessous une seule travée en vue de profil.



CHAPITRE 2

ANALYSE DES EFFORTS DE LA SUPERSTRUCTURE

A) Théorie des lignes d'influence.

1) Théorie générale :

Les lignes d'influence (L.I.) servent à déterminer les sollicitations maximales dues aux charges mobiles dans les ponts et les treillis. Si la position de la charge est connue (charge morte ou charge du vent), les sollicitations maximales peuvent être obtenues directement des diagrammes de moment, de cisaillement et d'effort normal pour les ponts, ou en calculant les efforts axiaux pour les treillis.

Mais dans le cas des charges mobiles, on doit d'abord déterminer la position de la charge qui produit la sollicitation maximale.

2) Définition :

On appelle ligne d'influence du moment de flexion Π (L.I. Π) (ou L.I.V ou L.I.R) la représentation graphique des efforts (Π ou V ou R) dans une section donnée d'un élément de structure, ou du déplacement d'un point de cette structure en fonction de la position de la charge.

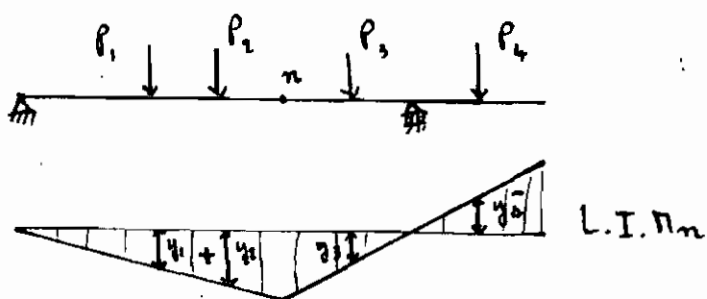
En d'autres termes, la L.I. du moment de flexion Π (ou de l'effort tranchant V ou de la réaction R) à un point donné n est une courbe dont l'ordonnée y en un point quelconque x est égale au moment de flexion Π (ou à l'effort tranchant V ou à la réaction R) en n quand une charge unitaire est appliquée au point x . Ceci

signifie que toutes les ordonnées de la ligne d'influence représente le moment de flexion π (ou V ou R) au même point n pour une charge unitaire mobile.

3) Utilisation des L.I. :

Les L.I. nous permettent d'obtenir la fonction cherchée pour n'importe quel système de charge appliqué à n'importe quelle position.

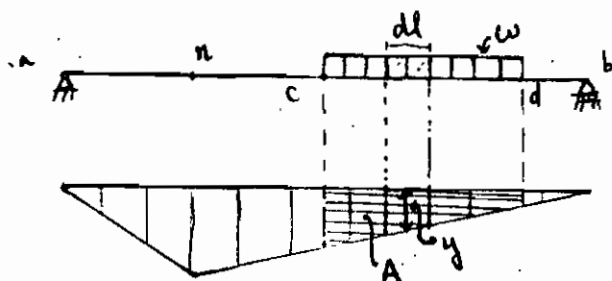
a) Charges ponctuelles (concentrées) :



De la définition même de la L.I. nous pouvons aisément trouver le moment π_n pour la position indiquée du chargement en question. C'est à dire π_n doit être égal à :

$$\pi_n = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 - P_4 y_4 = \sum P_i y_i$$

b) Chargement uniformément réparti :



Considérons un élément infinitésimal dl , nous avons :

$$dM_n = w dl y$$

la charge de ce petit élément est égale à: $w dl$ et le moment au point n dû à cet élément de charge est $dM_n = w dl y$.

Donc le moment total au point n dû à la charge uniformément répartie indiquée est:

$$\begin{aligned} M_n &= \int_c^d w dl y \\ &= w \int_c^d y dl \end{aligned}$$

$$= w A \quad , \quad A \text{ étant la surface de}$$

L.I. M_n sous la charge uniformément répartie.

• Les mêmes principes sont appliqués pour trouver la réaction R , l'effort tranchant V ou l'effort axial F d'une membrure à partir d'une ligne d'influence.

4) Méthodes pour le calcul des lignes d'influence

La méthode la plus simple théoriquement est de placer la charge $P=1$ dans des positions successives et de calculer les valeurs du moment ou de l'effort tranchant désiré, pour chacune des positions. C'est la méthode la plus facile pour les ponts isostatiques.

Mais ceci suppose beaucoup de calculs pour les ponts hyperstatiques et c'est pourquoi on a cherché des méthodes plus rapides et aussi exactes pour le calcul des L.I.. Parmi ces méthodes l'on peut citer celle qui est basée sur la méthode de distribution des moments (méthode Hardy Cross) et qui est très rapide (ALFIO SENI, Revue "l'ingénieur", Août, 1966, pages 28-36).

B) Calcul des sollicitations maximales

1) Traverses:

Les rails sont fixés sur les traverses par des tirefonds en quinconce. On utilise des semelles en caoutchouc entre le rail et la traverse.

Les efforts qui gouvernent le choix de la traverse sont la compression de la surface sur laquelle repose le rail et l'effort d'anachement des tirefonds.

Les traverses ne font pas l'objet d'un design puisqu'on utilise des traverses courantes en bois au Sénégal sur les ouvrages d'art.

Des études ont été faites sur certains bois sénégalais afin de les utiliser. Parmi ces bois on peut citer le "Couloucoulou" qui a une densité de 0,70 à 0,80 et qui est brun foncé.

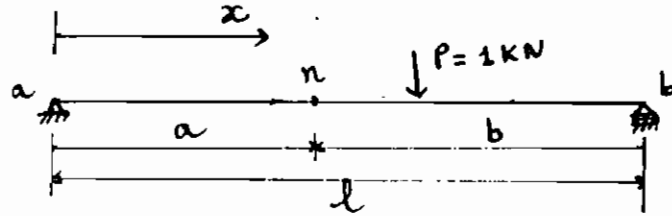
Ces bois sont traités, particulièrement ils sont injectés à la créosote pour les protéger contre les insectes et les champignons.

Le travelage en vigueur au Sénégal est 1500 traverses au km soit une traverse tous les 667 mm.

Nous donnons en Annexe 2 une illustration de la pose sur traverse en bois (La Voie, Tome I, SNCF - Région de Toulouse, Tirage 1979.).

2) Longérons

a) lignes d'influence pour une poutre sur appuis simples.



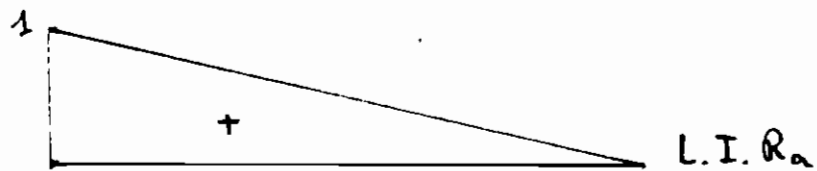
i) L.I. des réactions aux appuis.

Soit x la position de $P = 1\text{ kN}$ par rapport à l'appui a , nous avons :

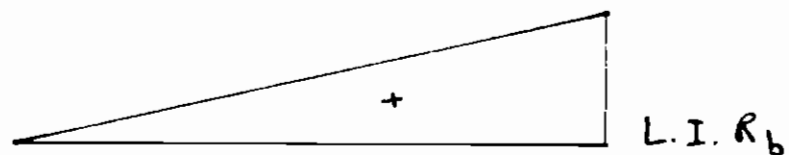
$$R_a = \frac{1 \times (l - x)}{l} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow R_a = 1 \\ x = l \Rightarrow R_a = 0 \end{cases}$$

$$R_b = \frac{1 \times x}{l} \Rightarrow \begin{cases} x = 0 \Rightarrow R_b = 0 \\ x = l \Rightarrow R_b = 1 \end{cases}$$

Ce qui donne :

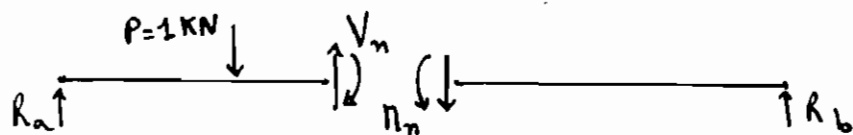


et



ii) L.I. V_n .

Si $P = 1\text{ kN}$ se trouve à gauche de la section n , nous avons le diagramme de corps libre suivant :



$$\Rightarrow V_m = R_b$$

et par la convention qui est :

V à gauche de la section et vers le bas \Rightarrow négatif

$$\Rightarrow V_m = -R_b = \frac{-x}{l}$$

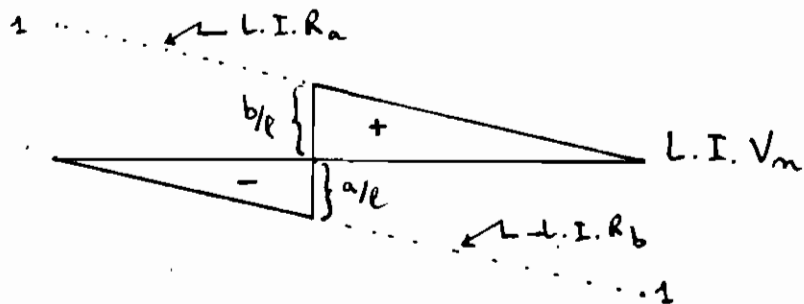
$$\Leftrightarrow \text{L.I. } V_m \text{ à gauche de } m = -(L.I. R_b)$$

• Si $P = 1\text{KN}$ se trouve à droite de la section m , d'une façon analogue nous aurons :

$$V_m = R_a = \frac{l-x}{l}$$

$$\Leftrightarrow \text{L.I. } V_m \text{ à droite de } m = L.I. R_a$$

• Nous obtenons :



iii) L.I. Π_m

• Si $P = 1\text{KN}$ se trouve à gauche de la section m , avec le diagramme de corps libre précédent,

$$\Rightarrow \Pi_m = R_b \times b = \frac{x}{l} b$$

$$\Leftrightarrow \text{L.I. } \Pi_m \text{ à gauche de } m = (L.I. R_b) \times b$$

• Si $P = 1\text{KN}$ se trouve à droite de la section m , d'une façon analogue nous aurons :

$$\Pi_m = R_a \times a = \frac{(l-x)}{l} a$$

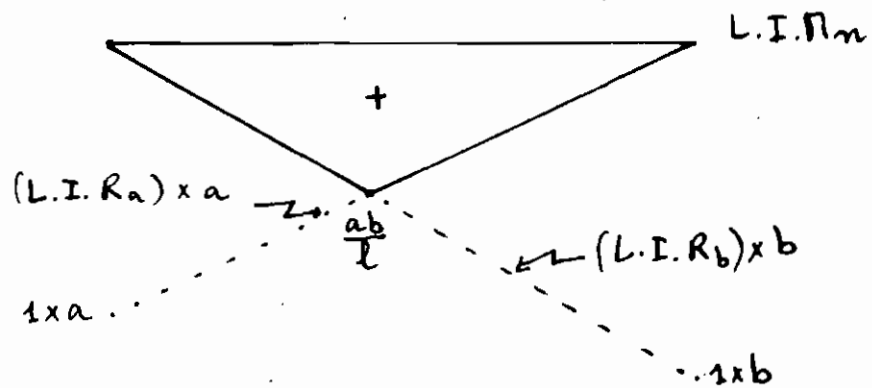
$$\Leftrightarrow \text{L.I. } \Pi_m \text{ à droite de } m = (L.I. R_a) \times a$$

• Dans ces deux cas la fibre ^{la phys} tendue est la fibre inférieure, par convention, ce moment sera positif.

$$\bullet \text{ à } x = a \text{ nous avons } \Pi_m = \frac{ab}{l} = \frac{ab}{l}$$

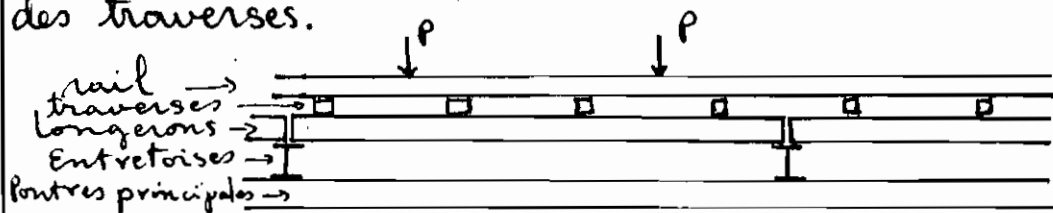
$$\text{ou } \Pi_m = \frac{(l-x)a}{l} = \frac{(l-a)a}{l} = \frac{ba}{l}$$

en d'autres termes les $(L.I.R_b) \times b$ et $(L.I.R_a) \times a$ se compent sous la section m ($x = a$). Ce qui donne :

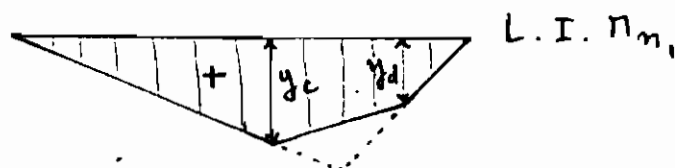
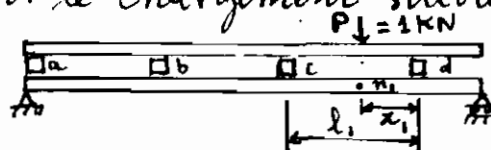


b) Influence sur L.I.V et L.I.Π d'un chargement indirect.

Les longerons sont parallèles aux poutres principales. Ils supportent les rails par l'intermédiaire des traverses.



A cause des traverses le chargement des longerons est indirect. C'est pourquoi nous devons modifier les l.i. des moments ($L.I.Π_m$) et les l.i. des efforts tranchants ($L.I.V_m$) dans le panneau à l'intérieur duquel se trouve la section m pour laquelle les l.i. sont tracés. Soit le chargement suivant :



Du fait qu'une charge P se trouvant à une position quelconque ne peut être transmise que par l'intermédiaire des nœuds, nous avons :

R_c et R_d les réactions de P aux points c et d telles que $R_c = \frac{1 \times x_1}{l_1}$ et $R_d = \frac{1 \times (l_1 - x_1)}{l_1}$

la valeur du moment de flexion au point n , s'obtient par :

$$\begin{aligned} \Pi_{n_1} &= R_c y_c + R_d y_d \\ &= \left[\frac{1 \times x_1}{l_1} y_c \right] + \left[\frac{1 \times (l_1 - x_1)}{l_1} y_d \right] \\ &= \frac{x_1}{l_1} y_c + \frac{l_1}{l_1} y_d - \frac{x_1}{l_1} y_d \\ &= y_d + \frac{(y_c - y_d)}{l_1} x_1 \end{aligned}$$

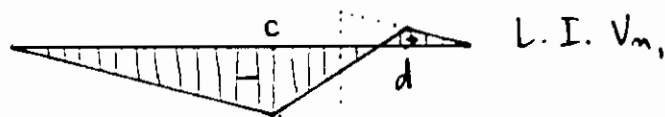
Pour une section n , donnée, les valeurs y_d , y_c et l_1 sont des constantes et x_1 une variable indiquant la position de $P = 1 \text{ kN}$

Donc Π_{n_1} est donné à l'intérieur du panneau considéré par l'équation d'une droite linéaire telle que pour $x_1 = 0 \Rightarrow \Pi_{n_1} = y_d$

$$\text{et pour } x_1 = l_1 \Rightarrow \Pi_{n_1} = y_c$$

\Leftrightarrow L.I. Π_{n_1} est bien telle qu'illustrée précédemment par la ligne pleine.

D'une façon analogue on démontre que L.I. V_{n_1} est aussi linéaire à l'intérieur du panneau considéré. soit :



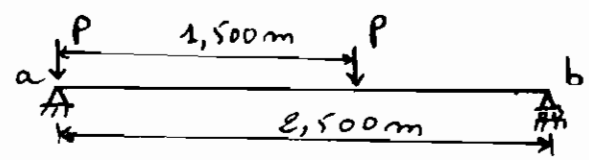
A l'extérieur de ce panneau la L.I. Π_{n_1} et la L.I. V_{n_1}

restent inchangées.
 Les l. i. restent les mêmes que pour un cas de chargement direct si la section n, se trouve à l'un des noeuds, c'est à dire sous une traverse dans le cas des longerons.

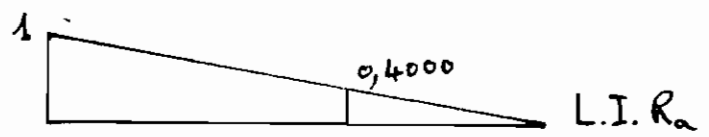
c) Lignes d'influence et sollicitations maximales des longerons.

La longueur d'un longeron est 2,500 m, elle ne peut prendre en même temps que deux roues au maximum puisque la distance minimale entre les roues du train type est de 1,500 m. Le train type est représenté à l'annexe 3.

i) R_{max} et V_{max} .



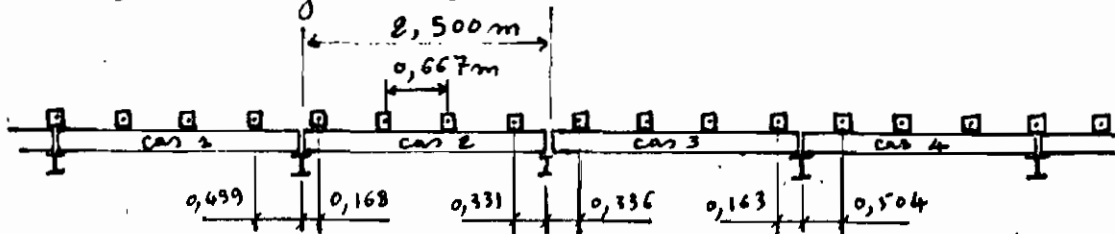
Le chargement indirect ne modifie pas L.I.R



$R_{max} = R_{a max}$ quand une roue est sur l'appui a et la suivante à 1,500 m plus loin.
 $= R_{b max}$ quand une roue est sur l'appui b et la suivante à 1,500 m plus loin.
 $\Leftrightarrow R_{max} = 1 \times P + 0,4 P = 1,4000 P$
 $\Leftrightarrow V_{max} = V_{aux appuis} = R_{max} = 1,4000 P$

iii) M_{max} .

Il faut remarquer que la position des traverses par rapport aux longerons change d'un longeron à un autre parce que la distribution des traverses sur un longeron ne se reproduit pas sur le longeron suivant.



Cette variation de la position des traverses par rapport aux longerons a pour effet de changer la position relative des panneaux de changement donc de modifier les L.I. M_m .

Ces positions sont bien sûr très rapprochées parce que la distance entre les traverses (0,667 m) est très petite, de telle sorte que leurs différences n'apportent pas un changement notable dans l'évaluation du moment maximal.

Nous traiterons :

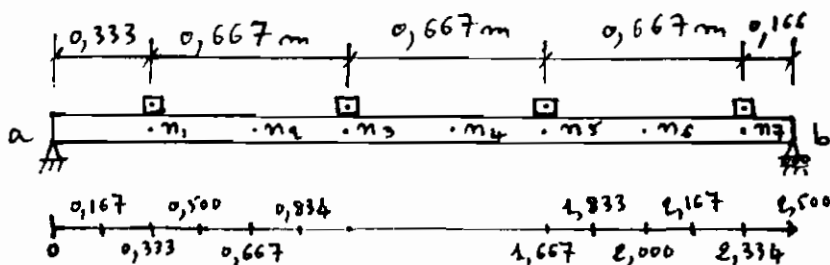
α) Un cas intermédiaire entre le cas 2 et le cas 3 que nous jugeons le plus critique, quand il y a deux roues sur le longeron, parce que rapprochant les charges du milieu du longeron, ce qui fléchit plus le longeron donc augmente les moments de flexion.

β) Un autre cas quand il n'y a qu'une seule roue sur le longeron. Pour ce cas nous considérerons

qu'une traverse se trouve au milieu du longeron et qu'elle supporte la roue parce que c'est cette situation qui donne le moment maximum pour une seule charge concentrée.

Ce qui donne :

α)

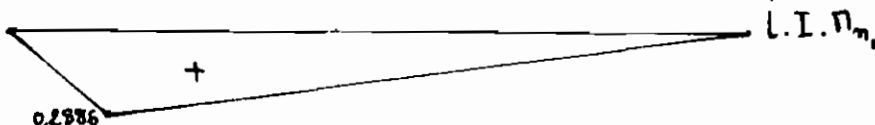


α1) Π_{m_1}

$a = 0,333\text{m}$

$b = 2,167\text{m}$

$\frac{ab}{l} = 0,2886$

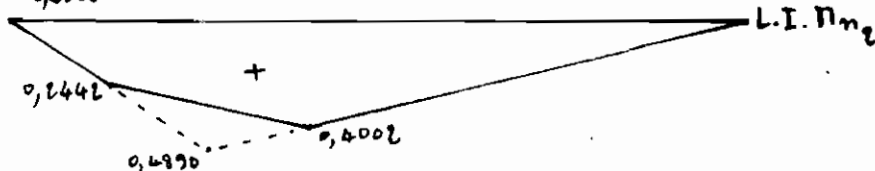


α2) Π_{m_2}

$a = 0,667\text{m}$

$b = 1,833\text{m}$

$\frac{ab}{l} = 0,4290$

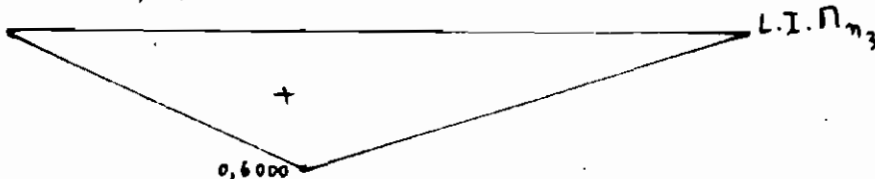


α3) Π_{m_3}

$a = 1,000\text{m}$

$b = 1,500\text{m}$

$\frac{ab}{l} = 0,6000$



α4) Π_{m_4}

$a = 1,333\text{m}$

$b = 1,167\text{m}$

$\frac{ab}{l} = 0,6222$

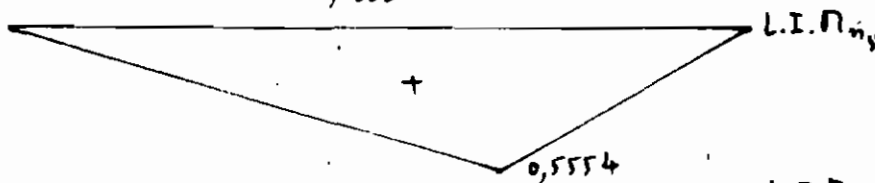


α5) Π_{m_5}

$a = 1,667\text{m}$

$b = 0,833\text{m}$

$\frac{ab}{l} = 0,5554$

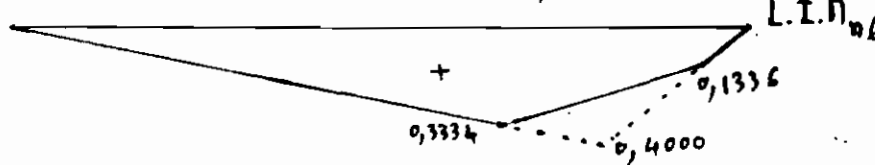


α6) Π_{m_6}

$a = 2,000\text{m}$

$b = 0,500\text{m}$

$\frac{ab}{l} = 0,4000$

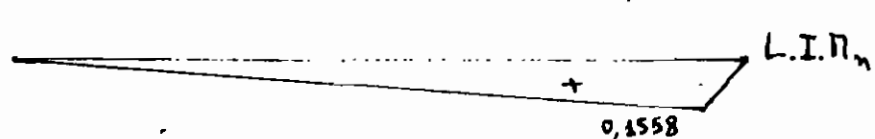


α7) Π_{m_7}

$a = 2,333\text{m}$

$b = 0,167\text{m}$

$\frac{ab}{l} = 0,1558$



Ordonnées des 7 L.I.

abscisses (m)	0,167	0,333	0,500	0,667	0,834	1,000	1,167	1,333	1,500	1,667	1,834
L.I. Π_{n_1}	0,1448	0,2886	0,2664	0,1424	0,2219	0,1110	0,0888	0,0666	0,0444	0,0222	
L.I. Π_{n_2}	0,1224	0,2442	0,2832	0,3222	0,3612	0,2222	0,1780	0,1334	0,0888	0,0444	
L.I. Π_{n_3}	0,1002	0,1998	0,3000	0,4002	0,5004	0,3332	0,2668	0,2000	0,1332	0,0668	
L.I. Π_{n_4}	0,0780	0,1554	0,2334	0,3114	0,3893	0,4668	0,3556	0,2334	0,1776	0,0780	
L.I. Π_{n_5}	0,0556	0,1110	0,1666	0,2222	0,2779	0,3334	0,4668	0,3334	0,2220	0,1114	
L.I. Π_{n_6}	0,0334	0,0666	0,1000	0,1334	0,2000	0,3334	0,2835	0,2335	0,1836	0,1336	
L.I. Π_7	0,0112	0,0222	0,0334	0,0446	0,0557	0,1114	0,1224	0,1336	0,1448	0,1558	

Tab 2-1

Pour évaluer le moment maximal, nous allons maintenant tracer notre train type sur le longeron par étapes de $0,167 \text{ m} = \frac{1}{4}$ de la distance entre traverses; donc suffisamment petites.

A chaque position nous déterminerons les moments aux différentes sections n_1, n_2, \dots, n_7 .

Pour des raisons évoquées antérieurement nous considérerons toujours les deux charges espacées de $1,500 \text{ m}$.

1. Une roue à $1,667 \text{ m}$ de l'appui a et la suivante à $0,167 \text{ m}$ de l'appui a, ou l'inverse puisque la voie est simple et donc le train circule en double sens.

$$\Pi_{n_1} = 0,1448 P + 0,1110 P = 0,2558 P$$

$$\Pi_{n_2} = 0,1224 P + 0,2222 P = 0,3446 P$$

$$\Pi_{n_3} = 0,1002 P + 0,3332 P = 0,4334 P$$

$$\Pi_{n_4} = 0,0780 P + 0,4668 P = 0,5448 P$$

$$\Pi_{m5} = 0,0556P + 0,5554P = 0,6110P$$

$$\Pi_{m6} = 0,0334P + 0,3334P = 0,3668P$$

$$\Pi_{m7} = 0,0112P + 0,1114P = 0,1226P$$

2. Une roue est à 1,833 m de l'appui a et la suivante est à 0,333 m de l'appui a ou inversement. De la même façon nous trouvons

Π_{m1}	Π_{m2}	Π_{m3}	Π_{m4}	Π_{m5}	Π_{m6}	Π_{m7}
0,3774P	0,4222P	0,4666P	0,5110P	0,5558P	0,3501P	0,1646P

3. Une roue est à 2,000 m de l'appui a et la suivante est à 0,500 m de l'appui a ou inversement.

Π_{m1}	Π_{m2}	Π_{m3}	Π_{m4}	Π_{m5}	Π_{m6}	Π_{m7}
0,3330P	0,4166P	0,5000P	0,4668P	0,5000P	0,3335P	0,1670P

4. Une roue est à 2,167 m de l'appui a et la suivante est à 0,667 m de l'appui a ou inversement.

Π_{m1}	Π_{m2}	Π_{m3}	Π_{m4}	Π_{m5}	Π_{m6}	Π_{m7}
0,2886P	0,4110P	0,5334P	0,4890P	0,4646P	0,5392P	0,1894P

5. Une roue est à 2,334 m de l'appui a et la suivante est à 0,834 m de l'appui a ou inversement.

Π_{m1}	Π_{m2}	Π_{m3}	Π_{m4}	Π_{m5}	Π_{m6}	Π_{m7}
0,2441P	0,4058P	0,5672P	0,4673P	0,3893P	0,3336P	0,2115P

6. Conclusion pour le cas a)

$$\Pi_{max} = \Pi_{m5, max} = 0,6110P$$

β) Conformément aux explications antérieures pour ce deuxième cas, nous avons :

$$\Pi_{\max} = \Pi_{\text{milieu}} = \frac{PL}{4} = 0,6250 P$$

γ) Conclusion pour Π_{\max} :

le cas β) est donc plus critique et

$$\Pi_{\max} = 0,6250 P.$$

d) Récapitulation des sollicitations maximales

$$R_{\max} = 1,4000 P$$

$$V_{\max} = 1,4000 P$$

$$\Pi_{\max} = 0,6250 P.$$

3) Entretoises

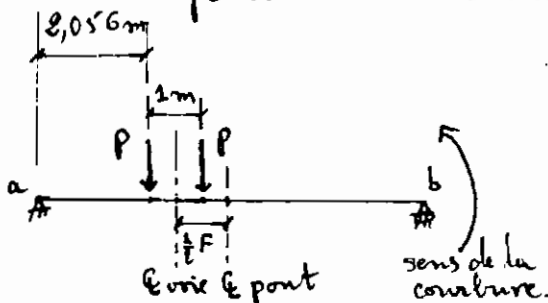
a) Chargement des entretoises.

Les entretoises reposent sur les pontes principales et supportent directement les longerons.

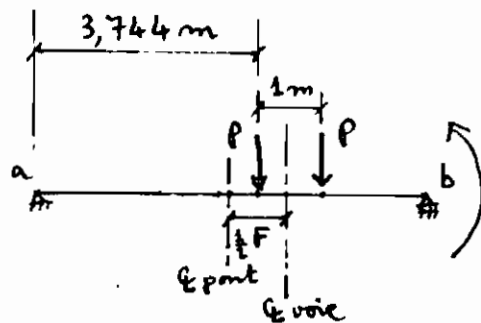
Il faut préciser ici que les roues ne prennent pas des positions différentes sur une entretoise donnée, mais qu'elles ont des positions différentes sur les différentes entretoises du pont; ces positions étant fixes pour chaque entretoise.

Tout le problème consiste donc à trouver l'entretoise la plus défavorablement chargée.

Les deux positions extrêmes sont les suivantes :

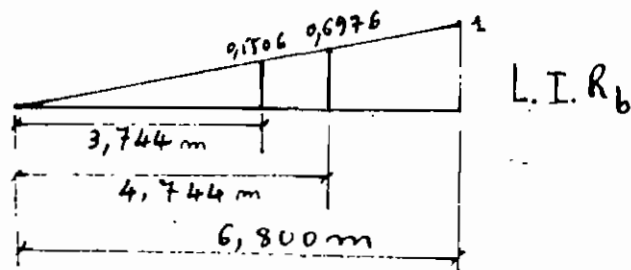
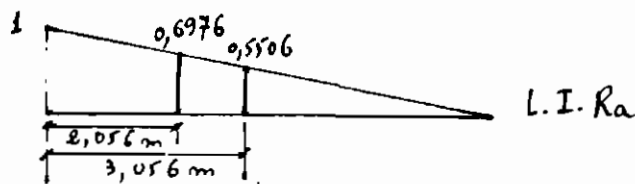


entretoise à l'entrée et à la sortie du pont.



entretoise au milieu du pont.

b) R_{max} et V_{max} .



$R_{a \max} = R_a$ quand le train est aux extrémités du pont

$R_{b \max} = R_b$ quand le train est au milieu du pont

$$\Leftrightarrow R_{a \max} = R_{b \max} = 0,6976 P + 0,5506 P$$

$$= 1,2482 P$$

$$\Rightarrow V_{\max} = 1,2482 P$$

c) Π_{\max} .

i) Approche utilisée.

Nous savons que les différentes positions prises par les roues sur les différentes entretoises varient pour la roue de gauche de 2,056 m à 3,744 m de l'appui a et pour la roue de droite de 3,056 m à 4,744 m de l'appui a; la distance entre les deux roues étant toujours 1,000 m.

Il est donc clair que les charges ne se déplacent pas sur toute l'entretoise de l'appui a à l'appui b.

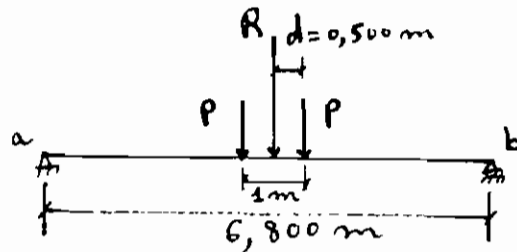
Cependant au lieu de procéder à une étude des différents cas de chargement compris dans la fourchette de positions précédemment décrites, nous pouvons procéder simplement à la recherche du Π_{\max} par les lignes d'influence. En ce moment la solution trouvée sera la solution à notre problème si et seulement si la position qui correspond au moment maximal trouvé appartient à la fourchette de positions précédemment décrites.

Des auteurs ont développé une méthode pour trouver la position des charges la plus critique et la section critique à laquelle se produit le

moment maximal pour un élément sur appuis simples dont le chargement est direct et composé de charges concentrées.

Cette démonstration est reproduite en annexe 4. Cette méthode appliquée à notre problème donne :

ii) Recherche du point critique c.



Soit R , la résultante.

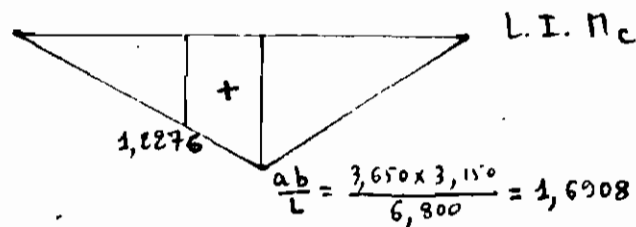
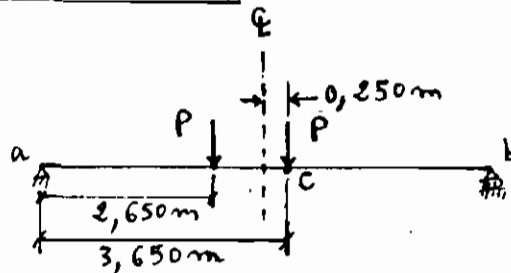
$$\Rightarrow d = \frac{1,000 \text{ m}}{2} = 0,500 \text{ m}$$

$$\Rightarrow x = d/2 = 0,250 \text{ m}$$

↔ le point critique c à laquelle se produit le moment maximal sera sous la charge P , cette charge devant être située à une distance de 0,250 m du centre de l'entretoise.

Ce qui donne :

iii) L. I. Π_c et Π_{\max} .



$$N_{cmax} = 1,2276 P + 1,6908 P = 2,9184 P$$

$$2,056 m \leq 2,650 m \leq 3,764 m$$

$$(\Leftrightarrow 3,056 m \leq 3,650 m \leq 4,744 m)$$

\Leftrightarrow Cette position qui est celle à laquelle l'une des roues est à 2,650 m de l'appui a et l'autre à 3,650 m de l'appui a est incluse dans la fourchette de positions définie précédemment.

$$\Rightarrow N_{max} = N_{cmax} = 2,9184 P$$

d) Récapitulation des sollicitations maximales.

$$R_{max} = 1,2482 P$$

$$V_{max} = 1,2482 P$$

$$N_{max} = 2,9184 P$$

4) Pontres principales.

a) Définition des valeurs C et D des facteurs de correction $\frac{eC}{B}$ et $\frac{eD}{B}$.

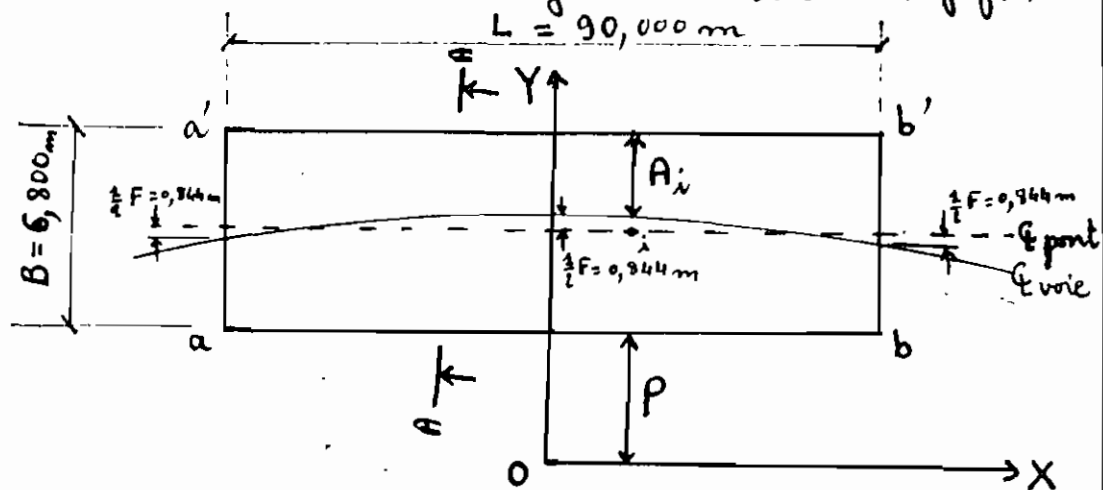
Les pontres principales sont droites alors que la voie est courbe. Ceci crée une répartition inégale des charges sur les deux pontres principales.

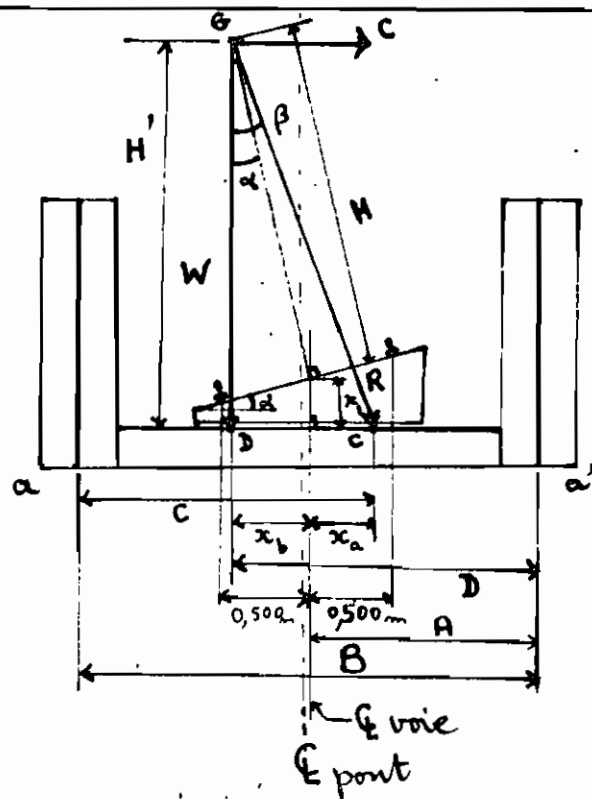
Les valeurs $\frac{eC}{B}$ et $\frac{eD}{B}$ sont les facteurs de correction par lesquels nous devons multiplier les ordonnées des l. i. normales des pontres principales (p.p.) pour obtenir respectivement les l. i. corrigées des p.p. extérieures et les l. i. corrigées des p.p. intérieures.

Les valeurs de C sont égales aux distances entre la p.p. intérieure à la courbe et la résultante R (du poids du train et de la force centrifuge) des trains rapides.

Les valeurs de D sont égales aux distances entre la p.p. extérieure à la courbe et la force W (poids du train) des trains lents.

La valeur B est la largeur entre les deux p.p.





Coupe A-A

b) Elaboration des formules pour le calcul de C et D.

$$\sin \alpha = \frac{d(m)}{1,000m} = \frac{0,093}{1,000} = 0,093$$

H = hauteur du centre de gravité par rapport au dessus des rails + hauteur de rail.

$$= 2m + 0,128m = 2,128m$$

x_1 = hauteur d'une traverse courante + Δh dû au devers
 \Rightarrow hauteur d'une traverse courante, Δh étant négligeable

$$\Rightarrow x_1 = 14 \text{ cm} = 0,140 \text{ m}$$

$$H' = H \cos \alpha + x_1$$

$$= 2,128 \cos \alpha + 0,140 = 2,259 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{x_a + x_b}{H'} = \frac{C}{W} = \frac{v^2}{g \pi}$$

$$\Leftrightarrow x_a + x_b = \frac{H' v^2}{g \pi} = \frac{2,259 \text{ m} \times (28)^2 \text{ m}^2/\text{sec}^2}{9,81 \text{ m}/\text{sec}^2 \times 600 \text{ m}} = 0,301 \text{ m}$$

$$\frac{x_b}{H} = \operatorname{tg} \alpha \approx \sin \alpha$$

$$\Leftrightarrow x_b = H \sin \alpha = 2,128 \times 0,093 = 0,198 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow x_a = (x_a + x_b) - x_b = 0,301 - 0,198 = 0,103 \text{ m}$$

Nous avons pour chaque point i du pont:

$$\begin{cases} D_i - x_b = A_i \\ C_i - x_a = B - A_i \end{cases} \Leftrightarrow \boxed{\begin{cases} D_i = A_i + x_b \\ C_i = (B - A_i) + x_a \end{cases}}$$

les valeurs B , x_a et x_b sont connues, elles sont fixes;

soient : $B = 6,800 \text{ m}$

$$x_a = 0,103 \text{ m}$$

$$x_b = 0,198 \text{ m}$$

il nous reste donc à déterminer A_i .

Considérons le système d'axes XOY indiqué sur la figure de la page 32; l'axe OY passe par le milieu du pont alors que l'axe OX est parallèle aux pontes principales, le point O est le centre du cercle de rayon $r = 600 \text{ m}$ que décrit la voie.

Soit P la distance entre l'axe OX et la p.p. intérieure à la courbe.

la ligne centrale de la voie (4 voies) décrit théoriquement un cercle de centre O et de rayon $r = 600 \text{ m}$

$$\Leftrightarrow X^2 + Y^2 = r^2 \Leftrightarrow Y = \sqrt{r^2 - X^2} = \sqrt{600^2 - X^2} \quad (1)$$

$$\text{et } B - A = Y - P \quad (2)$$

$$\text{à } X_0 = 0 \text{ m} \Rightarrow A_0 = B/2 - \frac{1}{2}P$$

$$\Leftrightarrow B - A_0 = \frac{B}{2} + \frac{1}{2}P = \frac{6,800}{2} + 0,844 = 4,244 \text{ m}$$

Nous avons donc :

$$X_0 = 0 \Rightarrow \begin{cases} (1) \Leftrightarrow Y_0 = r = 600 \text{ m} & (1') \\ (2) \Leftrightarrow Y_0 - P = B - A_0 = 4,244 \text{ m} & (2') \end{cases}$$

$$(1') \text{ et } (2') \Leftrightarrow P = Y_0 - (B - A_0) = 600 - 4,244 = 595,756 \text{ m}$$

L'équation (2) devient :

$$\begin{aligned} B - A &= Y - P = \sqrt{600^2 - X^2} - 595,756 \\ \Leftrightarrow A &= B - (\sqrt{600^2 - X^2} - 595,756) \\ &= 6,800 - \sqrt{600^2 - X^2} + 595,756 \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow \boxed{A_i = 602,556 - \sqrt{600^2 - X_i^2}}$$

Pour chaque point i du pont nous pouvons trouver maintenant successivement A_i , $B - A_i$, C_i , D_i , $\frac{2C_i}{B}$ et $\frac{2D_i}{B}$.

c) Stabilité des trains sur le pont :

i) trains lents.

La valeur de $x_b = 0,198 \text{ m} < 0,500 \text{ m} = \text{moitié de l'écartement des rails} \Rightarrow$ la ligne d'action de la résultante des trains lents, qui est W , passe par la base d'appui qui est la surface délimitée par les deux rails ; ce qui assure la stabilité des trains lents sur le pont.

ii) trains rapides.

La valeur de $x_a = 0,103 \text{ m} < 0,500 \text{ m} \Rightarrow$ la ligne d'action de la résultante des trains rapides,

qui est R , passe par la base d'appui; les trains rapides seront donc stables sur le pont.

Il faut noter que cette vérification de stabilité ne tient compte que du poids et de la force centrifuge.

d) Valeurs de $\frac{eD}{B}$ et $\frac{eC}{B}$.

Supposons que le train se déplace dans le sens positif des x (de la gauche vers la droite) et dénommons dans ce sens la 1^{ère}, la 2^e et la 3^e travée. Soit l'axe ox d'une travée, l'axe parallèle aux p.p. tel que l'origine o soit au début de la travée; même sens que l'axe Ox .

. D'une part la voie est symétrique par rapport au centre du pont, c'est à dire au centre de la 2^e travée; donc les valeurs $\frac{eC}{B}$ et $\frac{eD}{B}$ seront symétriques par rapport à ce centre.

. D'autre part la voie est simple et donc le train circule dans les deux sens du pont.

. C'est pourquoi les l.i. de la 1^{ère} travée sont équivalentes à celles de la 3^e travée.

⇒ Dans notre étude nous n'avons qu'à examiner le cas de la 2^e travée que nous appellerons travée intermédiaire et le cas de la 1^{ère} travée (↔ à la 3^e travée) que nous appellerons travée d'extrémité.

i) travée intermédiaire.

x (m)	X (m)	A (m)	B-A (m)	D (m)	C (m)	eD/B	eC/B
15,0	0	2,556	4,244	2,754	4,367	0,810	1,279
12,5 et 17,5	2,5	2,561	4,239	2,759	4,349	0,811	1,277
10,0 et 20,0	5	2,577	4,223	2,775	4,326	0,816	1,272
7,5 et 22,5	7,5	2,603	4,197	2,801	4,300	0,824	1,265
5 et 25	10	2,639	4,161	2,837	4,264	0,834	1,254
2,5 et 27,5	12,5	2,686	4,114	2,884	4,217	0,848	1,240
0,0 et 30	15	2,744	4,056	2,942	4,159	0,865	1,223

Tab 2-2

ii) travées d'extrémité.

x (m)	X (m)	A (m)	B-A (m)	D (m)	C (m)	eD/B	eC/B
0,0 ou 30,0	15	2,744	4,056	2,942	4,159	0,865	1,223
2,5 ou 27,5	17,5	2,811	3,989	3,009	4,089	0,885	1,203
5 ou 25	20,0	2,889	3,911	3,087	4,014	0,908	1,181
7,5 ou 22,5	22,5	2,978	3,822	3,176	3,925	0,934	1,154
10 ou 20	25,0	3,077	3,723	3,275	3,826	0,963	1,125
12,5 ou 17,5	27,5	3,187	3,613	3,385	3,716	0,996	1,093
15	30	3,306	3,494	3,504	3,597	1,031	1,058
17,5 ou 12,5	32,5	3,437	3,363	3,635	3,466	1,069	1,019
20 ou 10	35	3,578	3,222	3,776	3,325	1,111	0,978
22,5 ou 7,5	37,5	3,729	3,071	3,927	3,174	1,155	0,934
25 ou 5	40	3,891	2,909	4,089	3,012	1,203	0,886
27,5 ou 2,5	42,5	4,063	2,737	4,261	2,840	1,253	0,835
30 ou 0	45	4,246	2,554	4,444	2,657	1,307	0,781

Tab 2-3

e) Interprétation des valeurs $\frac{eD}{B}$ et $\frac{eC}{B}$ & Méthode
d'élaboration des l.i. corrigées.

L'étude complète des efforts des p.p. est la détermination des sollicitations maximales des membrures aussi bien de la p.p. int. que de la p.p. ext. pour la travée intermédiaire et pour la travée d'extrémité. Cela nous ferait pour chaque membre cinq l.i. : une l.i. normale, c'est à dire la l.i. de la membre pour une voie droite, deux l.i. corrigées pour les deux p.p. d'une travée intermédiaire et deux l.i. corrigées pour les deux p.p. d'une travée d'extrémité.

L'étude des efforts des deux p.p. d'une même travée nous permettrait de voir, dépendamment de la différence entre les sollicitations maximales des membrures correspondantes des deux p.p., s'il est nécessaire de faire deux choix de section différents pour la p.p. extérieure et pour la p.p. intérieure d'une même travée.

En examinant les deux tableaux des coefficients $\frac{eC}{B}$ et $\frac{eD}{B}$, nous remarquons qu'il n'y a pas une grande différence entre les coefficients $\frac{eC}{B}$ et $\frac{eD}{B}$ pour une travée d'extrémité, quand nous tenons compte de la circulation en sens double du train. Contrairement nous notons une différence appréciable entre les coefficients $\frac{eC}{B}$ et $\frac{eD}{B}$ d'une travée intermédiaire. Pour le premier cas

la différence est de l'ordre de 3% en moyenne alors que pour le deuxième cas la différence en moyenne est de l'ordre de 30%. Ceci signifie que pour des membrures correspondantes, les sollicitations maximales des deux p.p. d'une travée d'extrémité seront différentes en moyenne de 3% alors que cette différence sera en moyenne de 30% pour une travée intermédiaire pour les charges vives et l'impact. C'est pourquoi une différentiation des p.p. d'une même travée se justifie pour la travée intermédiaire.

Toutefois vu le temps qui nous est alloué nous allons seulement considérer la p.p. la plus critique pour chaque travée donnée.

Remarque : Pour la travée d'extrémité, dans la colonne des abscisses x on trouve deux valeurs ; c'est parce que les valeurs $\frac{2D}{8}$ et $\frac{2C}{8}$ correspondent, quand le train va de la gauche vers la droite, à la 1^{ère} sous colonne des x pour la 3^{ème} travée et à la 2^{ème} sous colonne des x pour la 1^{ère} travée.

Quand le train va dans le sens contraire nous avons l'inverse parce que la 1^{ère} travée devient la 3^{ème} travée et la 3^{ème} travée devient la 1^{ère} travée.

. Dans la correction de nos l. i. pour les travées d'extrémité nous prenons le sens et la travée (1^{ère} ou 3^{ème}) qui maximisent les ordonnées de nos l. i. corrigées. Nous citerons des valeurs $\frac{2D}{8}$ aux appuis, ce qui donne implicitement toutes

les autres valeurs, au lieu de donner la travée la plus critique pour une membrure donnée (1^{re} ou 3^e travée), étant donné que l'ordre des travées change avec le sens de circulation du train.

Nous modifierons les mêmes l. i. normales par les facteurs multiplicatifs $\frac{e_C}{B}$ et $\frac{e_D}{B}$ pour obtenir respectivement les l. i. corrigées de la p. p. extérieure et les l. i. corrigées de la p. p. intérieure.

En examinant les deux tableaux des valeurs $\frac{e_D}{B}$ et $\frac{e_C}{B}$ nous remarquons que :

1. Pour la travée intermédiaire : la p. p. extérieure à la courbe est plus critique parce que les valeurs $\frac{e_C}{B}$ sont plus grandes que les valeurs $\frac{e_D}{B}$ et donc que les ordonnées des l. i. de la p. p. extérieure seront supérieures à celles des l. i. de la p. p. intérieure.

2. Pour les travées d'extrémité : Tenant compte du fait que le train circule en sens double les valeurs de $\frac{e_D}{B}$ sont plus grandes que les valeurs de $\frac{e_C}{B}$ et donc de la même façon la poutre principale intérieure est plus critique.

De ces deux constatations nous retenons que :

— Pour la travée intermédiaire la p. p. extérieure est plus critique et pour la travée d'extrémité la p. p. intérieure est la plus critique. C'est pourquoi dans l'étude des l. i. nous confondrons la travée intermédiaire et sa p. p. extérieure d'une part et d'autre part la travée d'extrémité et sa

p.p. intérieure.

— Pour l'élaboration des l.i. nous procéderons de la façon suivante: Pour chaque membre,

. Dans un premier temps nous tracerons la l.i. normale.

. Dans un second temps nous tracerons la l.i. corrigée pour la p.p. extérieure de la travée intermédiaire; cette l.i. est égale à la l.i. normale dont les ordonnées sont multipliées par les facteurs de correction $\frac{eC}{B}$ de la travée intermédiaire.

. Dans un troisième temps nous tracerons la l.i. corrigée pour la p.p. intérieure de la travée d'extrémité; cette l.i. est égale à la l.i. normale dont les ordonnées sont multipliées par les facteurs de correction $\frac{eD}{B}$ de la travée d'extrémité.

Le chargement indirect modifie les l.i. des moments et des efforts tranchants. Nos p.p. sont en treillis donc les membrures sont considérées comme n'étant chargées qu'axialement; c'est pourquoi les l.i. des efforts (axiaux) des membrures ne seront pas modifiées par le chargement indirect.

Nous avons tracé en Annexe 5 les l.i. des efforts des différentes membrures de la moitié du treillis. Les travées étant indépendantes et les p.p. constituées de treillis symétriques d'une part et d'autre part le train

circulant dans les deux sens, les membrures symétriques par rapport au centre de la p.p. ont des sollicitations égales.

L'échelle verticale des l.i. est : 1 unité = 50 mm

L'échelle horizontale des distances des p.p. et du train type est : 1/300

f) Méthode d'exploitation des L.I. corrigées.

Nous pouvons déterminer les sollicitations maximales d'une façon analytique comme nous l'avons fait dans le cas des longerons.

Toutefois, vu le nombre très grand de l.i. que nous devons étudier dans le cas des p.p. et le temps dont nous disposons, cette méthode devient non pratique. C'est pourquoi nous userons d'une méthode graphique.

Toutes les l.i. et le graphique du chargement du train type sont tracés à la même échelle.

Le graphique du chargement du train type est sur une feuille transparente (feuille transparente n° 1, voir annexe 5. page A5-1.)

Pour trouver les sollicitations maximales, il suffit de trainer la feuille du chargement type sur chaque l.i. en maintenant les axes parallèles. De cette façon on détermine la position la plus critique pour chaque l.i. en évaluant la somme $\sum y_i$ des ordonnées de la l.i. sous les charges qui sont engagées sur la travée à chaque position.

La position la plus critique est celle à laquelle la somme Σy_i est maximale.

Les résultats sont tabulés ci - suite.

Sollicitations maximales dues aux charges mobiles.

Membrures	p. p. ext. - Tracée Int.		p. p. int. - Tracée Ext.	
	Compression (x P)	Tension (x P)	Compression (x P)	Tension (x P)
<u>Horizontales inférieures</u>				
a - 2	0,00	0,00	0,00	0,00
2 - 4	0,00	3,44	0,00	3,09
4 - 6	"	6,09	"	5,33
6 - 8	"	7,84	"	6,81
8 - 10	"	9,34	"	7,92
10 - 12	"	10,07	"	8,37
<u>Horizontales supérieures</u>				
1 - 3	0,00	0,00	0,00	0,00
3 - 5	3,44	0,00	3,09	0,00
5 - 7	6,09	"	5,33	"
7 - 9	7,84	"	6,81	"
9 - 11	9,34	"	7,92	"
11 - 13	10,07	"	8,37	"
<u>Verticales supérieures</u>				
c - 1	0,00	0,00	0,00	0,00
d - 3	0,00	3,96	0,00	3,57
e - 5	0,07	3,34	0,07	3,02
f - 7	0,22	2,83	0,22	2,33
g - 9	0,45	2,34	0,41	1,96
h - 11	0,73	1,84	0,65	1,52

Tab E-4

sollicitations maximales dues aux charges mobiles (suite)

<u>Verticales inférieures</u> c-a	7,95	0,00	7,42	0,00
d-e	3,37	0,89	2,81	0,92
e-4	2,82	1,05	2,41	1,01
f-6	2,35	1,27	1,89	1,22
g-8	1,83	1,59	1,54	1,54
h-10	1,45	2,08	1,14	1,81
<u>Obliques inférieures</u> c-2	0,00	5,22	0,00	4,81
d-4	0,10	4,46	0,10	3,89
e-6	0,31	3,75	0,30	3,22
f-8	0,64	3,09	0,58	2,47
g-10	0,97	2,45	0,88	1,99
h-12	1,45	1,91	1,03	1,66
<u>Obliques supérieures</u> c-3	5,22	0,00	4,81	0,00
d-5	4,46	0,10	3,89	0,10
e-7	3,75	0,31	3,22	0,30
f-9	3,09	0,64	2,47	0,58
g-11	2,45	0,97	1,99	0,88
h-13	1,91	1,45	1,66	1,03
Verticale centrale 12-13	0,00	0,64	0,00	0,53
Réactions	9,07		8,55	

Tab. 2-4. suite

• Pour trouver les sollicitations dans les membrures engendrées par les charges fixes, nous n'aurons besoin que des ordonnées aux nœuds des l. i. parce que les charges fixes sont supposées être appliquées aux nœuds.

La détermination, graphique aussi, de ces sollicitations est faite en utilisant la feuille transparente n° 2 (voir annexe 5. page A5-2.) sur laquelle nous avons tracé les distances entre les nœuds à la même échelle que précédemment.

Notons bien que l'on ne doit pas déplacer cette 2^e feuille transparente comme la première parce que ici les charges sont fixes; on doit simplement la superposer aux diagrammes des l. i. de telle sorte à faire correspondre les nœuds.

De cette façon nous déterminerons les sollicitations dans les membrures en évaluant pour chaque l. i. la somme $\sum y_i$ des ordonnées aux nœuds.

Soit P' la charge fixe aux nœuds

et $\sum y_{i(a)}$ la somme des ordonnées aux nœuds de la l. i. de la membrure a , nous aurons:

sollicitation de la membrure a due à la charge fixe P'

$$= F_a = \sum y_{i(a)} \times P'$$

Les résultats sont tabulés à la page suivante.

Sollicitations maximales dues aux charges fixes.
p.p. extérieure de la travée intermédiaire.

Membrures	Compression (x P')	Tension (x P')	Membrures	Compression (x P')	Tension (x P')
<u>Horizontales supérieures</u>			<u>Horizontales supérieures</u>		
a-e	0,00	0,00	1-3	0,00	0,00
e-4	"	2,99	3-5	2,99	"
4-6	"	5,42	5-7	5,42	"
6-8	"	7,21	7-9	7,21	"
8-10	"	8,62	9-11	8,62	"
10-12	"	9,37	11-13	9,37	"
<u>Verticales supérieures</u>			<u>Verticales inférieures</u>		
c-1	0,00	0,00	c-a	6,77	0,00
d-3	"	3,42	d-e	2,21	"
e-5	"	2,82	e-4	1,26	"
f-7	"	2,26	f-6	1,01	"
g-9	"	1,62	g-8	0,31	0,00
h-11	"	0,98	h-10	0,00	0,28
<u>obliques inférieures</u>			<u>obliques supérieures</u>		
c-e	0,00	4,58	c-3	4,58	0,00
d-4	"	3,75	d-5	3,75	"
e-6	"	2,95	e-7	2,95	"
f-8	"	2,13	f-9	2,13	"
g-10	"	1,23	g-11	1,23	"
h-12	"	0,42	h-13	0,42	"
<u>Verticale centrale 12-13</u>	0,00	0,64			
Réactions :		7,88			

Tab. 2.5.

g) Conclusion sur l'analyse des p.p.

Des résultats des l.i. il ressort que les sollicitations maximales de la p.p. intérieure de la travée d'extrémité sont du même ordre de grandeur que celles de la p.p. extérieure de la travée intermédiaire; ces dernières étant supérieures.

Ce résultat et les remarques que nous avons faites à partir des valeurs $\frac{2C}{B}$ et $\frac{2D}{B}$ confirment comme nous l'avons déjà noté, qu'à priori, la seule différence de design qui mérite d'être faite à toute fin pratique est :

+ d'une part un design des deux p.p. des travées d'extrémité et de la p.p. extérieure de la travée intermédiaire basé sur les sollicitations maximales de la p.p. extérieure de la travée intermédiaire,
+ d'autre part un design de la p.p. intérieure de la travée intermédiaire basé sur ses propres sollicitations maximales.

De toutes les p.p., la p.p. extérieure de la travée intermédiaire est la plus critique. Nous nous proposons de faire le design avec les sollicitations maximales de cette p.p.

CHAPITRE 3
BASES DE
CALCUL

Les calculs de design sont faits selon le code canadien des ponts rails en acier : C.S.A. Standard S1 - 1966.

La surcharge considérée est celle du train type 1944 à essieux de 20t, voir annexe 3.

A) RÉSUMÉ DES CHARGES

<u>Charges</u>	<u>Intensité convertie en S.I.</u>	<u>Source d'information</u>
1) <u>Vives</u> :		
. Train type (par roue)	$W = 98 \text{ KN}$	R.C.F.S.
. Piétons § 5.1.10.1.1.(a)	4 KN/m^2	CAN 3.56.1178.
. Charges sur garde-fous § 5.1.10.4.3	$0,750 \text{ KN/m}$	CAN 3.56.1178.
2) <u>Mortes</u> :		
. Rail (Vignole 36 ^x)	$0,353 \text{ KN/m}$	R.C.F.S.
. Travelage (par traverse en bois)	$0,494 \text{ KN}$	R.C.F.S.
. Tôle striée de 5-7 sur trottoirs	$0,450 \text{ KN/m}^2$	R.C.F.S.
3) <u>Impact</u> : § 6.7.11.		
(a). Force verticale supplémentaire de roulement § 6.7.11.(a)	$0,10W = 9,8 \text{ KN}$	C.S.A. S1.1966.
(b). Effet direct d'impact ($L \text{ m pi}$) $I = \frac{600}{L-30} + 16\%$ § 6.7.11.(b)	$0,25W = 24,5 \text{ KN}$	C.S.A. S1.1966.
⇒ Impact total =	$0,35W = 34,5 \text{ KN}$	
4) <u>Charges accessoires</u>		
. Force centrifuge = $\frac{W}{g} \frac{v^2}{r}$ =	$12,740 \text{ KN}$	
. Force de nosing (choc latéral) § 6.12	$66,720 \text{ KN}$	C.S.A. S1.1966.

<u>5% Charges accidentelles</u>			
. Pression du vent - sur le pont § 6.9	- sur le pont	16,948 KN/m ²	C.S.A. S.I. 1966.
	- sur le train	4,378 KN/m	C.S.A. S.I. 1966.
. Force de Freinage - Démarrage. § 6.13.1			
le plus grand entre	- Freinage = 0,15 W	14,700 KN par roue.	C.S.A. S.I. 1966.
	- Démarrage = 0,25 W machine	24,500 KN par roue motrice.	C.S.A. S.I. 1966.

Toutes ces charges ne sont pas tenues en compte en même temps lors d'un design parce que la probabilité qu'elles agissent toutes en même temps n'est pas égale à 1.

C'est pourquoi dans le C.S.A. S.I. 1966. il est établi 4 groupes de chargement § 6.15.

Groupe A :

charge morte

charge vive

effet d'impact (force de roulement incluse)

force centrifuge ;

à comparer avec les contraintes admissibles qui seront spécifiées ci-après.

Groupe B :

charge du vent

force longitudinale

force de torsion (pour le contreventement et pour les membrures non contreventées.)

2,5% de la compression axiale (pour le contreventement seulement),

à comparer avec les contraintes admissibles qui seront spécifiées ci-après.

Groupe C:

substitution entre deux ou plusieurs des éléments du Groupe A et du Groupe B.

à comparer avec 1,25 fois les contraintes admissibles qui seront spécifiées ci-après.

Groupe D: * seulement sur la demande du maître de l'ouvrage.

charge morte

1,32 x charge vive

1,32 x effet d'impact (force de roulement incluse)

1,32 x force centrifuge

charge du vent

1,32 x force de mooring (pour le contreventement seulement)

2,5 % de la compression axiale (pour le contreventement seulement)

1,32 x force longitudinale

à comparer avec 1,32 fois les contraintes admissibles qui seront spécifiées ci-après.

-Vue le temps qui nous est imparti, nous nous proposons d'étudier le Groupe A et le Groupe B.

B) CONTRAINTES ADMISSIBLES.

Le métal de notre pont sera de l'acier du type

G 40. 21 N 300 W du Groupe 1 ou 2

$$\Rightarrow F_y = 300 \text{ MPa} \Rightarrow F = 0,6 F_y = 180 \text{ MPa (N/mm}^2\text{)}$$

$$F_u = 450 \text{ MPa} \quad \neq 0,5 F_u \quad \text{o.k.}$$

Dans la clause § 7.2 C.S.A. 51.1966., il est établi pour l'acier les contraintes admissibles suivantes:



Ecole Polytechnique
de Montréal

<u>Contraintes</u> (N/mm ²)	<u>Contraintes admissibles</u> (N/mm ²)
1). Contrainte de Tension axiale = $\frac{T}{A_n}$	F = 180
. Contrainte de Compression axiale = $\frac{C}{A_g}$	$(0,92 - 0,0034 \frac{L}{n}) F \neq \frac{145000 \times 6,895}{(L/n)^2}$
2). Contrainte de Tension due au moment	F = 180
. Contrainte de Compression due au moment	
i) poutres laminées, plates, renforcées avec plaques	max. $(\frac{12000 \times 6,895}{Ld/bt}, \frac{12000 \times 6,895}{(L/b)^2})$
	≠ 180
ii) poutres en C non soumises à la torsion	$\frac{12000 \times 6,895}{Ld/bt} \neq 180$
3). Contrainte des surfaces de contact due aux appuis	1,5 × F = 270
4). Contrainte due au cisaillement de l'âme = $\frac{V}{A_w}$	108

Dans la clause § 9.5 C.S.A. 51.1966 il est établi pour les boulons H.R. A325, dans un assemblage par frottement, les contraintes admissibles suivantes :

- . Tension 36 ksi = 248 N/mm²
- . Cisaillement 13,5 ksi = 93 N/mm²

CHAPITRE 4
DESIGN DE LA
SUPERSTRUCTURE

A) Design des longerons

1) Chargement A :

a) charge morte : voie : $= 0,353 \text{ KN/m}$
 . travelage : $\frac{4 \text{ tr.} \times 0,494 \text{ KN/tr.}}{2,5 \text{ m}} = 0,790 \text{ ''}$
 . poids propre longeron : $= 1,000 \text{ ''}$
 Charge morte totale : D $= 2,143 \text{ KN/m}$

Lors de l'analyse des sollicitations maximales avec les l.i., nous avons démontré que le moment maximal se produit à un point critique c pour les charges mobiles. Puisque les charges mobiles sont de beaucoup supérieures aux autres charges, le moment maximal global sera à ce point critique c. Pour les longerons le point critique c est le milieu du longeron.

$$\Rightarrow M_D = M_c = \frac{2,143 \times (2,5)^2}{8} = 1,674 \text{ KNm}$$

$$V_D = R_a = \frac{2,143 \times 2,5}{2} = 2,679 \text{ KN}$$

b) charge vive :

$$P = L = 98 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_L = M_c = 0,6250 P = 61,250 \text{ KNm}$$

$$V_L = R_a = 1,4000 P = 137,200 \text{ KN}$$

c) impact total :

$$I_{\text{tot}} = 0,35 P$$

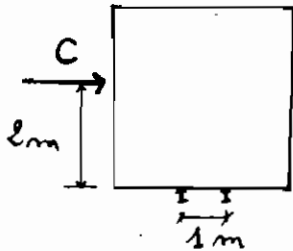
$$\Rightarrow M_I = 0,35 \times 61,250 = 21,438 \text{ KNm}$$

$$V_I = 0,35 \times 137,200 = 48,020 \text{ KN}$$

d) force centrifuge:

$$C = 12,740 \text{ KN}$$

Effet vertical de C sur la voie = effort du couple équivalent sur la voie.



• L'influence du devers sur le couple équivalent est négligeable (sécurité)

$$F_c = \frac{12,740 \times 2}{1} = 25,480 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \Pi_{F_c} = \Pi_c = \frac{F_c \times L}{4} = \frac{25,480 \times 2,5}{4} = 15,925 \text{ KNm}$$

$$V_{F_c} = R_a = 1,4000 F_c = 35,672 \text{ KN}$$

e) chargement total A:

$$\Pi = \Pi_D + \Pi_L + \Pi_I + \Pi_{F_c} = 100,287 \text{ KNm} = 100,287 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$V = V_D + V_L + V_I + V_{F_c} = 223,571 \text{ KN} = 223,571 \text{ N}$$

\Rightarrow

$$i) \frac{V}{A_w} = \frac{223,571}{A_w} \leq \sigma_{adm(V)} = 108 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A_w \geq 2070 \text{ mm}^2$$

$$ii) \frac{\Pi}{S_{xx}} = \frac{100,287 \times 10^3}{S_{xx}} \leq \sigma_{adm(\Pi)} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow S_{xx} \geq 557 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$iii) d_{\text{minimal}} = \frac{L}{15} = \frac{2500}{15} = 167 \text{ mm} \quad \text{§ 5.4. C.S.A. 51.1966.}$$

La section la plus légère qui satisfait à ces exigences est la section W 360 x 39. 300 W

$$\text{dont } A_w = 4980 \text{ mm}^2$$

$$A_w = d \times w = 353 \times 6,5 = 2294,5 \text{ mm}^2 \geq 2070 \text{ mm}^2$$

$$S_{xx} = 580 \times 10^3 \text{ mm}^3 \geq 557 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$d = 353 \text{ mm} \geq 167 \text{ mm.}$$

Avec $L = 2500 \text{ mm}$
 $d = 353 \text{ mm}$
 $b = 128 \text{ mm}$
 $t = 10,7 \text{ mm}$

calculons $\sigma_{adm(n)}$ précise :

$$\sigma_{adm(n)} = \max \left(\frac{12000 \times 6,895}{\left(\frac{2500 \times 353}{128 \times 10,7} \right)}, \frac{12000 \times 6,895}{\left(\frac{2500}{128} \right)^2} \right) \neq 180 \text{ N/mm}^2$$

$$= \max (128,4 ; 216,9) \neq 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{adm(n)} = 216,9 \text{ N/mm}^2 \neq 180 \text{ N/mm}^2$$

donc $\sigma_{adm(n)} = 180 \text{ N/mm}^2$

$$\Rightarrow S_{xx} \geq 557 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

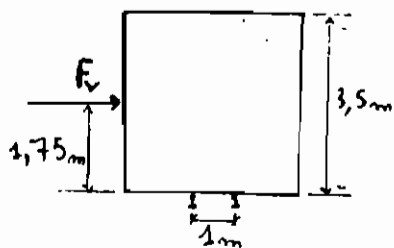
donc le profilé choisi W 360 x 39.300 w convient pour le chargement A.

2) Chargement B:

a) charge verticale due à la charge du vent qui pousse latéralement sur le train.

charge du vent sur le train = $F_v = 4,378 \text{ KN/m}$

Effet de F_v sur la voie = effort du couple équivalent sur la voie, soit F_x ..



$$F_x = \frac{4,378 \times 1,75}{1,00} = 7,662 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_x = \frac{7,662 \times (2,5)^2}{8} = 5,986 \text{ KNm}$$

$$= 5986 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

b) Force longitudinale:

i) charge longitudinale due à la charge du vent qui pousse au devant ou à l'arrière du train :

$$\text{sur 1 voie : } F_v = \frac{4,378 \times 2,5}{2} = 5,473 \text{ KN}$$

ii) charge longitudinale due au démarrage-freinage:

$$F = \max(F_{\text{freinage}}, F_{\text{démarrage}})$$

$$F_{\text{freinage}} = 14,700 \text{ KN par roue} \times 2 \text{ roues sur longeron} \\ = 29,400 \text{ KN}$$

$$F_{\text{démarrage}} = 24,500 \text{ KN par roue motrice} \times 2 \text{ roues de la} \\ \text{machine sur longeron} \\ = 49,000 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = 49,000 \text{ KN}$$

iii) la force longitudinale totale

$$C = 5,473 \text{ KN} + 49,000 \text{ KN} = 54,473 \text{ KN} \\ = 54473 \text{ N.}$$

c) Force de torsion due au choc latéral :

$$F_y = 66,720 \text{ KN}, \quad l_u = 2500 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \Pi_y = \frac{66,720 \times 2500}{4} = 41,700 \text{ KNmm} \\ = 41700 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

d) Chargement total B :

$$\Pi_x = 5986 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$\Pi_y = 41700 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$C = 54473 \text{ N}$$

Nous devons maintenant vérifier si notre profil W 360 x 39.300W, qui a été choisi pour résister au chargement A, résiste au chargement B.

$$i) \frac{C}{A_g} = \frac{54473}{4980} = 10,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{adm(c)} = \left(0,92 - 0,0034 \frac{L}{r_x}\right) F \neq \frac{145000 \times 6,895}{(L/r_x)^2}$$

$$L = 2500 \text{ mm}, r_x = 143 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \sigma_{adm(c)} = \left(0,92 - 0,0034 \frac{2500}{143}\right) \cdot 180 \neq \frac{145000 \times 6,895}{\left(\frac{2500}{143}\right)^2}$$

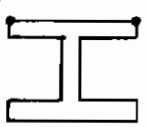
$$= 154,9 \text{ N/mm}^2 \neq 3271,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{adm(c)} = 154,9 \leq 155 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{C}{A_g} = 10,94 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{adm(c)} = 155 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{ii) } \sigma_{adm}(\sigma_x) = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{adm}(\sigma_y) = 180 \text{ N/mm}^2$$

 les points m et m' sont les points les plus critiques, nous avons à ces points:

$$\begin{aligned} \sigma_{adm}(\sigma) &= \sigma_{adm}(\sigma_x) \cos^2 45^\circ + \sigma_{adm}(\sigma_y) \sin^2 45^\circ \\ &= 180 (0,5) + 180 (0,5) \\ &= 180 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \sigma(\sigma_x) + \sigma(\sigma_y) = \frac{M_x}{S_{xx}} + \frac{M_y}{S_{yy}}$$

$$S_{xx} = 580 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

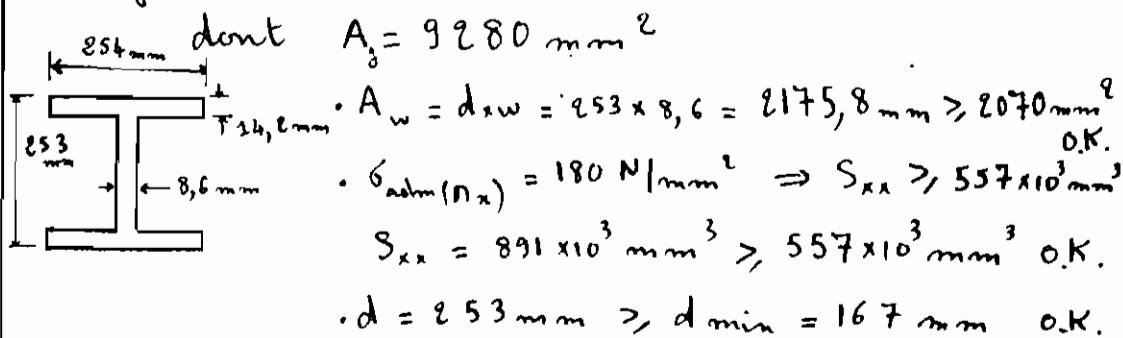
$$S_{yy} = 58,6 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \sigma(\sigma_x) + \sigma(\sigma_y) &= \frac{5986 \times 10^3}{580 \times 10^3} + \frac{41700 \times 10^3}{58,6 \times 10^3} \\ &= 722 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{adm}(\sigma) = 180 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

\Rightarrow Donc le profilé W 360 x 39. 300 W ne convient pas pour le chargement B.

iii) la section la plus légère qui convient aux

Chargements A et B est la section W250 x 73. 300 W



\Rightarrow Donc la section W250 x 73. 300 W convient pour le chargement A

$\cdot r_x = 110 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{adm}(c) = 152 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{(c)} = \frac{C}{A_y} = \frac{54473}{9280} = 5,87 \text{ N/mm}^2 \leq 152 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$

$\cdot \sigma_{adm}(m) = 180 \text{ N/mm}^2$

$S_{yy} = 306 \times 10^3 \text{ mm}^3$

$\frac{n_x}{S_{xx}} + \frac{n_y}{S_{yy}} = \frac{5986 \times 10^3}{891 \times 10^3} + \frac{41700 \times 10^3}{306 \times 10^3} = 143 \text{ N/mm}^2 \leq 180 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$

$\cdot \frac{\sigma_{(c)}}{\sigma_{adm}(c)} + \frac{\sigma_{(m)}}{\sigma_{adm}(m)} = \frac{5,87}{152} + \frac{143}{180} = 0,83 \leq 1 \quad \text{O.K.} \quad \begin{matrix} \text{§ 6.18.1.} \\ \text{CSA. S1. 1966} \end{matrix}$

$\cdot r_y = 64,6 \text{ mm}$

Elongement max = $\frac{L}{r_{min}} = \frac{L}{r_y} = \frac{2500}{64,6} = 38,7 < 120 \quad \text{O.K.}$

§ 8.8.2
CSA. S1. 1966.

\Rightarrow Donc la section W250 x 73. 300 W convient pour le chargement B.

le poids propre est 0,715 kN/m, comparé à 1 kN/m, ne modifie pas le choix.

3) Conclusion pour les longerons :

Les longerons seront constitués de profilés de section W250 x 73. 300 W. G40. 211.

B) Design des entretoises.

1) Chargement A:

a) charge morte : . voie = $0,353 \text{ KN/m} \times 2,5 \text{ m} = 0,883 \text{ KN}$

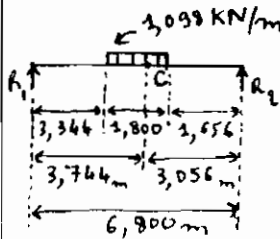
. longeron = $0,715 \text{ KN/m} \times 2,5 \text{ m} = 1,788 \text{ KN}$

$$D_1 = 2,671 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \Pi_{D_1} = \Pi_c = 2,9184 \times D_1 = 7,795 \text{ KNm}$$

$$V_{D_1} = 1,2482 \times D_1 = 3,334 \text{ KN}$$

. Travelage : $D_2 = \frac{0,494 \text{ KN/l.} \times 4 \text{ travées}}{1,800 \text{ m de travée}} = 1,098 \text{ KN/m}$



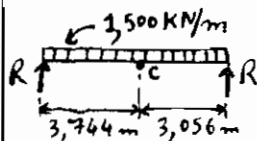
$$\Pi_{D_2} = \Pi_c = \frac{1,098 \times 1,800}{2 \times 6,800} (2 \times 3,344 + 1,800) \times 3,744 - \frac{1,098}{2} (3,744 - 3,344)^2$$

$$= 2,694 \text{ KNm}$$

$$V_{D_2} = R_2 = \frac{1,098 \times 1,800}{2 \times 6,800} (2 \times 3,344 + 1,800)$$

$$= 1,234 \text{ KN}$$

. Poids propre de l'entretoise $\approx 1,500 \text{ KN/m}$



$$\Pi_{D_3} = \Pi_c = \frac{1,500 \times 3,744}{2} (6,800 - 3,744)$$

$$= 8,581 \text{ KNm}$$

$$V_{D_3} = R = \frac{1,500 \times 6,800}{2}$$

$$= 5,100 \text{ KN}$$

Les formules utilisées sont tirées de "Metric Design Handbook for Reinforced Concrete Elements. CANADIAN Portland Cement Association, 1978"

Nous avons donc pour la charge morte totale :

$$\Pi_D = \Pi_{D_1} + \Pi_{D_2} + \Pi_{D_3} = 19,070 \text{ KNm}$$

$$V_D = V_{D_1} + V_{D_2} + V_{D_3} = 9,668 \text{ KN}$$

b) charge vive :

$$P = L = 98 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \Pi_L = 2,9184 P = 286,003 \text{ KNm}$$

$$V_L = 1,2482 P = 122,324 \text{ KN}$$

c) Impact total :

$$I_{\text{tot.}} = 0,35 P$$

$$\Rightarrow \Pi_I = 0,35 \times 286,003 = 100,101 \text{ KNm}$$

$$V_I = 0,35 \times 122,324 = 42,813 \text{ KN}$$

d) force centrifuge :

L'effet du couple équivalent est $F_c = 25,353 \text{ KN}$, force concentrée qui, s'appliquant au point critique c, donne le moment maximum.

$$\text{soit } \Pi_{F_c} = \frac{25,353 \times 3,744 \times 3,056}{6,800} = 42,659 \text{ KNm}$$

$$V_{F_c} = \frac{25,353 \times 3,744}{6,800} = 13,959 \text{ KN}$$

e) chargement total A :

$$\begin{aligned} \Pi &= \Pi_D + \Pi_L + \Pi_I + \Pi_{F_c} = 447,833 \text{ KNm} \\ &= 447833 \times 10^3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= V_D + V_L + V_I + V_{F_c} = 188,764 \text{ KN} \\ &= 188764 \text{ N} \end{aligned}$$

\Rightarrow

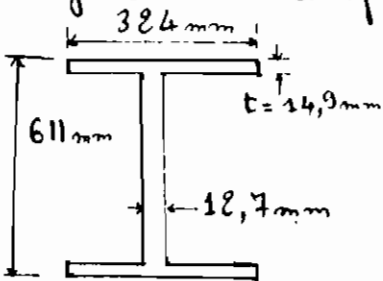
$$\text{ii) } \frac{V}{A_w} = \frac{188764}{A_w} \leq \sigma_{\text{adm}(v)} = 108 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A_w \geq 1748 \text{ mm}^2$$

$$\text{iii) } \frac{\Pi}{S_{xx}} = \frac{447833 \times 10^3}{S_{xx}} \leq \sigma_{\text{adm}(\Pi_x)} = 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow S_{xx} \geq 2488 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\text{iii) } d_{\text{min.}} = \frac{L}{15} = \frac{6800}{15} = 453 \text{ mm} \quad \text{§ 5.4}$$

Le profil le plus léger qui satisfait à ces

exigences est le profilé W610x155.300W. dont



$$A_g = 19700 \text{ mm}^2$$

$$A_w = d \times w = 7759,7 \text{ mm}^2$$

$$S_{xx} = 4220 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_{yy} = 666 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$r_x = 256 \text{ mm}$$

$$r_y = 73,9 \text{ mm}$$

$$\bullet A_w = 7759,7 \text{ mm}^2 > 1748 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\bullet \sigma_{adm}(n_x) = \max(96,1 ; 187,8) \neq 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{donc } \sigma_{adm}(n_x) = 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow S_{xx} \geq 2488 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$S_{xx} = 4220 \times 10^3 \text{ mm}^3 \geq 2488 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad \text{O.K.}$$

$$\bullet d = 611 \text{ mm} > 453 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

\Rightarrow le profilé W610x155.300W
convient pour le chargement A.

2) Chargement B :

a) charge verticale due à la charge du vent qui pousse latéralement sur le train

= effet du couple équivalent = 7,662 kN/m de train

Pour une entretoise nous avons :

$$F_x = 7,662 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} = 19,155 \text{ kN}$$

$\Rightarrow M_x = M_c$, quand la roue est en C :

$$M_x = \frac{19,155 \times 3,744 \times 3,056}{6,800} = 32,230 \text{ kNm}$$

$$= 32230 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

b) force longitudinale :

Pour l'entretoise la force de mooring agit axialement et constitue donc la force longitudinale :

$$C = 66,720 \text{ kN} = 66720 \text{ N.}$$

c) Charge horizontale agissant dans le plan y-y.

i) charge due au vent qui pousse au devant à l'arrière du train :

$$F_{y_1} = 5,473 \text{ KN}$$

ii) charge due au Freinage - démarrage.

$$F_{y_2} = 24,500 \text{ KN (pour 1 roue motrice)}$$

iii) force horizontale totale

$$P = F_{y_1} + F_{y_2} = 29,973 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \Pi_y = 2,9184 P = 87,473 \text{ KNm}$$

$$= 87473 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

d) Chargement total B :

$$\Pi_x = 32230 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$\Pi_y = 87473 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$C = 66720 \text{ N}$$

Nous devons maintenant vérifier si notre profilé W 610 x 155 . 300 W , qui a été choisi pour résister au chargement A, résiste au chargement B.

$$i) \frac{C}{A_g} = \frac{66720}{19700} = 3,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{adm(c)} = 149,3 \text{ N/mm}^2 \neq 1417 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{donc } \sigma_{adm(c)} = 149,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(c)} = 3,39 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{adm(c)} = 149,3 \text{ N/mm}^2 \text{ O.K.}$$

$$ii) \left. \begin{array}{l} \sigma_{adm}(\Pi_x) = 180 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{adm}(\Pi_y) = 180 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{adm}(\Pi) = 180 \text{ N/mm}^2 \text{ aux points m et m'}$$

$$\sigma_{(m)} = \frac{\Pi_x}{S_{xx}} + \frac{\Pi_y}{S_{yy}} = \frac{32230 \times 10^3}{4220 \times 10^3} + \frac{87473 \times 10^3}{666 \times 10^3}$$

$$= 139 \text{ N/mm}^2 \leq 180 \text{ N/mm}^2 \text{ O.K.}$$

$$\text{iii) } \frac{\sigma(c)}{\sigma_{adm}(c)} + \frac{\sigma(n)}{\sigma_{adm}(n)} = \frac{3,39}{149,3} + \frac{139}{180} = 0,79 \leq 1 \quad \text{O.K.}$$

$$\text{iv) } \frac{L}{\lambda_{min}} = \frac{L}{\lambda_y} = \frac{6800}{73,9} = 92 < 120 \quad \text{O.K.}$$

\Rightarrow Donc le profilé W 610 x 155. 300 W convient aussi pour le chargement B.

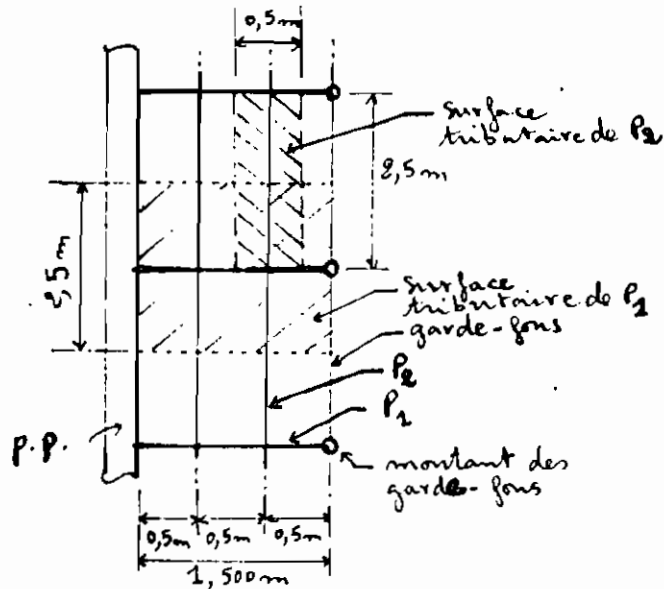
Le poids propre est 1,510 kN/m, comparé à 1,500 kN/m, ne modifie pas le choix.

3) Conclusion pour les entretoises :

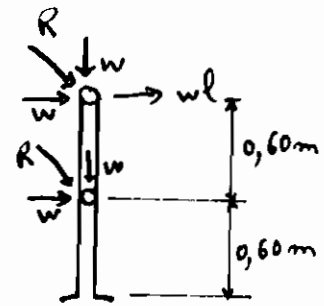
elles seront constituées de profilés

W 610 x 155. 300 W. G 40. 217.

C) Design des trottoirs



trottoir.



$$W = 0,750 \text{ KN/m}$$

$$wl = 0,750 \times 2,5 = 1,975 \text{ KN}$$

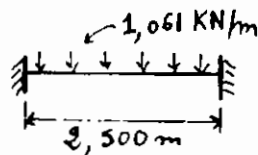
$$R = 0,750 \sqrt{2} = 1,061 \text{ KN/m}$$

garde-fous § 5.1.10. 4.3
CAN 3.56. 1178.

- de la tôle striée 5-7. sera soudée sur la structure du trottoir pour servir de plancher $= 0,450 \text{ KN/m}^2$
- Charge des piétons $= 4 \text{ KN/m}^2$ et sera affectée de l'impact direct soit 25% de la charge.

§ 5.1.10. 1.1.(a) CAN 3.56. 1178.

1°) Design des garde-fous.



$W = 0,750 \text{ KN/m}$ agit verticalement et horizontalement $\Leftrightarrow R = 1,061 \text{ KN/m}$ inclinée de 45° par rapport à la vertiab.

$$\Rightarrow \Pi_{\max} \text{ aux encastrement} \Leftrightarrow \Pi_{\max} = \frac{RL^2}{12} = \frac{1,061 \times (2,5)^2}{12} = 0,553 \text{ KNm} = 553 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$V_{\max} = \frac{1,061 \times 2,5}{2} = 1,326 \text{ KN} = 1326 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \sigma_{(v)} = \frac{1326}{A} \leq 108 \text{ N/mm}^2 \Leftrightarrow A \geq 12,3 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{(m)} = \frac{553 \times 10^3}{S} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \Leftrightarrow S \geq 3,07 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

\Rightarrow La section tubulaire cylindrique creuse de $D_{\text{ext.}} = 48,8 \text{ mm}$ avec une épaisseur des parois $t = 3,18 \text{ mm}$. G 40. 9111. 300 W, dont

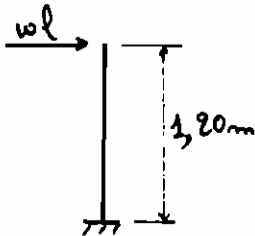
$$A = 390 \text{ mm}^2 \geq 12,3 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$S = 3,54 \times 10^3 \text{ mm}^3 \geq 3,07 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad \text{O.K.},$$

convient.

Le poids propre = $0,030 \text{ kN/m}$ \Rightarrow le moment additionnel ne modifie pas le choix.

2) Design des montants des garde-fous.



$$wl = 0,750 \text{ kN/m} \times 2,5 \text{ m} = 1,875 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 1,875 \times 1,20 = 2,25 \text{ kNm} = 2250 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$V_{\max} = 1,875 \text{ kN} = 1875 \text{ N.}$$

$$\Rightarrow \frac{V}{A} = \frac{1875}{A} \leq 108 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A \geq 17,36 \text{ mm}^2$$

$$\frac{M}{S} = \frac{2250 \times 10^3}{S} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow S \geq 12,5 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

\Rightarrow La section tubulaire cylindrique creuse de $D_{\text{ext.}} = 73,0 \text{ mm}$ avec l'épaisseur des parois $t = 3,81 \text{ mm}$. G40. 217. 300 W,

$$\text{dont } A = 828 \text{ mm}^2 \geq 17,36 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

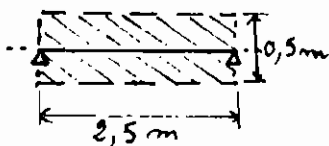
$$S = 13,6 \times 10^3 \text{ mm}^3 \geq 12,5 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad \text{O.K.},$$

convient.

Le poids propre est : $0,064 \text{ kN/m}$.

3) Design des poutres longitudinales P_2 des trottoirs :

Deux poutres P_2 seront simplement mises pour éviter le poinçonnement de la tôle striée.



$$\cdot \text{ poids de la tôle striée} = 0,450 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \text{ m} = 0,225 \text{ kN/m}$$

$$\cdot \text{ piétons} = 4 \text{ kN/m}^2 \times 0,5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$$

$$\cdot \text{ Impact} = 0,25 \times 2 \text{ kN/m} = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$\cdot \text{ poids propre de } P_2 = 0,064 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total} = 2,799 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = \frac{2,792 \times (2,5)^2}{8} = 2,181 \text{ KNm} = 2181 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$V_{\max} = \frac{2,792 \times 2,5}{2} = 3,490 \text{ KN} = 3490 \text{ N}$$

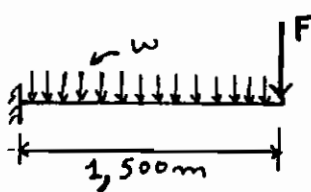
$$\Rightarrow \frac{V}{A} = \frac{3490}{A} \leq 108 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A \geq 32,31 \text{ mm}^2$$

$$\frac{M}{S} = \frac{2181 \times 10^3}{S} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow S \geq 12,12 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

\Rightarrow La section tubulaire rectangulaire 75,2 x 50,8 avec une épaisseur des parois $t = 3,81 \text{ mm}$. G40. 211. 300 W, dont $A = 872 \text{ mm}^2 > 32,31 \text{ mm}^2$ O.K., $S_x = 17,3 \times 10^3 \text{ mm}^3 > 12,12 \times 10^3 \text{ mm}^3$ O.K., convient.

le poids propre est tel qu'évalué = 0,067 KN/m.

4) Design des pontres transversales P₁ des trottoirs.



La charge concentrée est égale à :

$$\begin{aligned} \text{Poids des garde-fous} &= 0,030 \text{ KN/m} \times 2,5 \text{ m} \\ &= 0,075 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{charge sur garde-fous} &= 0,750 \text{ KN/m} \times 2,5 \text{ m} \\ &= 1,875 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{poids des montants} &= 0,064 \text{ KN/m} \times 1,2 \text{ m} \\ &= 0,077 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow F = 2,027 \text{ KN}$$

La charge répartie égale au poids transmis par les pontres longitudinales P₂ =

$$w = \frac{2,792 \text{ KN/m} \times 2,5 \text{ m}}{1,5 \text{ m}} = 4,653 \text{ KN/m}$$

Π_{\max} est à l'encastrement :

$$\Pi_{\max} = \left(\frac{4,653 \times (1,5)^2}{2} \right) + (2,027 \times 1,5) = 8,275 \text{ KNm}$$

$$= 8275 \times 10^3 \text{ Nmm}$$

$$V_{\max} = (4,653 \times 1,5) + (2,027) = 9,007 \text{ KN}$$

$$= 9007 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \frac{V}{A_w} = \frac{9007}{A_w} \leq \sigma_{\text{adm}(V)} = 108 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A_w \geq 83,4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{\Pi}{S_{xx}} = \frac{8275 \times 10^3}{S_{xx}} \leq \sigma_{\text{adm}(\Pi)} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow S_{xx} \geq 45,97 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

En tenant compte du fait que en plus de l'âme qui sera assemblée aux poutres principales, les semelles aussi seront boulonnées aux p.p. à l'aide de cornières ($\Rightarrow b \approx 200$), le profilé le plus léger qui convient est le profilé W 200 x 46 G 40. 210. 300 W. dont

$$A = 5860 \text{ mm}^2$$

$$\cdot A_w = d \times w = 203 \times 7,2 = 1461,6 \text{ mm}^2 \geq 83,4 \text{ mm}^2 \text{ O.K.}$$

$$\left. \begin{array}{l} L = 1500 \text{ mm} \\ d = 203 \text{ mm} \\ b = 203 \text{ mm} \\ t = 11,0 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{adm}(\Pi)} = 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow S_{xx} \geq 45,97 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\cdot S_{xx} = 448 \times 10^3 \text{ mm}^3 \geq 45,97 \times 10^3 \text{ mm}^3 \text{ O.K.}$$

• le poids propre est 0,451 KN/m

\Rightarrow Avec le moment additionnel on obtient $S_{xx} \geq 48,8 \times 10^3 \text{ mm}^3$
donc ne modifie pas le choix.

D) Design des poutres principales.

1) Sollicitations maximales de design.

Définitions de termes :

i) facteurs f_f .

$f_f = (\sum y_i)$ de la ligne d'influence aux nœuds
 les facteurs f_f sont tabulés à la page 46. Tab 8-5.
 Pour obtenir les sollicitations maximales dues aux charges fixes concentrées aux nœuds, nous devons multiplier la charge concentrée P' aux nœuds par f_f .

$$\text{soit } F_{\max} = f_f \times P'$$

ii) facteurs f_v .

a) Pour les membrures horizontales supérieures (toujours comprimées) et inférieures (toujours tendues)

$$f_v = (\sum y_i)_{\max} \text{ total de la ligne d'influence.}$$

Pour obtenir les sollicitations maximales dues aux charges vives P + Impact total $0,35P$ par f_v

$$\text{soit } F_{\max} = f_v (P + 0,35P) = f_v \times 1,35P.$$

b) Pour les membrures verticales ou obliques, nous savons qu'elles sont soumises tantôt à la tension et tantôt à la compression.

Pour ces membrures l'article § 6.16.1. CSA. S1. 1966 stipule que la charge maximale de design doit être prise comme étant égale à la sollicitation maximale augmentée de 50% de la sollicitation de signe contraire; c'est à dire:

soit $f_{\sigma_1} = (\sum y_i)_{\max}$ en Tension
 et soit $f_{\sigma_2} = (\sum y_i)_{\max}$ en Compression.

• Si $f_{\sigma_1} \geq f_{\sigma_2} \Rightarrow f_v = f_{\sigma_1} + 0,5 f_{\sigma_2}$ (T)

• Si $f_{\sigma_2} \geq f_{\sigma_1} \Rightarrow f_v = f_{\sigma_2} + 0,5 f_{\sigma_1}$ (C)

Et nous aurons toujours

$$F_{\max} = f_v \times 1,35 P$$

Les facteurs f_v sont calculés à partir du tableau 2-4 de la page 43. les résultats pour la poutre principale extérieure de la travée intermédiaire sont ci - suite:

Sollicitations maximales ^{de design} dues aux charges vives + Impact total selon § 6.16.1. (facteurs f_v)

p.p. extérieure de la Travée intermédiaire.

Members	$\times 1,35 P$	Members	$\times 1,35 P$	Members	$\times 1,35 P$
<u>Horizontales inférieures</u>		<u>Horizontales Supérieures</u>		<u>Verticales Supérieures</u>	
a-2	0,00	1-3	0,00	c-1	0,00
2-4	3,44 (T)	3-5	3,44 (C)	d-3	3,96 (T)
4-6	6,09 (T)	5-7	6,09 (C)	e-5	3,38 (T)
6-8	7,84 (T)	7-9	7,84 (C)	f-7	2,94 (T)
8-10	9,34 (T)	9-11	9,34 (C)	g-9	2,57 (T)
10-12	10,07 (T)	11-13	10,07 (C)	h-11	2,21 (T)
<u>Verticales inférieures</u>		<u>obliques inférieures</u>		<u>obliques supérieures</u>	
c-a	7,95 (C)	c-2	5,22 (T)	c-3	5,22 (C)
d-2	3,82 (C)	d-4	4,51 (T)	d-5	4,51 (C)
e-4	3,35 (C)	e-6	3,91 (T)	e-7	3,91 (C)
f-6	2,99 (C)	f-8	3,41 (T)	f-9	3,41 (C)
g-8	2,63 (C)	g-10	2,94 (T)	g-11	2,94 (C)
h-10	2,81 (T)	h-12	2,64 (T)	h-13	2,64 (C)
<u>Verticale centrale</u>	0,64				
<u>Réaction</u>	9,07				

Tab 4-1

Pour cerner la procédure de design, nous donnons:

2) Quelques exemples de design des membrures.

a) membre 1-3 :

$$F_{1-3} = 0 \text{ N}$$

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{2500}{r_{\min}} \leq 120 \Rightarrow r_{\min} \geq 20,8 \text{ mm}$$

⇒ la section la plus légère qui convient est la section

W 100 x 19 dont $r_{\min} = r_y = 25,5 \text{ mm}$.

. le poids propre est $0,190 \text{ kN/m}$

b) membre a-2 :

. Remarque : La force horizontale du chargement B qui est due à la force de freinage-démarrage et au vent qui pousse au devant ou à l'arrière du train ne charge que les membrures horizontales inférieures.

i) chargement A :

$$F_{a-2} = 0 \text{ N}$$

ii) chargement B :

force longitudinale : - vent à l'arrière ou au devant

$$\text{du train} = 1,254 \text{ kN}$$

$$\text{- Force de freinage-démarrage} = \underline{24,150 \text{ kN}}$$

$$= 29,754 \text{ kN}$$

⇒ la section W 100 x 19 dont $A = 2470 \text{ mm}^2$

$$\Rightarrow \sigma_{(T)} = \frac{29754}{2470} = 12,0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{\text{adm}(T)} = 180 \text{ N/mm}^2$$

c) membre c-1 :

$$F_{c-1} = 0 \text{ N}$$

⇒ la section W 100 x 19 convient.

d) membre c-a:

i) Chargement A:

α) charge morte + force centrifuge à chaque nœud intérieur:

- charge morte transmise par les entretoises:

$$P'_2 = V_D = 9,668 \text{ KN}$$

- contreventement:

$$P'_2 = [6,8 \text{ m} + 2(7,245 \text{ m})] \times 0,987 \text{ KN/m} + 2(7,245 \text{ m}) \times 0,350 \text{ KN/m} = 11,182 \text{ KN}$$

- trottoirs

$$P'_3 = V = 9,007 \text{ KN}$$

- effet de la force centrifuge transmis par les entretoises.

$$P'_4 = V_{F_c} = 13,959 \text{ KN}$$

$$\text{Total } P' = 43,816 \text{ KN}$$

• soit $f_f = (\sum y_i)$ de la Ligne d'influence aux nœuds.

→ pour la membre c-a: $f_f = 6,77$ (C)

$$\Rightarrow F_{a-c(1)} = f_f \times P' = 296,634 \text{ KN} \quad (C)$$

β) Charge vive + Impact total:

Par roue nous avons $1,35 P = 132,3 \text{ KN}$

• soit $f_v = (\sum y_i)_{\text{Total}}$ de la ligne d'influence

→ pour la membre c-a: $f_v = 7,95$ (C)

$$\Rightarrow F_{a-c(2)} = f_v \times 1,35 P = 1051,785 \text{ KN} \quad (C)$$

δ) F_{a-c} pour le chargement A:

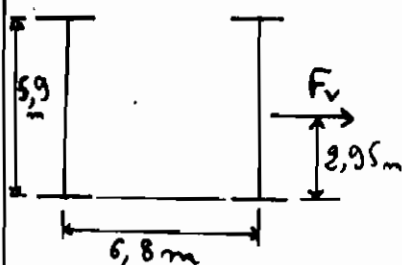
$$F_{a-c} = F_{a-c(1)} + F_{a-c(2)} = 1348,419 \text{ KN} \\ = 1348419 \text{ N} \quad (C)$$

ii) Chargement B:

- charge due au vent latéral transmise à chaque nœud intérieur par les entretoises:

- sur le train
- sur le pont

$$P'_1 = 18,610 \text{ KN}$$



$$F_v = 26,948 \text{ KN/m}^2 \times 5,9 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} = 249,983 \text{ KN}$$

⇒ Effet du couple équivalent sur la poutre principale =

$$P'_2 = \frac{249,983 \times 2,95}{6,8} = 108,449 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P' = P'_1 + P'_2 = 127,059 \text{ KN}$$

$$\rightarrow f_t = 6,77 \text{ (c)}$$

$$\Rightarrow F_{a-c} = f_t \times P' = 6,77 P' = 860,189 \text{ KN (c)}$$

$$= 860189 \text{ N (c)}$$

iii) Le chargement A est donc plus critique :

$$\Rightarrow F_{a-c} = 1348419 \text{ N (c)}$$

$$\Rightarrow \frac{F_{a-c}}{A_g} = \sigma_{(c)} \leq \sigma_{adm(c)} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A_g \geq 7491,2 \text{ mm}^2$$

$$\cdot \frac{L}{r_{min}} = \frac{2950}{r_{min}} \leq 120 \Rightarrow r_{min} = 24,6 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{le profilé } \underline{W 310 \times 72} \text{ dont } A_g = 10100 \text{ mm}^2$$

$$r_{min} = r_y = 63,0 \text{ mm}$$

$$\sigma_{adm(c)} = 136,9 \text{ N/mm}^2 \neq 456 \text{ N/mm}^2 \text{ OK.}$$

$$\frac{F_{a-c}}{A_g} = \frac{1348419}{10100} = 133,5 \text{ N/mm}^2 \leq 136,9 \text{ N/mm}^2 \text{ OK.}$$

le poids propre est $0,774 \text{ KN/m}$.

e) membre c-e :

i) chargement A :

a) charge morte + force centrifuge :

$$\cdot P' = 43,816 \text{ KN}$$

$$\cdot f_t = 4,58 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow F_{c-2(1)} = f_t P' = 4,58 P' = 200,678 \text{ KN (T)}$$

B) charge vive + Impact total

$$\cdot = 1,35 P = 1,35 \times 98 \text{ KN}$$

$$\cdot f_v = 5,22 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow F_{c-2(1)} = f_v \times 1,35 P = 5,22 \times 1,35 P = 690,606 \text{ KN (T)}$$

2) F_{c-2} pour le chargement A:

$$F_{c-2} = F_{c-2(1)} + F_{c-2(2)} = 891,284 \text{ KN}$$

$$= 891284 \text{ N (T)}$$

ii) chargement B.

$$\cdot P' = 127,059 \text{ KN}$$

$$\cdot f_t = 4,58 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow F_{c-2} = f_t \times P' = 581,930 \text{ KN (T)}$$

iii) le chargement A est donc plus critique.

$$\Rightarrow \sigma_{(T)} = \frac{F_{c-2}}{A} = \frac{891284}{A} \leq \sigma_{adm(T)} = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow A \geq 4951,6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{L}{\lambda_{min}} = \frac{3867}{\lambda_{min}} \leq 120 \Rightarrow \lambda_{min} \geq 32,2 \text{ mm}$$

\Rightarrow la section W 200 x 42 dont $A = 5310 \text{ mm}^2$

$$\text{et } \lambda_{min} = \lambda_y = 42,2 \text{ mm}$$

$$\text{Poids propre} = 0,409 \text{ KN/m}$$

f) membrure c-3

$$F_{c-3} = -F_{c-2} = 891284 \text{ N (C)}$$

\Rightarrow la section W 200 x 59 dont $\lambda_y = 51,9 \text{ mm} > 39,2 \text{ mm}$
et $A = 7560 \text{ mm}^2$

$$\Rightarrow \sigma_{adm(C)} = 120,0 \text{ N/mm}^2 > 180,1 \text{ N/mm}^2 \text{ OK.}$$

$$\text{et } \sigma_{(C)} = \frac{891284}{7560} = 117,9 \text{ N/mm}^2 < 120,0 \text{ N/mm}^2 \text{ OK.}$$

le poids propre est $0,582 \text{ kN/m}$.

g) membre 2-4

i) chargement A:

α) charge morte + force centrifuge:

$$\cdot P' = 43,816 \text{ kN}$$

$$\cdot f_f = 2,99 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow F_{2-4(1)} = f_f \times P' = 2,99 P' = 131,010 \text{ kN (T)}$$

β) charges vives + Impact total:

$$\cdot = 1,35 P = 1,35 \times 98 \text{ kN}$$

$$\cdot f_v = 3,44 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow F_{2-4(2)} = f_v \times 1,35 P = 455,112 \text{ kN (T)}$$

γ) F_{2-4} pour le chargement A:

$$F_{2-4} = F_{2-4(1)} + F_{2-4(2)} = 586,122 \text{ kN (T)}$$

$$= 586122 \text{ N (T)}$$

ii) chargement B:

α) Effet du vent:

$$\cdot P' = 127,059 \text{ kN}$$

$$\cdot f_f = 2,99 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow F_{2-4(1)} = f_f P' = 2,99 P' = 379,906 \text{ kN (T)}$$

β) charge horizontale:

$$\cdot F_{2-4(2)} = 29,754 \text{ kN (T)}$$

γ) F_{2-4} pour le chargement B:

$$F_{2-4} = F_{2-4(1)} + F_{2-4(2)} = 409,660 \text{ kN (T)}$$

iii) le chargement A est donc le plus critique.

$$\Rightarrow F_{2-4} = 586122 \text{ N (T)}$$

$$\Rightarrow \frac{F_{2-4}}{A} = \frac{586122}{A} \leq \sigma_{adm(T)} = 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A \geq 3256,2 \text{ mm}^2$$

⇒ W 200 x 27 dont $A = 3390 \text{ mm}^2$; $r_y = 31,2$
 • le poids propre est $0,277 \text{ kN/m}$.

h) membre 3-5 :

le chargement A sera le plus critique,

$$F_{3-5} = -F_{2-4} = 586122 \text{ N} \quad (C)$$

⇒ W 200 x 36 dont $A = 4580 \text{ mm}^2$; $r_y = 40,9$

$$\Rightarrow \sigma_{adm}(1) = 128,2 \text{ N/mm}^2 \neq 267,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(C)} = \frac{F_{3-5}}{A} = \frac{586122}{4580} = 128,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\leq 128,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\cdot r_{\min} = r_y = 40,9 \text{ mm} \geq 20,8 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

i) les autres membres :

De la même façon on trouve d'abord les sollicitations maximales des membres, ensuite on fait le design; Ce qui donne les résultats suivants :

3) Résumé des sollicitations maximales des membres

Nous donnons à la page 76 au tableau 4-2 le résumé des sollicitations maximales de toutes les membres.

Sollicitations maximales Totales

Membres	Chargement A			Chargement B		
	$f_f \times 43816 N$	$f_r \times 2,35 \times 98000 N$	$F_{max} Totale (N)$	$f_f \times 227059 N$	$1 \times 29754 N$	$F_{max} Totale (N)$
<u>horizontales</u> <u>supérieurs</u>						
a-2	0	0	0	0	29754 (T)	29754 (T)
2-4	131010 (T)	455112 (T)	586122 (T)	379906 (T)	29754 (T)	409660 (T)
4-6	237483 (T)	805707 (T)	1043190 (T)	688660 (T)	29754 (T)	718414 (T)
6-8	315913 (T)	1037232 (T)	1353145 (T)	916095 (T)	29754 (T)	945849 (T)
8-10	377694 (T)	1235682 (T)	1613376 (T)	1095248 (T)	29754 (T)	1125003 (T)
10-12	410556 (T)	1332261 (T)	1742817 (T)	1190543 (T)	29754 (T)	1220297 (T)
<u>horizontales</u> <u>supérieurs</u>						
1-3	0	0	0	0	0	0
3-5	131010 (C)	455112 (C)	586122 (C)	379906 (C)	0	379906 (C)
5-7	237483 (C)	805707 (C)	1043190 (C)	688660 (C)	0	688660 (C)
7-9	315913 (C)	1037232 (C)	1353145 (C)	916095 (C)	0	916095 (C)
9-11	377694 (C)	1235682 (C)	1613376 (C)	1095248 (C)	0	1095248 (C)
11-13	410556 (C)	1332261 (C)	1742817 (C)	1190543 (C)	0	1190543 (C)

Tab 4-2

Sollicitations maximales Totales (suite 2)

Nombres	Chargement A			Chargement B		
	$f_f \times 43816 \text{ N}$	$f_v \times 1,35 \times 98000 \text{ N}$	$F_{\text{max}} \text{ Totale (N)}$	$f_f \times 127059 \text{ N}$	$1 \times 29754 \text{ N}$	$F_{\text{max}} \text{ Totale (N)}$
<u>Verticales supérieures</u>	(N)	(N)	(N)	(N)	(N)	(N)
C-1	0	0	0	0	0	0
d-3	149851 (T)	523908 (T)	673759 (T)	434542 (T)	0	434542 (T)
e-5	123561 (T)	447174 (T)	570735 (T)	358306 (T)	0	358306 (T)
f-7	99024 (T)	388962 (T)	487986 (T)	287153 (T)	0	287153 (T)
g-9	70982 (T)	340011 (T)	410993 (T)	205836 (T)	0	205836 (T)
h-11	42940 (T)	292383 (T)	335323 (T)	124518 (T)	0	124518 (T)
<u>Verticales inférieures</u>						
C-a	296634 (C)	1051785 (C)	1348419 (C)	860189 (C)	0	860189 (C)
d-2	96833 (C)	505386 (C)	602219 (C)	280800 (C)	0	280800 (C)
e-4	50827 (C)	443205 (C)	494032 (C)	147388 (C)	0	147388 (C)
f-6	44254 (C)	395577 (C)	439831 (C)	128330 (C)	0	128330 (C)
g-8	13583 (C)	347949 (C)	361532 (C)	39388 (C)	0	39388 (C)
h-10	22268 (T)	371763 (T)	384031 (T)	35577 (T)	0	35577 (T)

Tab 4 - 2. Suite 2

Sollicitations maximales Totales (suite 2)

Nombres	Chargement A			Chargement B		
	f ₂ x 43816 N	f ₂ x 1,35 x 28000 N	F _{max} totale (N)	f ₂ x 127059 N	1 x 29754 N	F _{max} Totale (N)
<u>obliques inférieures</u>	(N)	(N)	(N)	(N)	(N)	(N)
c-2	200 677 (T)	69 0606 (T)	891284 (T)	581930 (T)	0	581930 (T)
d-4	164 310 (T)	59 6673 (T)	76 0983 (T)	47 6471 (T)	0	47 6471 (T)
e-6	129 257 (T)	51 7293 (T)	64 6550 (T)	37 4824 (T)	0	37 4824 (T)
f-8	93 328 (T)	45 1143 (T)	54 4471 (T)	27 0636 (T)	0	27 0636 (T)
g-10	53 894 (T)	38 8962 (T)	44 2856 (T)	15 6283 (T)	0	15 6283 (T)
h-12	18 403 (T)	34 9272 (T)	36 7675 (T)	5 3365 (T)	0	5 3365 (T)
<u>obliques supérieures</u>						
c-3	200 677 (C)	69 0606 (C)	891284 (C)	581930 (C)	0	581930 (C)
d-5	164 310 (C)	59 6673 (C)	76 0983 (C)	47 6471 (C)	0	47 6471 (C)
e-7	129 257 (C)	51 7293 (C)	64 6550 (C)	37 4824 (C)	0	37 4824 (C)
f-9	93 328 (C)	45 1143 (C)	54 4471 (C)	27 0636 (C)	0	27 0636 (C)
g-11	53 894 (C)	38 8962 (C)	44 2856 (C)	15 6283 (C)	0	15 6283 (C)
h-13	18 403 (C)	34 9272 (C)	36 7675 (C)	5 3365 (C)	0	5 3365 (C)
<u>Verticale centrale</u> 12-13	8042 (T)	84672 (T)	112714 (T)	81318 (T)	0	81318 (T)

Tab 4-2, suite 2

Résumé du design des membrures

Nombres	r_{min} (mm)	Charge de design (N)	A_{min} (mm ²)	Profilé G40. 2111. 300W	δ_{adm} (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	r_y (mm)	A (mm ²)	Poids propre (KN/m)
<u>Horizontales inférieures.</u>									
a-2	-	0	-	W100x19	180	0	25,5	2470	0,190
2-4	-	586122 (T)	3256,2	W200x27	180	172,9	31,2	3390	0,261
4-6	-	1043190 (T)	5795,5	W200x47	180	178,0	51,2	5860	0,451
6-8	-	1353145 (T)	7517,5	W200x59	180	172,0	51,9	7560	0,582
8-10	-	1613376 (T)	8963,2	W200x71	180	177,1	52,8	9110	0,701
10-12	-	1742817 (T)	9682,3	W310x79	180	172,6	63,0	10100	0,774
<u>Horizontales supérieures</u>									
1-3	20,8	0	-	W100x19	104,0	0	25,5	2470	0,190
3-5	20,8	586122 (C)	3256,2	W200x36	128,2	128,0	40,9	4580	0,352
5-7	20,8	1043190 (C)	3795,5	W200x71	136,6	114,5	52,8	9110	0,701
7-9	20,8	1353145 (C)	7517,5	W310x79	141,3	134,0	63,0	10100	0,774
9-11	20,8	1613376 (C)	8963,2	W310x97	145,7	131,2	76,9	12300	0,950
11-13	20,8	1742817 (C)	9682,3	W460x106	130,2	129,1	43,2	13500	1,030

Tab 4-3

4) Résumé du design des membrures.

Résumé du design des membrures (suite 2)

Membrures	n_{min} (mm)	Charge de design (N)	A min. (mm ²)	Profile' C 40. 210. 300W	δ_{adm} (N/mm ²)	δ (N/mm ²)	n_y (mm)	A (mm ²)	Poids propre (KN/m)
<u>Verticales supérieures</u>									
c-1	24,6	0	-	W 100 x 19	180	0	25,5	2470	0,190
d-3	24,6	673759 (T)	3743,1	W 150 x 30	180	177,8	38,3	3790	0,292
e-5	24,6	570735 (T)	3170,8	W 200 x 27	180	168,4	31,2	3390	0,261
f-7	24,6	487986 (T)	2711,0	W 150 x 22	180	171,2	36,9	2850	0,219
g-9	24,6	410993 (T)	2283,3	W 100 x 19	180	166,4	25,5	2470	0,190
h-11	24,6	335323 (T)	1862,9	W 100 x 19	180	135,8	25,5	2470	0,190
<u>Verticales inférieures</u>									
c-a	24,6	1348419 (C)	7491,2	W 310 x 79	136,9	133,5	63,0	10100	0,774
d-2	24,6	602219 (C)	3345,7	W 200 x 42	121,8	113,4	41,2	5310	0,409
e-4	24,6	494032 (C)	2744,6	W 200 x 36	121,5	107,9	40,9	4580	0,352
f-6	24,6	439831 (C)	2443,5	W 250 x 33	112,0	105,5	33,7	4170	0,324
g-8	24,6	361532 (C)	2008,5	W 200 x 27	107,7	106,6	31,2	3390	0,261
h-10	24,6	384031 (T)	2133,5	W 100 x 19	180	155,5	25,5	2470	0,190

Tab 4-3. suite 1

Résumé du design des membrures (suite 2)

Membrures	r_{min} (mm)	Charge de design (N)	A min (mm ²)	Profilé G40.41 N. 300W	$\delta_{adm.}$ (N/mm ²)	δ (N/mm ²)	r_y (mm)	A (mm ²)	Poids propre (kN/m)
<u>obliques</u> <u>supérieures</u> c-2	32,2	891284 (T)	4951,6	W 200 x 42	180	167,8	41,2	5310	0,409
d-4	32,2	760983 (T)	4227,7	W 200 x 36	180	166,2	40,9	4580	0,352
e-6	32,2	646550 (T)	3597,9	W 150 x 30	180	170,6	38,3	3790	0,292
f-8	32,2	544471 (T)	3024,8	W 130 x 28	180	151,7	32,6	3590	0,277
g-10	32,2	442856 (T)	2460,3	W 150 x 22	180	155,4	36,9	2850	0,219
h-12	32,2	367675 (T)	2042,6	W 150 x 22	180	129,0	36,9	2850	0,219
<u>obliques</u> <u>inférieures</u> c-3	32,2	891284 (C)	4951,6	W 200 x 59	120,0	117,9	51,9	7560	0,582
d-5	32,2	760983 (C)	4227,7	W 200 x 52	119,9	114,3	51,8	6660	0,513
e-7	32,2	646550 (C)	3597,9	W 200 x 46	119,4	110,3	51,2	5860	0,451
f-9	32,2	544471 (C)	3024,8	W 200 x 42	108,2	102,5	41,2	5310	0,409
g-11	32,2	442856 (C)	2460,3	W 200 x 36	107,7	96,7	40,9	4580	0,352
h-13	32,2	367675 (C)	2042,6	W 250 x 33	95,4	88,2	33,7	4170	0,321
Verticaux centraux 12-13	-	112714 (T)	626,2	W 100 x 19	180	45,6	25,5	2470	0,190

Tab 4-3 suite 2

E) DESIGN DU CONTREVENTEMENT.

1) Contreventement des longerons § 8.17.4. CSA. 31.066.

les longerons sont dimensionés sans réduction de la longueur non appuyée d'une part.

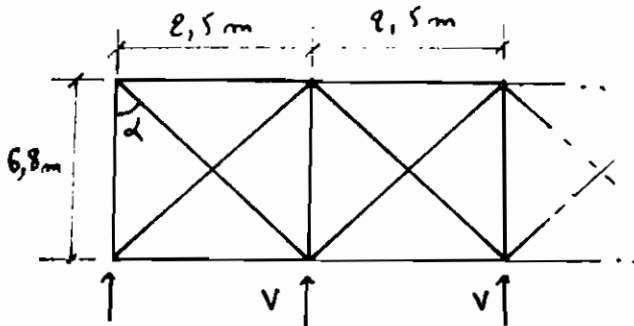
D'autre part la longueur d'un longeron = 2,5 m \leq 4,75 m

\Rightarrow le contreventement des longerons n'est pas obligatoire.

2) Contreventement horizontal supérieur § 8.17.2.

$L = 30 \text{ m} > 15,24 \text{ m} \Rightarrow$ le contreventement horizontal supérieur est obligatoire.

. Vent : - sur train $= 4,378 \text{ KN/m}$
 - sur le pont $= 16,948 \text{ KN/m}^2 \times 5,9 \text{ m} = 99,993 \text{ KN/m}$
 Total $104,371 \text{ KN/m}$



$$\Rightarrow V = 104,371 \text{ KN/m} \times 2,5 \text{ m} \\ = 260,928 \text{ KN} \\ = 260928 \text{ N}$$

a) membres droites. (comprimés)

$$\sigma_{k1} = \frac{V}{A_g} = \frac{260928}{A_g} \leq \sigma_{adm(c)} \leq 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A_g \geq 1450 \text{ mm}^2$$

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{6800}{r_{\min}} \leq 160 \Rightarrow r_{\min} \geq 42,5 \text{ mm} \quad \text{§ 8.8.2.(b)}$$

la section la plus légère qui satisfait à ces exigences est la section L 150 x 150 avec épaisseur $t = 10 \text{ mm}$ du type G 40. 217. 300 W: dont

$$A_g = 2900 \text{ mm}^2 \geq 1450 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$r_{\min} = r = 46,9 \text{ mm} \geq 42,5 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

Le poids propre est $0,223 \text{ kN/m}$

b) membres diagonales :

$$\begin{aligned} F &= \frac{V}{\cos \alpha} = 260928 \times \frac{\sqrt{6800^2 + 2500^2}}{6800} \\ &= 260928 \times \frac{7245}{6800} \\ &= 278003 \text{ N} \end{aligned}$$

i) seule les diagonales tendues travaillent :

$$\Rightarrow F = 278003 \text{ N en tension.}$$

$$L = 7245 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \frac{F}{A} = \frac{278003}{A} \leq \sigma_{\text{adm}(T)} = 180 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow A \geq 1544,5 \text{ mm}^2$$

$$\cdot \frac{L}{r_{\min}} = \frac{7245}{r_{\min}} \leq 160 \Rightarrow r_{\min} \geq 45,28 \text{ mm} \quad \text{§ 8.8.2.(b).}$$

\Rightarrow la section la plus légère qui convient est la section L 150 x L 150 G40. 211. 300 W avec $t = 10 \text{ mm}$

$$\text{dont } A = 2900 \text{ mm}^2 \geq 1544,5 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$r_{\min} = r = 46,9 \text{ mm} \geq 42,5 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

ii) Si toutes les diagonales travaillent

\Rightarrow possibilité aussi bien de compression que de tension.

$$\Rightarrow F' = \frac{F}{2} = \frac{278003}{2} = 139002 \text{ N en Tension et en Compression.}$$

- la section précédente convient en Tension.

- En compression nous avons pour cette section :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{adm}(C)} &= (0,92 - 0,0034 \frac{L}{r}) 180 \neq \frac{145000 \times 6,895}{(L/r)^2} \\ &= 71,1 \text{ N/mm}^2 \neq 41,9 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{donc } \sigma_{adm(c)} = 41,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(c)} = \frac{F'}{A} = \frac{139002}{2900} = 47,9 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{adm(c)} = 41,9 \text{ N/mm}^2$$

⇒ donc la section L 150 x 150 avec $t = 10 \text{ mm}$ ne convient pas.

• La section la plus légère qui convient est la section L 150 x 150 avec $t = 13 \text{ mm}$

$$\text{dont } A = 3730 \text{ mm}^2$$

$$r = 46,4 \text{ mm}$$

$$\sigma_{adm(c)} = 70,0 \text{ N/mm}^2 > 41,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{donc } \sigma_{adm(c)} = 41,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(c)} = \frac{F'}{A} = \frac{139002}{3730} = 37,3 \text{ N/mm}^2 \leq 41,0 \text{ N/mm}^2$$

O.K.

iii) vérification du cisaillement

La compression maximale des membrures horizontales supérieures des poutres principales est F_{11-13}

$$C_{max} = F_{11-13} = 1735049 \text{ N}$$

$$\Rightarrow V = 2,5\% \times C_{max} = 43376 \text{ N}$$

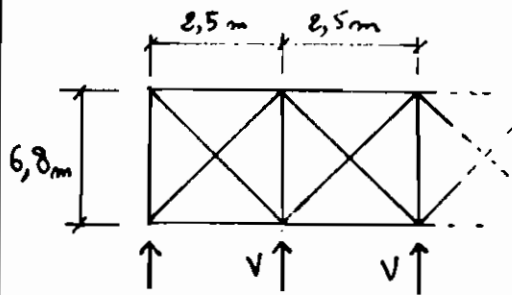
$$\sigma_{(v)} = \frac{V}{A} = \frac{43376}{3730} = 11,6 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{adm(v)} = 108 \text{ N/mm}^2$$

O.K.

c) Conclusion pour le contreventement horiz. sup.

Nous prenons uniformément, aussi bien pour les membrures droites que pour les membrures diagonales, des sections L 150 x 150, $t = 13 \text{ mm}$. G40. 210. 300 W.
pour le contreventement horizontal supérieur.
Le poids propre est $0,287 \text{ kN/m}$.

3) Contreventement horizontal inférieur § 8.8.3.



• charge du vent au nœud 260928 N

• Effet de mosing au nœud 66720 N

$$V_{\text{total}} = V = 327648 \text{ N}$$

a) membres droites : (comprimées)

Elles sont constituées par les entretoises c'est à dire W 610 x 155 dont $A = 19700 \text{ mm}^2$

$$r_{\text{min}} = r_y = 73,9 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{adm}(c)} = 109,3 \text{ N/mm}^2 \neq 118,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{donc } \sigma_{\text{adm}(c)} = 109,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(c)} = \frac{327648}{19700} = 16,63 \text{ N/mm}^2 \leq 109,3 \text{ N/mm}^2 \text{ O.K.}$$

$$\frac{L}{r_{\text{min}}} = \frac{6800}{73,9} = 92,0 \leq 160 \quad \text{§ 8.8.2. (b) O.K.}$$

b) membres diagonales.

$$F = \frac{V}{\cos \alpha} = 327648 \times \frac{7245}{6800} = 349090 \text{ N}$$

i) Seule les diagonales tendues travaillent.

$$\Rightarrow F = 349090 \text{ N en Tension.}$$

$$\Rightarrow \frac{F}{A} = \frac{349090}{A} \leq \sigma_{\text{adm}(T)} = 180 \Rightarrow A \geq 1939,4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{L}{r_{\text{min}}} = \frac{7245}{r_{\text{min}}} \leq 160 \Rightarrow r_{\text{min}} \geq 45,28 \text{ mm}$$

\Rightarrow la section L 150 x 150, $t = 13 \text{ mm}$ qui est choisie pour le contreventement horizontal supérieur convient.

ii) Si toutes les diagonales travaillent

$$F' = \frac{F}{2} = \frac{349090}{2} = 174545 \text{ N en Tension et en Compression.}$$

- la section précédente convient en tension.
- En compression nous avons pour cette section:

$$\sigma_{(c)} = \frac{F'}{A} = \frac{174545}{3730} = 46,8 \text{ N/mm}^2 > 41,0 \text{ N/mm}^2$$

⇒ la section L150 x 150, t = 13 mm ne convient pas.

la section la plus légère qui convient est la section L150 x 150, t = 16 mm dont

$$A = 4540 \text{ mm}^2$$

$$r = 46,0 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \sigma_{adm(c)} = 69,2 \text{ N/mm}^2 > 40,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{donc } \sigma_{adm(c)} = 40,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{(c)} = \frac{F'}{A} = \frac{174545}{4540} = 38,4 \text{ N/mm}^2 \leq 40,3 \text{ N/mm}^2 \text{ O.K.}$$

c) Conclusion pour le contreventement horiz. inf.

Le contreventement horizontal inférieur sera constitué d'une part par les entretoises pour les membrures droites et d'autre part par des sections L150 x 150, t = 16 mm. G40.210.300W. pour les membrures diagonales.

Le poids propre est 0,350 kN/m.

CHAPITRE 5
ASSEMBLAGES

A) CARACTERISTIQUES.

L'assemblage sera boulonné. Nous avons préféré le boulonnage au sondage ou à la rivure parceque d'une part nous jugeons qu'il est plus difficile de trouver une main d'œuvre spécialisée en sondage ou en rivure au Sénégal au regard des conditions énergétiques et climatiques, d'autre part le remplacement des rivures détreuites pose toujours des problèmes à la R.C.F.S. où l'on est obligé de remplacer les rivures de ponts cassées par des boulons.

L'assemblage sera fait suivant la méthode du tou - de - l'érou qui est la méthode la plus précise, la plus facile et la plus utilisée par comparaison aux deux autres méthodes qui sont la méthode dynamométrique et la méthode de la jauge.

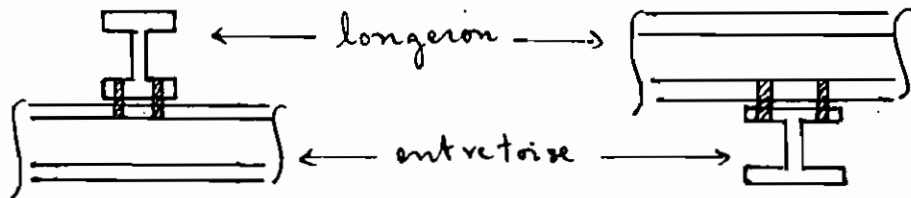
Enfin l'assemblage sera par friction pour éviter la rupture par effet de fatigue; d'où la nécessité d'utiliser des boulons à haute résistance (boulons H.R.). les surfaces de contact devront être exemptes de peinture, de graisse, d'une façon générale de tout ce qui est susceptible de diminuer la valeur du coefficient de friction.

Nous nous proposons de faire ici le design des trois assemblages principaux.

Les boulons sont du type : H.R. A325.

B) ASSEMBLAGES PRINCIPAUX

1) Assemblage longeron - entretoise.



les boulons sont cisailés par les forces horizontales du longeron.

• Force longitudinale	54473 N
• Force latérale	66720 N
V	121193 N

$$\frac{V}{nA_b} = \frac{121193}{nA_b} \leq 93 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow nA_b \geq 1303 \text{ mm}^2$$

\Rightarrow 4 boulons HR A325 $\pi \varnothing \varnothing$

$$\Rightarrow nA_b = 4 \times 380 = 1520 \text{ mm}^2$$

2) assemblage entretoise - poutre principale.

Entretoise W 610 x 155 $\Rightarrow d = 611 \text{ mm}$

- Barres longitudinales inférieures des p.p.

• la plus petite W 100 x 19 $\Rightarrow T = d - 2k = 72 \text{ mm}$

• la plus grande W 310 x 79 $\Rightarrow T = 242 \text{ mm}$.

Pour pouvoir introduire la section de l'entretoise entre les deux semelles des barres longitudinales inférieures des p.p. afin de les assembler à l'aide de cornières boulonnées, il faut que :

T des barres longitudinales inférieures des p.p. $\geq d$ des entretoises

\Rightarrow Nous devons donc pour ces fins d'assemblage changer les profilés des barres longitudinales inférieures des p.p.

⇒ le profilé le plus léger qui satisfait aussi bien aux exigences de design qu'aux exigences d'assemblage est le profilé $W760 \times 147 \cdot G40 \cdot 210 \cdot 300 \cdot W$. dont

$$T = 680 \text{ mm} \geq 611 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

- Son poids propre est $1,44 \text{ kN/m}$.
- Toutes les membrures horizontales inférieures des p.p. seront des profilés $W760 \times 147$.

b). L'assemblage p.p. - entretoise est soumis aux efforts suivants.

+ chargement A:

⇒ Cisaillement: $V = 188764 \text{ N}$ = effort tranchant à l'appui de l'entretoise.

+ chargement B:

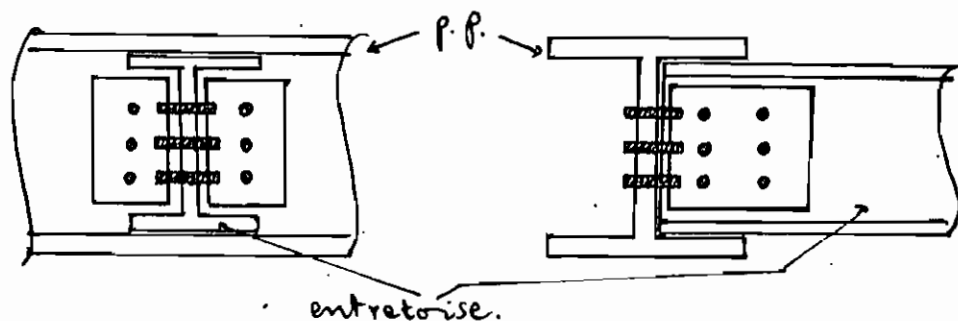
⇒ Force de noyng = 66720 N ; cisaille les boulons de l'entretoise et soumet à la tension les boulons des p.p.

+ $188764 \text{ N} > 66720 \text{ N}$ et $\sigma_{adm}(V) < \sigma_{adm}(T)$ donc le cisaillement $V = 188764 \text{ N}$ est plus critique:

$$\Rightarrow \frac{V}{nA_b} = \frac{188764}{nA_b} > 93 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow nA_b \geq 2030 \text{ mm}^2$$

• le choix de 6 boulons HR A325 1722 est plus économique.

$$\Rightarrow nA_b = 6 \times 380 \text{ mm}^2 = 2280 \text{ mm}^2 > 2030 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$



3) assemblage trottoir - poutre principale

• poutre Trottoir = W 200 x 46 $\Rightarrow d = 203$

• membrures horizontales inférieures des p.p.

= W 760 x 147 $\Rightarrow T = 680 \text{ mm} > 203 \text{ mm}$
o.k.

\Rightarrow L'assemblage est possible ; les poutres du trottoir seront assemblées aux p.p. à l'aide de cornières boulonnées de la façon suivante

- 2 cornières qui relient l'âme de la poutre du trottoir à l'âme de la membrure horizontale inférieure de la p.p.

- 2 cornières qui relient les deux semelles de la poutre du trottoir à l'âme de la membrure horizontale inférieure de la p.p.

• A l'encastrement du trottoir : $\begin{cases} \rightarrow M = 8275000 \text{ Nmm} \\ \rightarrow V = 9007 \text{ N} \end{cases}$

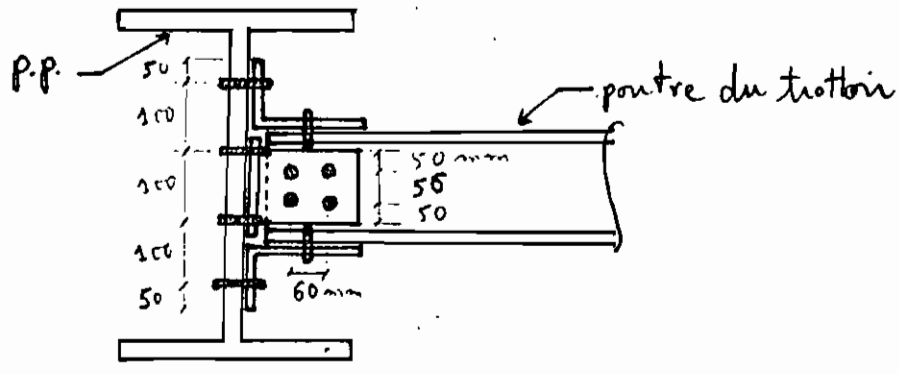
a) boulonnage de la cornière sur la poutre du trottoir.

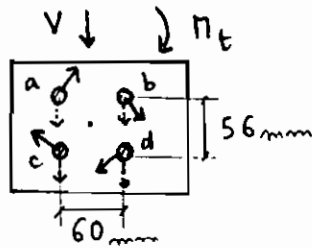
Le moment M soumet les boulons à une torsion donc à un cisaillement en plus du cisaillement dû à V .

$\Rightarrow M_t = M = 8275000 \text{ Nmm}$

$V = V = 9007 \text{ N}$

Preons 4 boulons HRA 325.





i) Effet de Π_t :

Les boulons b et d sont plus sollicités,
soit le boulon d :

$$\Rightarrow F'_x = \frac{-\Pi_t a y_i}{\sum a^2} = \frac{-8275000 \times (-28)}{4(41,0)^2} = 34459 \text{ N}$$

$$F'_y = 34459 \text{ N}$$

ii) Effet de V :

$$\Rightarrow F''_x = 0$$

$$F''_y = \frac{V}{4} = \frac{9007}{4} = 2252 \text{ N}$$

iii) Effet total :

$$\Rightarrow F_x = F'_x + F''_x = 34459 \text{ N}$$

$$F_y = F'_y + F''_y = 36711 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 50350 \text{ N}$$

\Rightarrow Le choix le plus économique est 4 boulons

$$\text{H.R. A325 M27} \Rightarrow A_b = 573 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{F}{A_b} = \frac{50350}{573} = 87,9 \text{ N/mm}^2 \leq 93 \text{ N/mm}^2 \text{ O.K.}$$

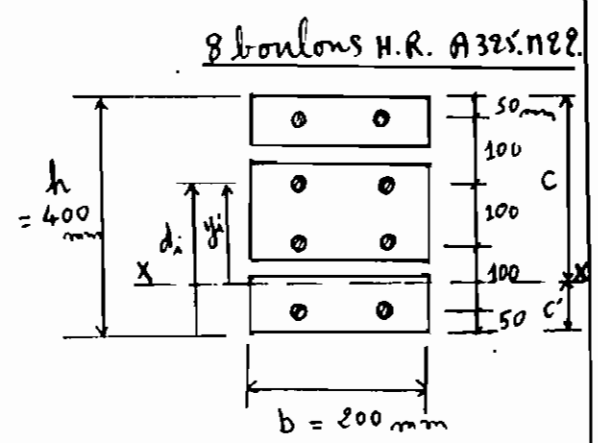
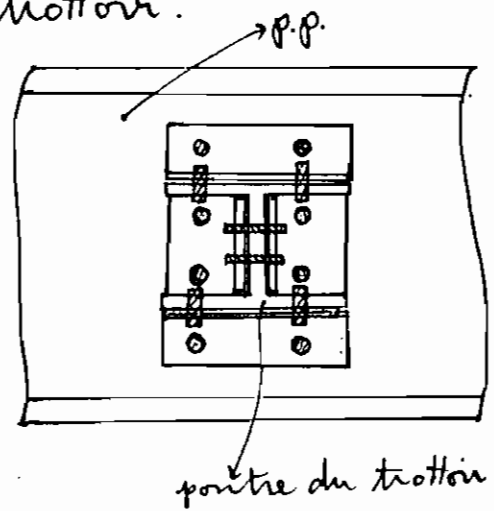
b) boulonnage des cornières sur la p.p. :

Π crée une flexion, donc soumet certains boulons en tension et d'autres en compression; en plus de l'effet du cisaillement V.

Nous avons déjà vérifié que les 4 boulons M27 de l'âme de la poutre du trottoir reprennent le moment M et l'effort tranchant V entièrement. Nous allons donc considérer que l'assemblage est monolithique et que tous les efforts sont transmis par les 4 boulons M27 aux boulons du boulonnage de la poutre principale.

Pour rentabiliser l'assemblage nous utiliserons les mêmes boulons aussi bien pour l'assemblage trottoir - p.p. que pour l'assemblage entretoise - p.p. Si nous supposons 8 boulons au total, cela signifie que les 2 boulons des 8 viendront renforcer les 6 boulons M22 qui sont déjà calculés pour le boulonnage des cornières sur la p.p. dans le cas de l'assemblage entretoise - p.p.

Pour ceci nous devons vérifier que les 8 boulons peuvent reprendre, en même temps, aussi bien les sollicitations maximales transmises par l'entretoise que celles transmises par la poutre du trottoir.



i) Vérification de la Tension.

$$\frac{h}{7} = \frac{400}{7} = 57$$

⇒ supposons l'axe xx tel que $50\text{mm} < c' < 150\text{mm}$

⇒ m = nombre de boulois tendus = 6

la condition d'équilibre est :

$$\frac{1}{2} b c'^2 + c' \sum_{i=1}^m a_i - \sum_{i=1}^m a_i d_i = 0$$

$$\Leftrightarrow \frac{200}{2} c'^2 + (6 \times 380) c' - 2 \times 380 (150 + 250 + 350) = 0$$

$$\Leftrightarrow 100 c'^2 + 2280 c' - 570000 = 0$$

$$\Leftrightarrow c'_1 = \frac{-2280 \pm \sqrt{2280^2 + (4 \times 100 \times 570000)}}{2 \times 100} = \begin{matrix} +64,95 \\ -87,75 \end{matrix}$$

$$\hookrightarrow 50\text{mm} < 64,95\text{mm} < 150\text{mm}$$

donc $c' = 64,95\text{mm} \Rightarrow c = 350 - 64,95 = 285,05\text{mm}$

$$\Rightarrow \frac{T_{\max}}{a_i} = \frac{\sigma_p c}{\sum_{i=1}^m a_i y_i + \frac{b c^3}{3}} = \frac{8275000 \times 285,05}{2 \times 380 [(85,05)^2 + (185,05)^2 + (285,05)^2] + \frac{200 \times (64,95)^3}{3}}$$

$$= 21,15 \text{ N/mm}^2$$

→ $\sigma_{T_{\max}} = 21,15 \text{ N/mm}^2 < 248,22 \text{ N/mm}^2$ O.K.

ii) Vérification du cisaillement:

• entretoise : $V_1 = 188764 \text{ N}$

• trottoir : $V_2 = 9007 \text{ N}$

Total $V = 197771 \text{ N}$

$$\Rightarrow \frac{V}{n A_b} = \frac{197771}{8 \times 380} = 65,06 \text{ N/mm}^2 < 93 \text{ N/mm}^2 \text{ O.K.}$$

iii) Effet combiné de la tension et du cisaillement.

§ 9.5.5. (a) CSA. S1.1985.

$$f_v = 65,06 \text{ N/mm}^2 = \frac{65,06}{6,895} \text{ ksi} = 9,44 \text{ ksi}$$

$$\Rightarrow 60 - 4,44 \times 9,44 = 18,09 \text{ ksi} < 36 \text{ ksi} \text{ O.K.}$$

$$\frac{T_{\max}}{a} = 21,15 \text{ N/mm}^2 = \frac{21,15}{6,895} \text{ ksi} = 3,07 \text{ ksi} < 18,09 \text{ ksi} \text{ O.K.}$$

c) boulonnage des cornières sur les semelles de la
poutre du trottoir

Les boulons de la semelle inférieure ne seront pas cisailés parce que le moment et l'effort tranchant sont entièrement transmis par les boulons de l'âme.

Les boulons de la semelle supérieure seront tendus par $N = V = 9007 \text{ N}$

$$\Rightarrow \frac{N}{nA_b} = \frac{9007}{2A_b} \leq 248,29 \Rightarrow A_b \geq 18,14 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 2 \text{ boulons H.R. A 325 } \text{M16} \Rightarrow A_b = 201 \text{ mm}^2$$

Donc nous prendrons des boulons M16 pour les 4 boulons des deux semelles de la poutre du trottoir.

CHAPITRE 6
ESTIMÉ DU POIDS DE LA
SUPERSTRUCTURE DU PONT

A) Poids des rails.

- Pour une travée = $2(30 \text{ m} \times 0,353 \text{ KN/m}) = 21,18 \text{ KN}$
- Pour le pont = $3 \times 21,18 = 63,540 \text{ KN}$

B) Poids du bois des traverses.

- Pour une travée = $\frac{30 \text{ m}}{1000 \text{ m}} \times 1500 \text{ tr} \times 0,494 \text{ KN/tr}$
 $= 45 \text{ tr} \times 0,494 \text{ KN/tr} = 22,230 \text{ KN}$
- Pour le pont = $3 \times 22,230 \text{ KN} = 66,690 \text{ KN}$

C) Poids de l'acier de la superstructure.

- Pour une travée :

• Longeons : $2(30 \text{ m} \times 0,715 \text{ KN/m}) = 42,900 \text{ KN}$

• Entretoises : $\left(\frac{30 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} + 1\right) \times 6,8 \text{ m} \times 1,510 \text{ KN/m} = 133,484 \text{ KN}$

• Trottoirs : + tôle striée :

$$= 2(2,5 \text{ m} \times 30 \text{ m}) \times 0,450 \text{ KN/m}^2 = 40,500 \text{ KN}$$

+ garde-fous :

$$= 2[(30 \text{ m} \times 2) \times 0,030 \text{ KN/m}] = 3,600 \text{ KN}$$

+ montants des garde-fous :

$$= 2\left[1,2 \text{ m} \times \frac{30 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} \times 0,064 \text{ KN/m}\right] = 1,843 \text{ KN}$$

+ poutres longitudinales :

$$= 2[(30 \text{ m} \times 2) \times 0,067 \text{ KN/m}] = 8,040 \text{ KN}$$

+ poutres transversales :

$$= 2\left[1,5 \text{ m} \times \frac{30 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} \times 0,451 \text{ KN/m}\right] = 16,236 \text{ KN}$$

$$= 70,219 \text{ KN}$$

• poutres principales :

+ membrures horizontales :

$$= [2 \times 2 \times [6 \times 2,44 \text{ KN/m} + (0,120 + 0,352 + 0,701 + 0,774 + 0,954 + 1,030) \text{ KN/m}]] \times 2,5 \text{ m} = 126,410 \text{ KN}$$

+ membrures verticales :

$$= 2 \times 2 \times [(0,190 + 0,292 + 0,261 + 0,219 + 0,130 + 0,774 + 0,409 + 0,352 + 0,321 + 0,16) \text{ KN/m} \times 2,95 \text{ m}] + [0,190 \text{ KN/m} \times 5,90 \text{ m}]$$

$$= 43,058 \text{ KN}$$

+ membrures obliques :

$$= 2 \times 2 \times [(0,409 + 0,352 + 0,292 + 0,227 + 0,219 + 0,219 + 0,582 + 0,513 + 0,421 + 0,403 + 0,352 + 0,321) \text{ KN/m} \times 3,867 \text{ m}]$$

$$= 67,905 \text{ KN}$$

$$= 237,373 \text{ KN}$$

• Contreventement :

+ horizontale supérieure :

$$= \left[\left(\frac{30 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} + 1 \right) \times 6,8 \right] + \left[\left(\frac{30 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} \right) \times 2 \times 7,245 \right] \times 0,257 \text{ KN/m}$$

$$= 75,274 \text{ KN}$$

+ horizontale inférieure

$$\left(\frac{30 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} \right) \times 2 \times 7,245 \text{ m} \times 0,350 \text{ KN/m}$$

$$= 60,858 \text{ KN}$$

$$= 136,132 \text{ KN}$$

Poids total pour 1 travée

$$= 620,640 \text{ KN}$$

⇒ Poids de l'acier de la superstructure

$$= 3 \times 620,640 \text{ KN} = 1861,920 \text{ KN}$$

$$\approx \boxed{1862 \text{ KN}}$$

• Le pont requiert $\approx 1862 \text{ KN}$ d'acier (≈ 190 tonnes d'acier) pour les différents éléments de la superstructure sans tenir compte des moyens d'assemblage, soit $\frac{1862 \text{ KN}}{9,8 \text{ m} \times 90 \text{ m}} \approx 2 \text{ KN/m}^2$ du pont.

CONCLUSION ET DISCUSSION

Nous venons de faire le design de la superstructure d'un pont-rail métallique sur courbe à la dimension du temps dont nous disposons.

Les caractéristiques du pont ont fait l'objet de choix. Le design des longerons, entretôises, trottoirs et du contreventement ne devrait pas varier de beaucoup dépendamment de ces choix. Cependant le design des membrures des poutres principales reste très tributaire du choix du type de poutre principale. Nous avons adopté un pont en alignement constitué de trois travées isostatiques pour faire face aux problèmes de tassements différentiels probables compte tenu du site.

Notre approche nous a permis de conclure que les longerons seraient constitués de profilés W 250 x 73 tandis que les entretôises seraient des profilés W 610 x 155. Les membrures des poutres principales en K-stress seraient constituées par des profilés de sections variables qui sont résumés aux tableaux 4-3, 4-3 suite 1 et 4-3 suite 2. Les sections des membrures horizontales inférieures seraient agrandies pour des fins d'assemblage, ce qui nous amènerait à les uniformiser en des profilés W 760 x 147.

Un estimé du poids en acier à pourvoir pour la superstructure sans compter les assemblages donne

2 KN d'acier par m² de pont.

Une variation logique des caractéristiques du pont qui permettrait une étude comparative nous serait utile pour pouvoir juger des avantages ou désavantages économiques de notre design, c'est dans ce cadre que s'inscrit le projet de fin d'études de notre collègue Ball.

Nonobstant les avantages de l'utilisation de l'acier comme matériau de notre pont, l'entretien d'une telle structure soumise à l'action des agents atmosphériques reste coûteux; il faudra prévoir en particulier de la peinture.

Considérant les remarques qui ont été faites tout au long de l'analyse et des résultats, il faudrait notamment dans une étude plus détaillée :

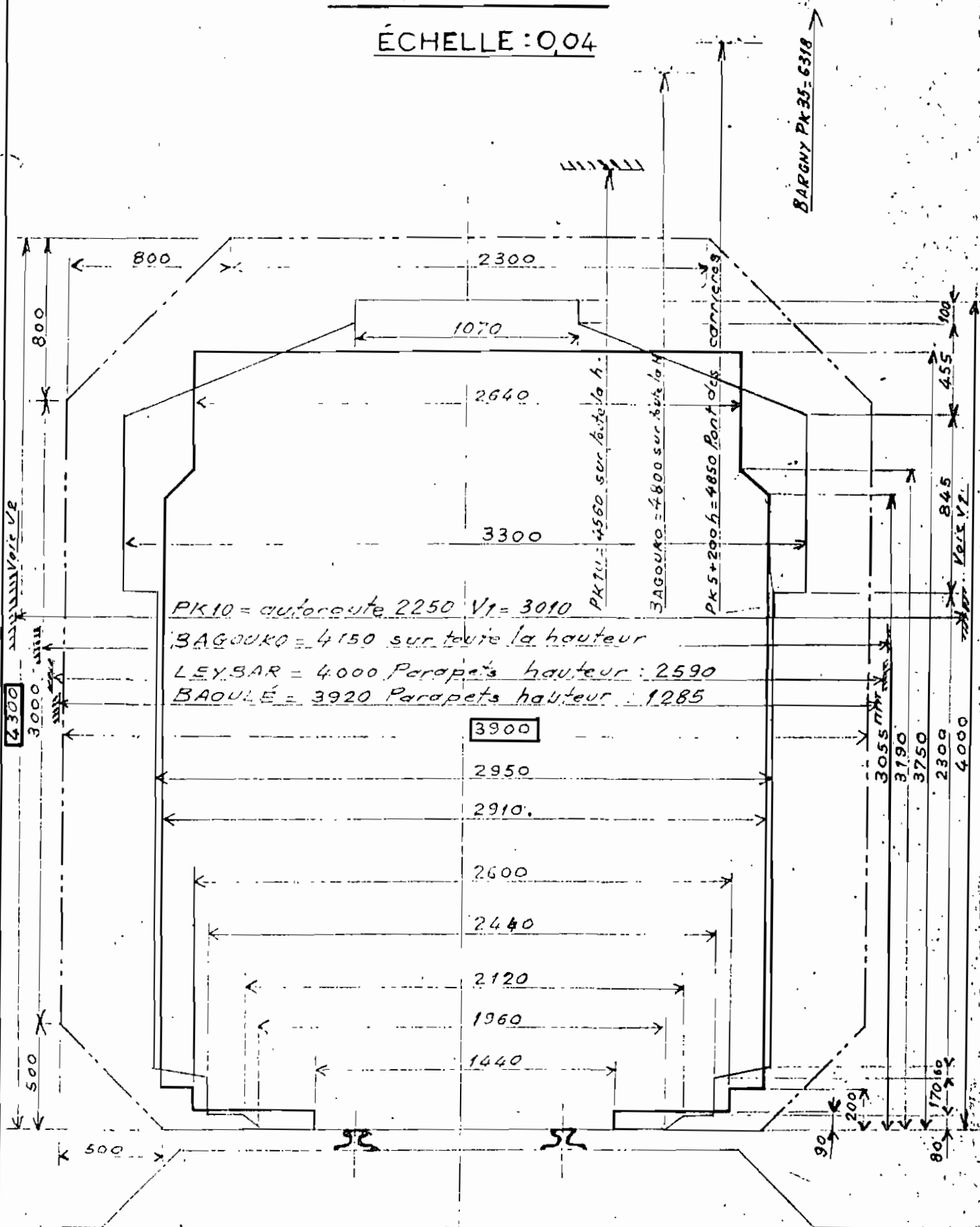
- Faire séparément le design de la poutre principale intérieure de la travée intermédiaire d'une part et d'autre part le design des autres poutres principales pour lesquelles les sollicitations de design seront celles de la poutre principale extérieure de la travée intermédiaire.
- Simplifier le treillis des poutres principales en choisissant moins de membrures, par exemple un système triangulaire Pratt, Howe ou Warren, ce qui réduirait le volume de travail mais augmenterait les sections des membrures.
- Un système Warren permettrait de faire passer par dessus les membrures horizontales inférieures des

pour les principales les profilés des entretoises qui pourraient servir à la place des pontres transversales des trottoirs et qui agiraient ainsi en double porte à faux.

Je souhaite à l'École Polytechnique que son orientation scientifique qui lui confère sa raison d'être triomphe devant les préoccupations secondaires.

GABARITS

ÉCHELLE : 0,04



PK10 = autoroute 2250 V1 = 3010
 BAGOUKO = 4150 sur toiture la hauteur
 LEYBAR = 4000 Parapets hauteur : 2590
 BAOULÉ = 3920 Parapets hauteur : 1285

LÉGENDE
 ———— Chargement
 - - - - Libre passage ✓
 ———— Matériel
 ———— Ponts ✓

Thiès, le 13-12-79

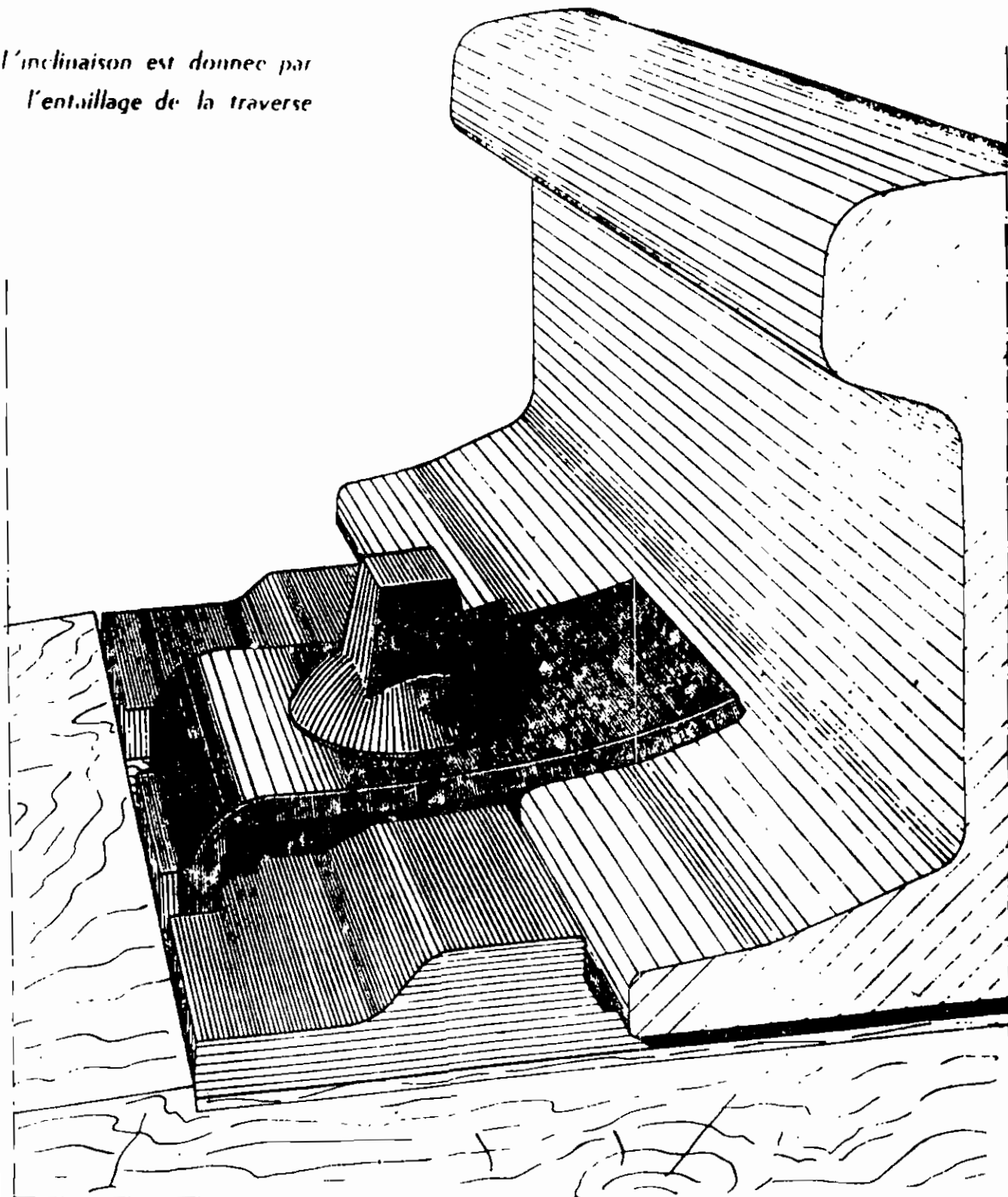
Annexe 2.

- 51 -

POSE SUR TRAVERSE EN BOIS

**EXEMPLE D'EMPLOI AVEC SELLE MÉTALLIQUE
NE DONNANT PAS L'INCLINAISON**

*l'inclinaison est donnée par
l'entaille de la traverse*



INSTRUCTION GENERALE

Conditions générales d'établissement des
Ouvrages d'art (Ponts-rails)

PRESCRIPTIONS GENERALES

CHAPITRE PREMIER

PONTS NEUFS

ARTICLE 1 - Règlement en vigueur

Tous les ponts neufs à établir sur les Réseaux de l'A.O.F. doivent être calculés en observant les prescriptions des règlements suivants :

Ponts-rails - a) métallique

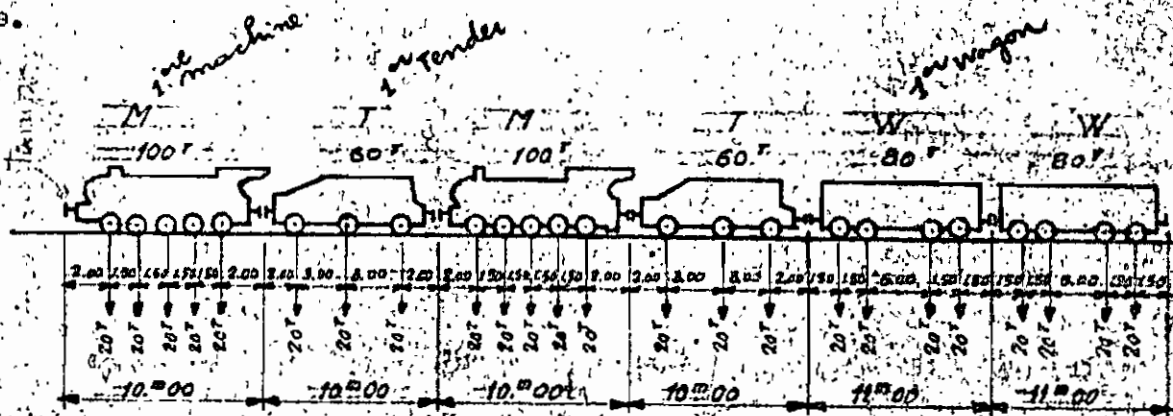
Règlement du 10 Mai 1927 modifié et complété par les articles ci-après :

b) en béton armé.

Instruction ministérielle du 19 Juillet 1934 modifiée et complétée par les articles ci-après.

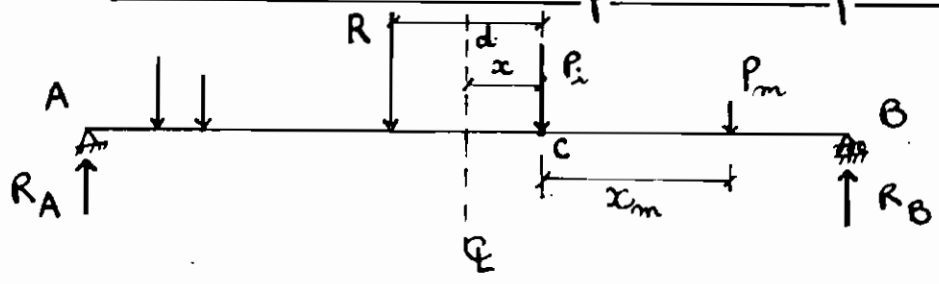
ARTICLE 2 - Surcharges

La surcharge à introduire dans les calculs est constituée par le train-type composé de 2 machines avec tender placés en tête et suivie de wagons chargés.



Annexe 4

La recherche du point critique c.



$$\begin{aligned} \sum \Pi_A = 0 &\Leftrightarrow R_B L = R (L/2 + x - d) \\ &\Leftrightarrow R_B = \frac{R (L/2 + x - d)}{L} \end{aligned}$$

soit $\Pi_i =$ moment sous P_i

$$\begin{aligned} \Pi_i &= R_B (L/2 - x) - \sum P_m x_m \\ &= R \left(\frac{L}{2} + \frac{x}{L} - \frac{d}{L} \right) \left(\frac{L}{2} - x \right) - \sum P_m x_m \\ &= R \left(\frac{L}{4} - \frac{x^2}{L} + \frac{x}{L} - \frac{x^2}{L} - \frac{d}{2} + \frac{dx}{L} \right) - \sum P_m x_m \\ &= R \left(\frac{L}{4} - \frac{x^2}{L} - \frac{d}{2} + \frac{dx}{L} \right) - \sum P_m x_m \end{aligned}$$

$$\frac{d\Pi_i}{dx} = -\frac{2Rx}{L} + \frac{Rd}{L}$$

$$\Pi_{i \max} \Rightarrow \frac{d\Pi_i}{dx} = 0 \Leftrightarrow x = \frac{Rd}{4} \times \frac{4}{2R} = \frac{d}{2}$$

Donc pour obtenir le moment maximal d'une poutre sur appuis simples dont le chargement est composé de charges concentrées, le centre de la poutre doit être à mi-distance entre la résultante R des charges et la charge "critique" P_i . Le moment maximal sera alors sous P_i (et non au centre de la poutre).

Dans "Structural Engineering" on dit que la charge P_i est généralement la charge la plus lourde

entre les deux charges qui sont de part et d'autre de la résultante R .

Alfio Seni précise dans "Cours de ponts 1.517" que la charge P_i est la charge la plus proche de la résultante.

Dans "Elementary Structural analysis" on note que P_i doit être trouvée par essais.

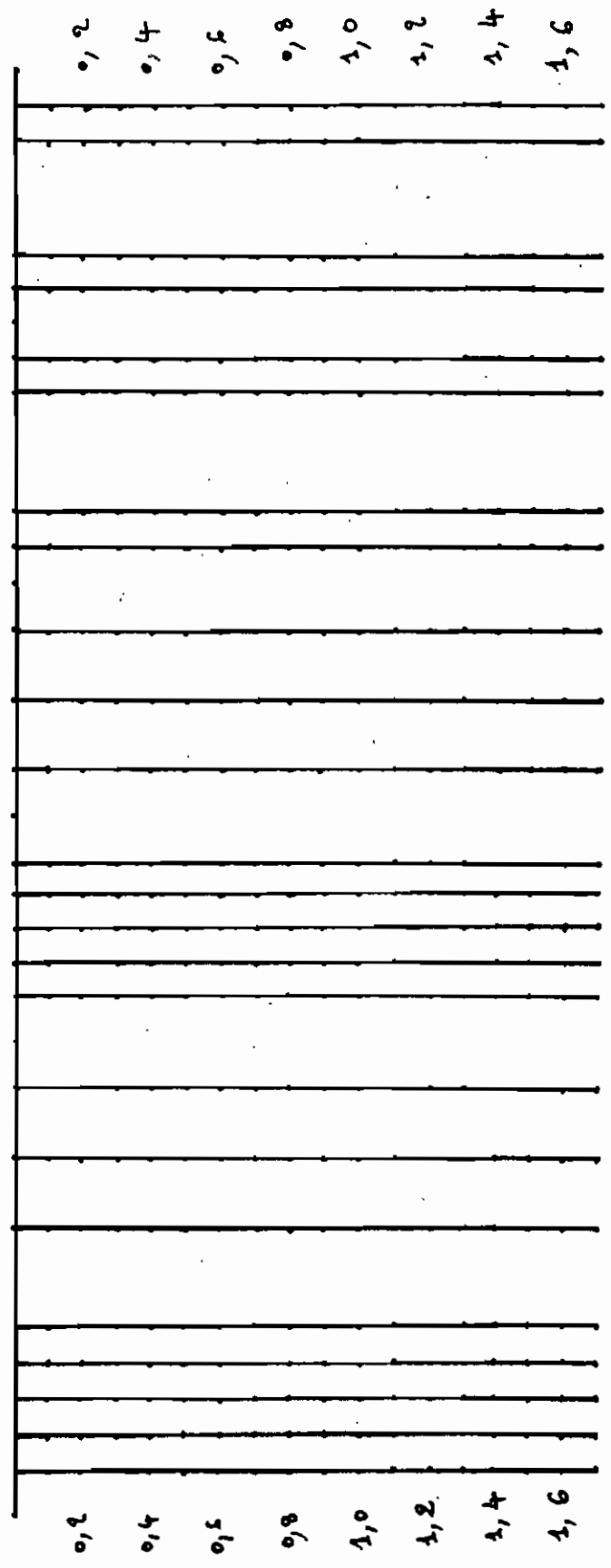
Annexe 5

Lignes d'influence normales et corrigées des
membres des poutres principales.

Ordonnées des L.I. sous les roues du Train Type.

échelle horizontale : 1/500

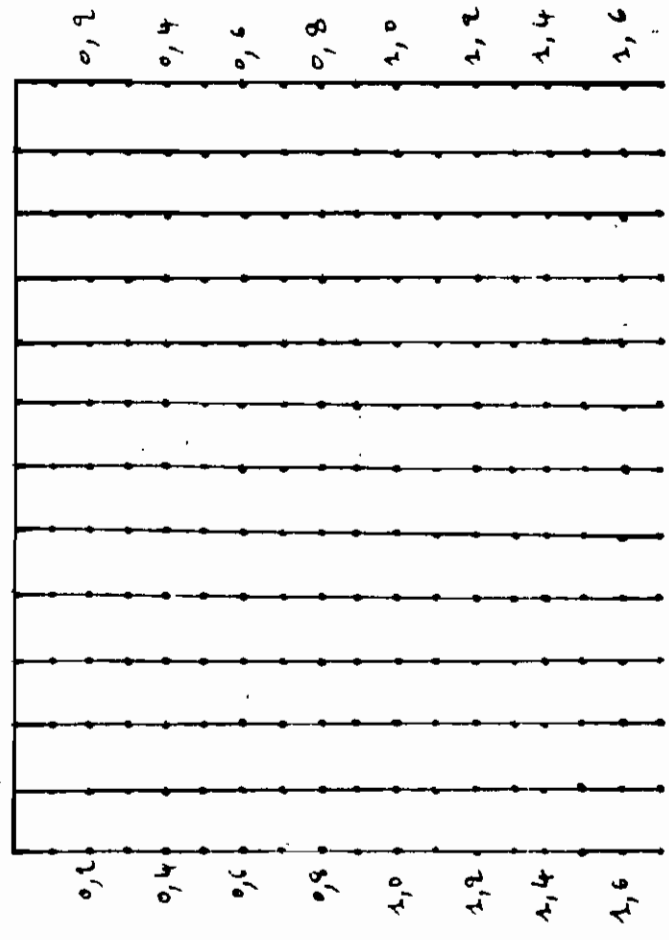
1^{re} machine 1^{er} tender 2^e machine 2^e tender 1^{er} wagon 2^e wagon



Première feuille transparente. N°1

échelle horizontale: 2/300

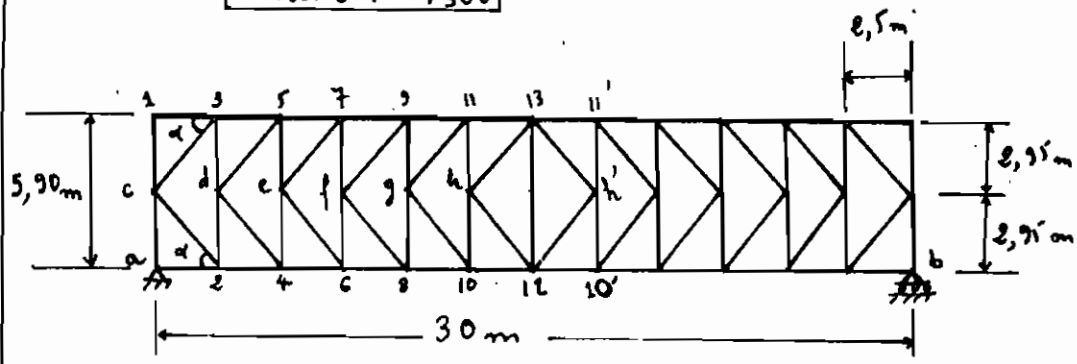
Ordonnées des L.I. aux noeuds
du treillis:



Deuxième feuille transparente. N° 2.

Représentation de la poutre principale d'une travée:

échelle : 1/300



$$\sin \alpha = \frac{2,95}{\sqrt{2,95^2 + 2,5^2}} = \frac{2,95}{3,8668} = 0,7629$$

$$\alpha = 49,72^\circ$$

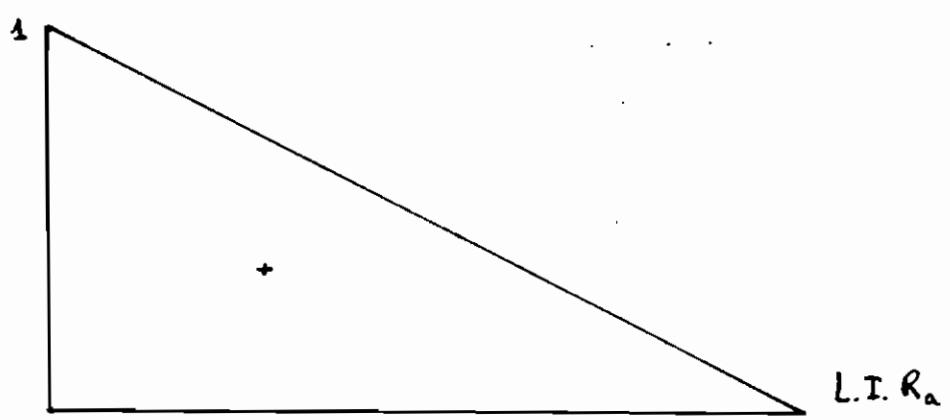
$$\cos \alpha = 0,6465$$

$$l = 30 \text{ m}$$

$$h = 5,90 \text{ m}$$

1° Réactions aux appuis:

a) L.I. normale de R_a :

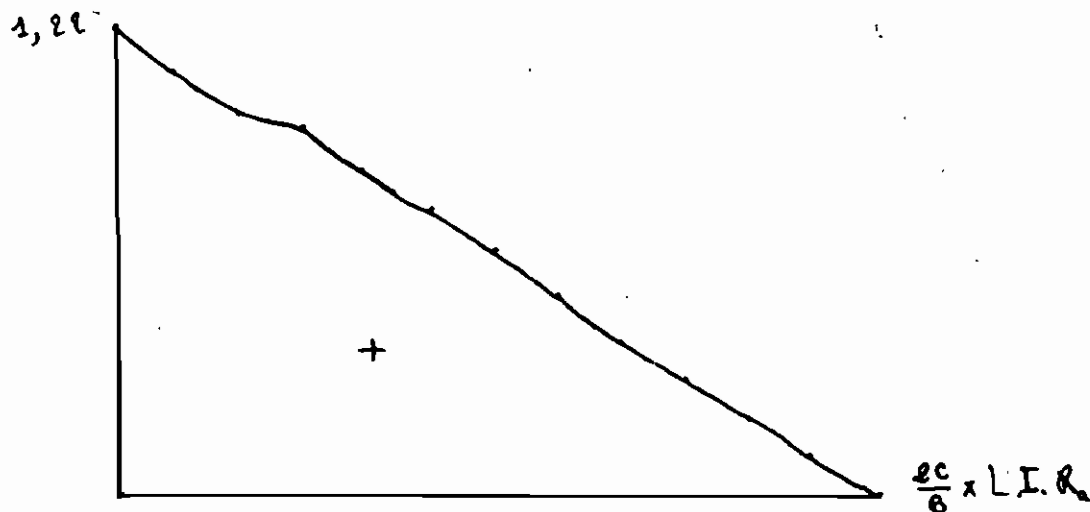


b) L.I. R_a corrigée pour travée intermédiaire:

Nous avons déjà expliqué pourquoi il faut prendre pour les L.I. corrigées de la travée intermédiaire les facteurs $\frac{eC}{B}$ seulement.

Pour obtenir la L.I. corrigée on multiplie les ordonnées de la L.I. normale par les facteurs $\frac{eC}{B}$ correspondants.

on obtient:



Nous ne pouvons pas dire que cette L.I. est une droite de même que les L.I. qui suivront parce que les facteurs de correction sont déduits d'une équation de cercle. C'est pourquoi nous nous sommes contentés de joindre les points.

Pour déduire $R_{a \max}$ de cette L.I. nous faisons glisser la feuille du chargement type tracé à l'échelle sur la L.I. en maintenant les axes horizontaux superposés.

La feuille du chargement type est lisible en recto comme en verso pour pouvoir simuler le double sens du mouvement du train.

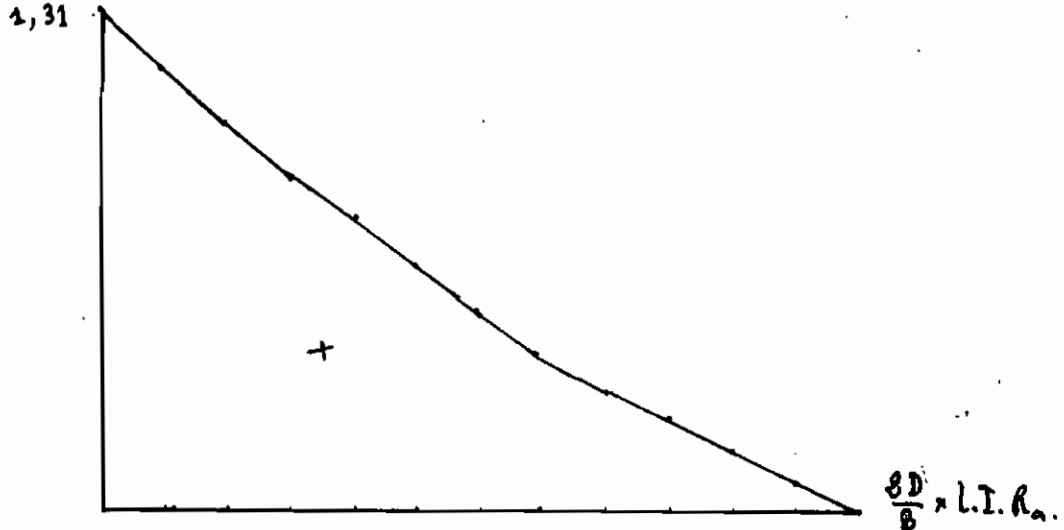
Nous trouvons pour ce cas-ci que $R_{a \max}$ correspond à la position à laquelle la 1^{re} roue de la première machine se trouve sur l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$$\begin{aligned} \Rightarrow R_{a \max} &= \sum P_i y_i && ; P_i \text{ étant les charges engagées sur la poutre} \\ &= (\sum y_i) P && y_i \text{ étant les ordonnées de la L.I. sous les} \\ &&& \text{charges } P_i . \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= (1,22 + 1,15 + 1,08 + 1,06 + 1,0 + 0,85 + 0,72 + 0,6 + 0,4 + 0,35 + 0,28 + 0,22 + 0,18) P \\ &= 9,07 P \end{aligned}$$

c) L.I. R_a corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a. et $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b; les autres valeurs de $\frac{eD}{B}$ s'en suivent.



Nous avons déjà expliqué pourquoi il faut prendre pour les L.I. corrigées de la travée d'extrémité seulement les valeurs $\frac{eD}{B}$.

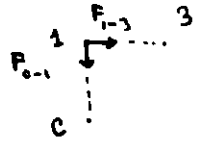
La L.I. corrigée est obtenue en multipliant les ordonnées de la L.I. normale par les facteurs $\frac{eD}{B}$ correspondants.

La même position que précédemment donne $R_{a \max}$ on obtient:

$$\begin{aligned}
 R_{a \max} &= (1,31 + 1,20 + 1,11 + 1,03 + 0,95 + 0,75 + 0,61 + 0,47 + 0,31 + 0,28 \\
 &\quad + 0,22 + 0,18 + 0,13) P \\
 &= 8,55 P
 \end{aligned}$$

2) F_{c-1} et F_{1-3} :

quelque soit la position de la charge nous avons :



Somme des forces en 1 :

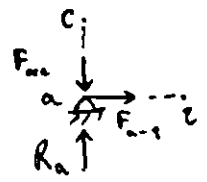
$$\sum F_y = 0 \iff F_{c-1} = 0$$

$$\sum F_x = 0 \iff F_{1-3} = 0$$

Donc les membrures c-1 et 1-3 ne sont pas chargées.

3) F_{a-e} :

quelque soit la position de la charge nous avons :



Somme des forces en a :

$$\sum F_x = 0 \iff F_{a-e} = 0$$

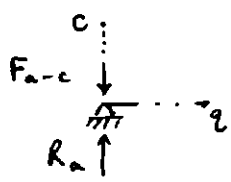
Donc la membrure a-e n'est pas chargée.

4) F_{a-c} :

a) L.I. maximale de F_{a-c}

• si on a 1KN sur a $\implies F_{ac} = 0$

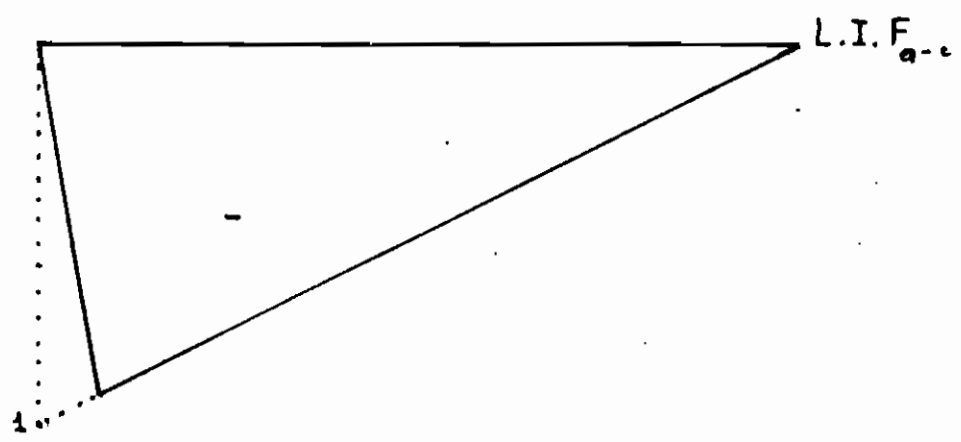
• si on a 1KN à droite de e \implies



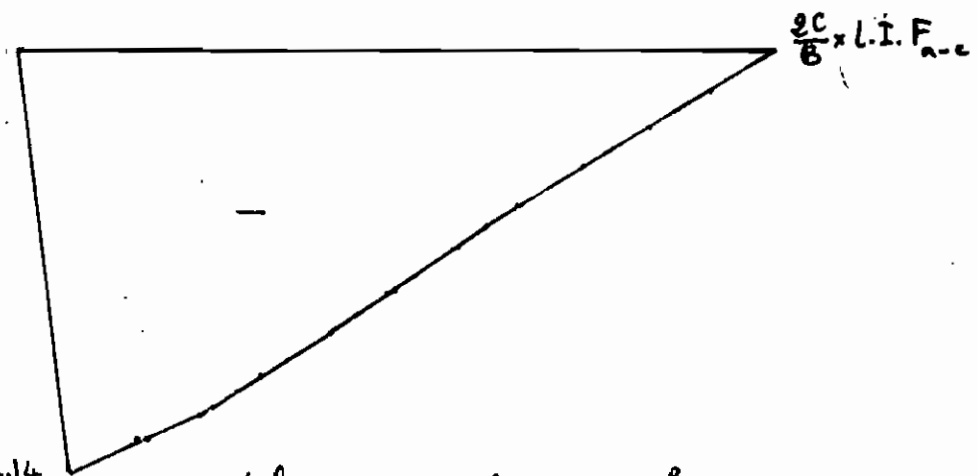
$$\sum F_y = 0 \iff F_{a-c} = R_a$$

F_{a-c} en compression \implies L.I. $F_{a-c} = -$ L.I. R_a à droite de e.

On obtient alors la l.i. suivante :



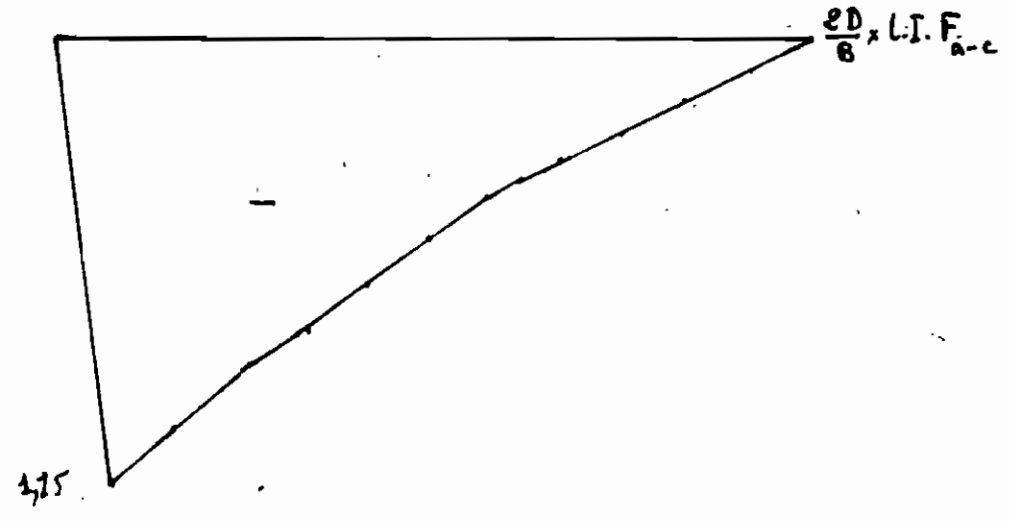
b) L.I. F_{a-c} corrigée pour travée intermédiaire:



On a $F_{a-c}^{3,14}$ max quand la 1^{re} roue de la 1^{re} machine est à 2,5 de a les autres charges suivant à droite.

$F_{a-c} \text{ max} = 7,95 \text{ P}$ en Compression.

c) L.I. F_{a-c} corrigée pour travée d'extrémité:



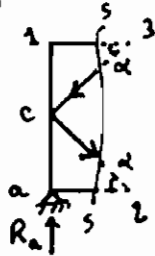
F_{a-c} max est obtenue dans la position précédente du train type :

$F_{a-c} \text{ max} = 7,42 \text{ P. en Compression.}$

5) F_{c-2} et F_{c-3} :

a) L.I. normales de F_{c-2} et de F_{c-3} :

On fait la section suivante : section s-s :



• $1 \text{ KN sur } a \Rightarrow F_{c-2} = F_{c-3} = 0$

• $1 \text{ KN à droite de } e \Rightarrow$

$$\sum F_x = 0 \Leftrightarrow F_{c-2} \cos \alpha = F_{c-3} \cos \alpha$$

$$\Leftrightarrow F_{c-2} = F_{c-3}$$

$$\sum F_y = 0 \Leftrightarrow F_{c-2} \sin \alpha + F_{c-3} \sin \alpha = R_a$$

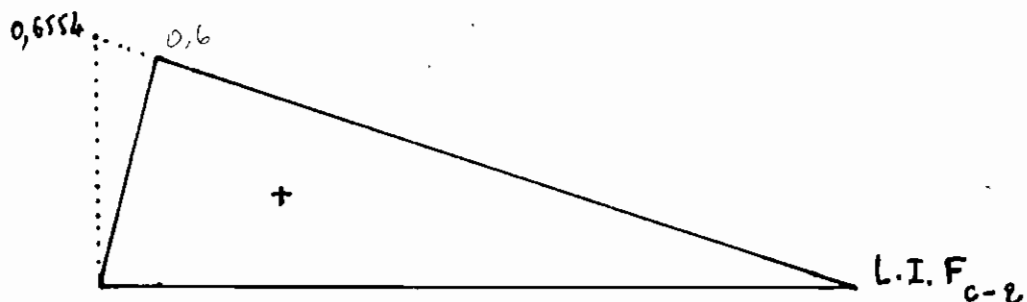
$$\Leftrightarrow F_{c-2} = F_{c-3} = \frac{R_a}{2 \sin \alpha}$$

$$F_{c-2} \text{ en tension} \Rightarrow \text{L.I. } F_{c-2} = (\text{L.I. } R_a) \times \frac{1}{2 \sin \alpha}$$

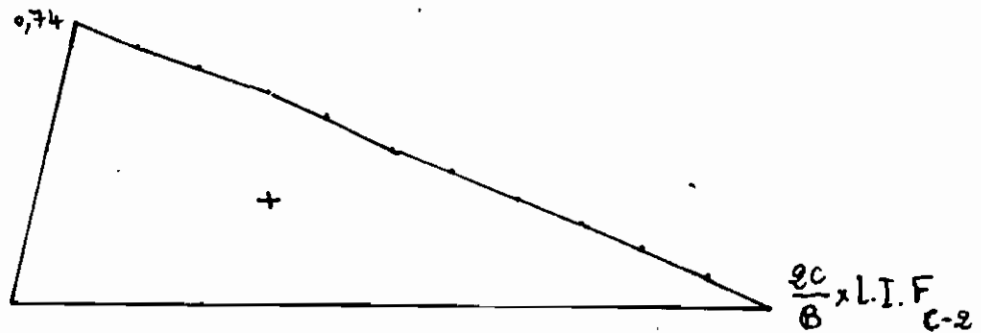
$$F_{c-3} \text{ en compression} \Rightarrow \text{L.I. } F_{c-3} = -(\text{L.I. } R_a) \times \frac{1}{2 \sin \alpha}$$

Puisque F_{c-2} et F_{c-3} sont égales et de signes contraires nous n'étudierons que L.I. F_{c-2} .

Nous savons aussi que $\frac{1}{2 \sin \alpha} = \frac{1}{2 \times 0,7629} = 0,6554 \dots$



b) L.I. F_{c-2} corrigée pour une travée intermédiaire :



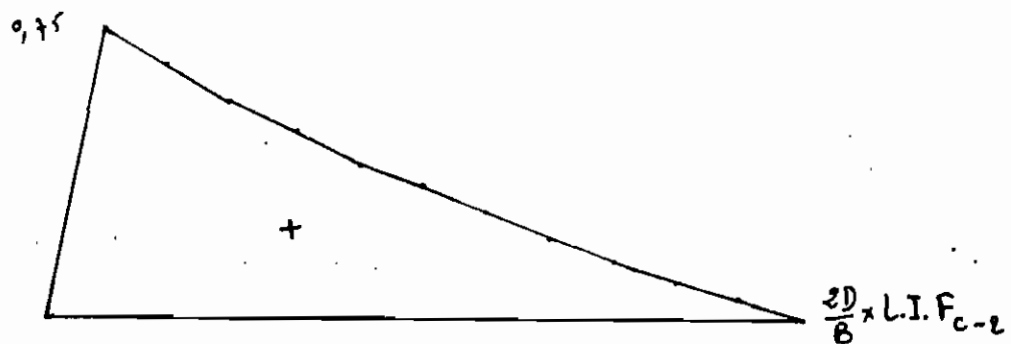
Nous avons F_{c-2} max quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 2,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite :

F_{c-2} max = 5, 22 P. en Tension

$\Rightarrow F_{c-3}$ max = 5, 22 P en Compression

c) L.I. F_{c-2} corrigée pour travée d'extrémité :

On obtient le maximum avec $\frac{2D}{B} = 2,307$ à l'appui a et $\frac{2D}{B} = 0,865$ à l'appui b ; les autres valeurs de $\frac{2D}{B}$ s'en suivent :



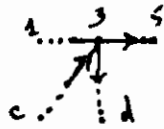
F_{c-2} est obtenue à la position précédente du train type :

F_{c-2} max = 4, 81 P en Tension

$\Rightarrow F_{c-3}$ max = 4, 81 P en Compression.

6) F_{d-3} :

a) L.I. normale de F_{d-3} :



Résolution au nœud 3 si 1 kN à droite de 2.

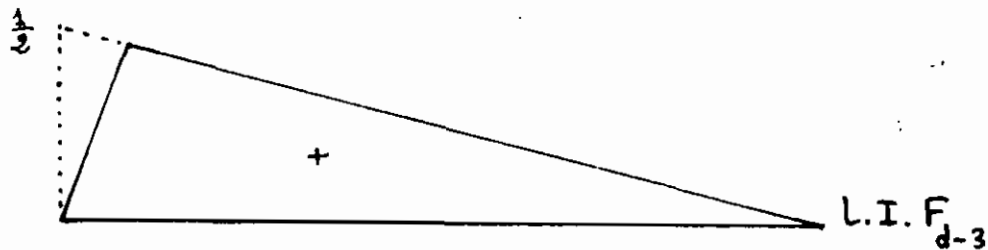
$$F_{c-3} \sin \alpha = F_{d-3}$$

$$\Leftrightarrow F_{d-3} = \frac{R_a}{2 \sin \alpha} \sin \alpha = \frac{R_a}{2}$$

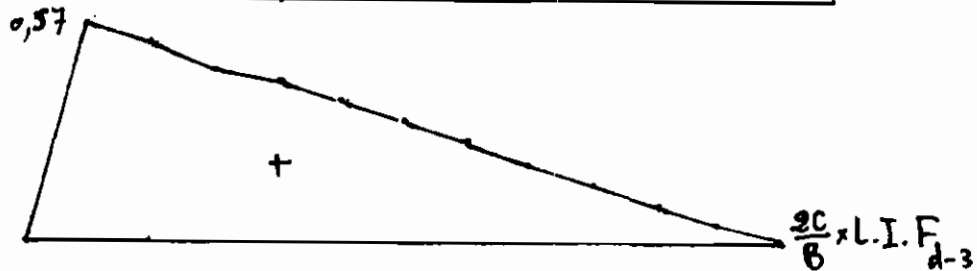
F_{d-3} en Tension \Rightarrow à droite de 2 on a: L.I. $F_{d-3} = (L.I. R_a) \times \frac{1}{2}$

si 1 kN sur a $\Rightarrow F_{d-3} = 0$

Ce qui donne:



b) L.I. F_{d-3} corrigée pour travée intermédiaire:

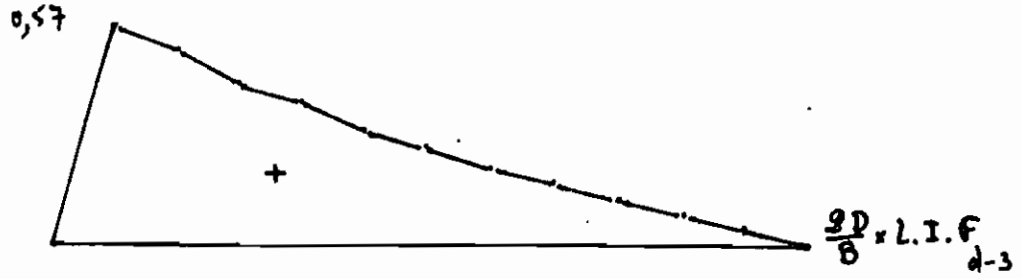


Nous avons F_{d-3} max quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 2,5 m de l'appui a, les autres charges suivent à droite.

$\Rightarrow F_{d-3} \text{ max} = 3,96 \text{ P. en Tension.}$

c) L.I. F_{d-3} corrigée pour travée d'extrémité:

On obtient le maximum avec $\frac{ED}{8} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{ED}{8} = 0,865$ à l'appui b; les autres valeurs de $\frac{ED}{8}$ s'en suivent:

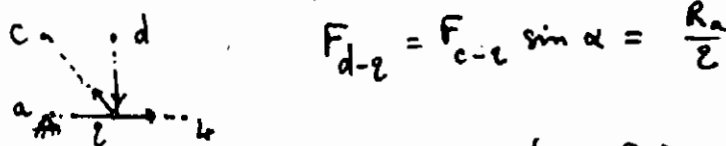


F_{d-3} max est obtenue à la position précédente du train type:
 $\Rightarrow F_{d-3} \text{ max} = 3,57 P.$ en Tension

7) F_{d-2} :

a) L.I. normale de F_{d-2} :

• 1KN à droite de 4, on répond au nœud 2 :

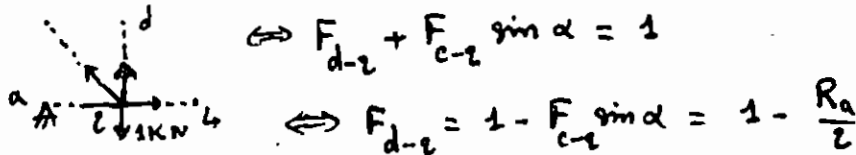


$$F_{d-2} = F_{c-e} \sin \alpha = \frac{R_a}{2}$$

F_{d-2} en compression $\Rightarrow L.I. F_{d-2} = -(L.I. R_a) \times \frac{1}{2}$ à droite de 4

• 1KN sur a $\Rightarrow F_{d-2} = 0$

• 1KN en 2, on répond au nœud 2 : $\sum F_y = 0$

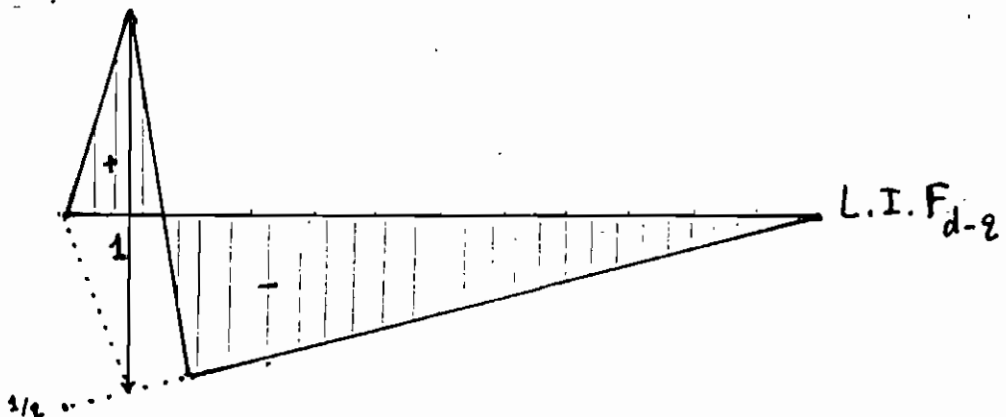


$$\Leftrightarrow F_{d-2} + F_{c-e} \sin \alpha = 1$$

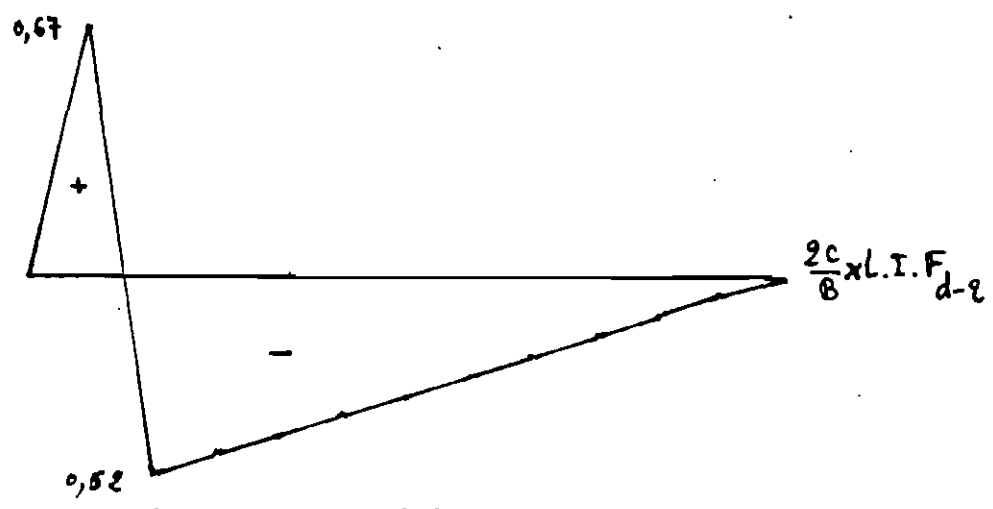
$$\Leftrightarrow F_{d-2} = 1 - F_{c-e} \sin \alpha = 1 - \frac{R_a}{2}$$

F_{d-2} en Tension $\Rightarrow L.I. F_{d-2} = 1 - \left[(L.I. R_a) \times \frac{1}{2} \right]$ au nœud 2.

Ce qui donne :



b) L.I. F_{d-e} corrigée pour travée intermédiaire:

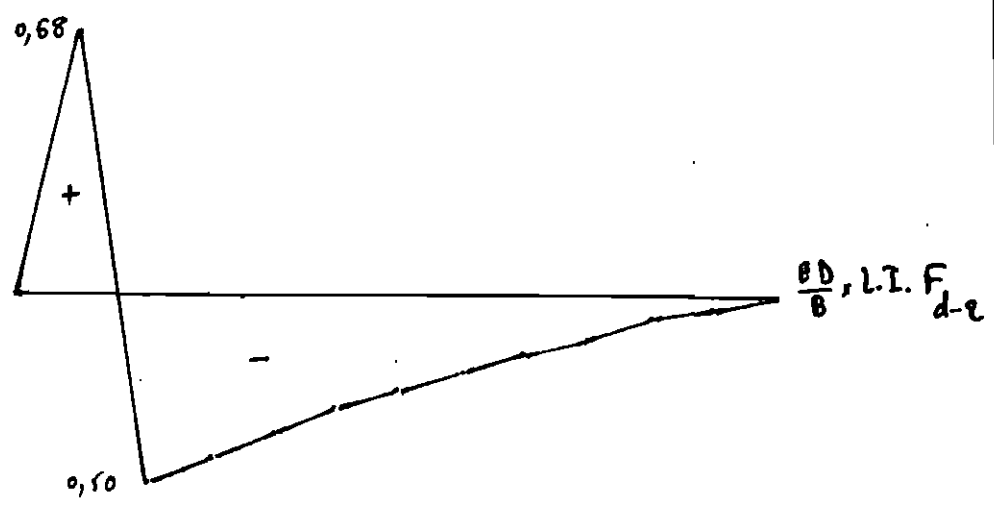


F_{d-e} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la première machine est à 5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$\Rightarrow F_{d-e \max} = 3,37 P$ en compression.
 $= 0,89 P$ en Tension.

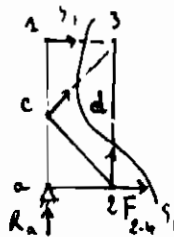
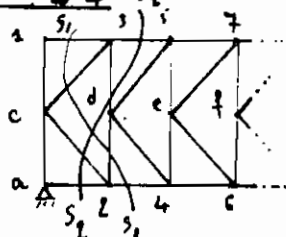
c) L.I. F_{d-e} corrigée pour travée d'extrémité:

On obtient le maximum avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b; les autres valeurs s'en suivent:

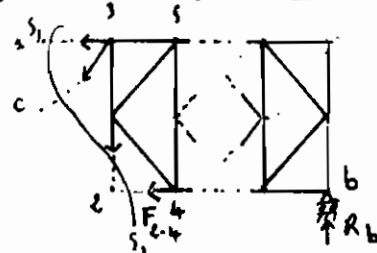


$F_{d-e \max}$ est obtenue à la position précédente du train type.

$\Rightarrow F_{d-e \max} = 2,81 P$ en Compression. et 0,98 P en Tension

8) F_{2-4} et F_{3-5} :a) L.I. normales de F_{2-4} et de F_{3-5} :ii) L.I. F_{2-4} :

diagrammes de corps libres:



Pour trouver F_{2-4} on fait la coupe S_1, S_1 et on fait la somme des moments au nœud 3.

• 1 kN à droite de 2 :

$$\Rightarrow -R_a \times 2,5 + F_{2-4} \times 5,9 = 0 \Leftrightarrow F_{2-4} = \frac{2,5}{5,9} R_a = 0,4237 R_a$$

$$F_{2-4} \text{ en Tension} \Rightarrow \text{L.I. } F_{2-4} = 0,4237 (\text{L.I. } R_a)$$

• 1 kN à gauche de 2 :

$$\Rightarrow -F_{2-4} \times 5,9 + R_b \times (30 - 2,5) = 0 \Leftrightarrow F_{2-4} = \frac{27,5}{5,9} R_b = 4,6610 R_b$$

$$F_{2-4} \text{ en Tension} \Rightarrow \text{L.I. } F_{2-4} = 4,6610 (\text{L.I. } R_b)$$

• les deux droites se coupent au nœud 2 d'ordonnée $= \frac{ab}{2n} = \frac{2,5 \times 27,5}{30 \times 5,9} = 0,3884 = 0,39$

iii) L.I. F_{3-5} :

si on fait la coupe S_2-S_2 et la somme des moments au nœud 2:

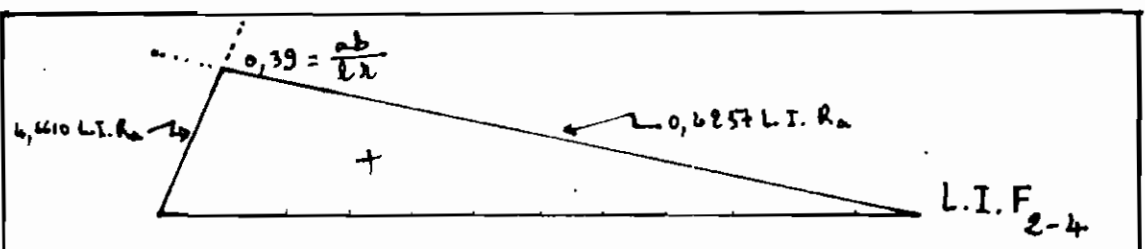
$$\cdot 1 \text{ kN à droite de 2} \Rightarrow F_{3-5} = \frac{2,5 R_a}{5,9} = 0,4237 R_a$$

$$F_{3-5} \text{ en compression} \Rightarrow \text{L.I. } F_{3-5} = -0,4237 (\text{L.I. } R_a)$$

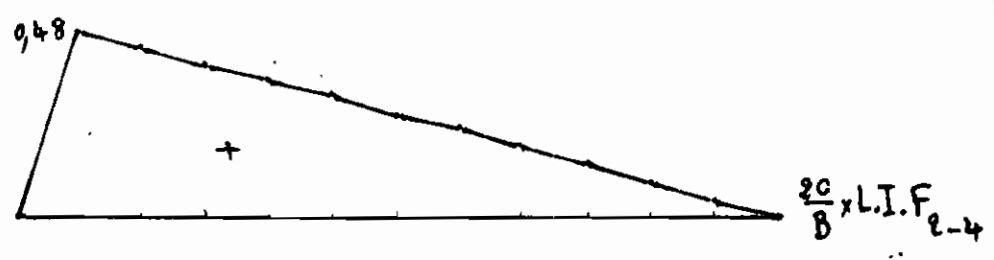
$$\cdot 1 \text{ kN à gauche de 2} \Rightarrow F_{3-5} = \frac{27,5}{5,9} R_b = 4,6610 R_b$$

$$F_{3-5} \text{ en compression} \Rightarrow \text{L.I. } F_{3-5} = -4,6610 (\text{L.I. } R_b)$$

Puisque F_{2-4} et F_{3-5} sont égales et de signes contraires, nous n'étudierons que L.I. F_{2-4} .



b) L.I. F_{2-4} corrigée pour travée intermédiaire :

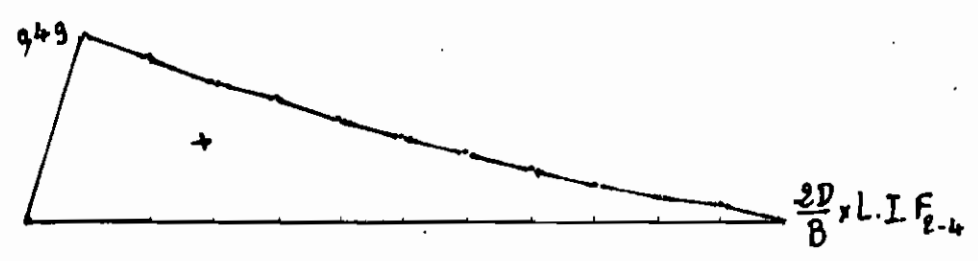


F_{2-4} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 2,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

⇒ F_{2-4} max = 3,44 P en Tension
 ⇒ F_{3-5} max = 3,44 P en Compression.

c) L.I. F_{2-4} corrigée pour travée d'extrémité :

On obtient le maximum avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b ; les autres valeurs s'en suivent :

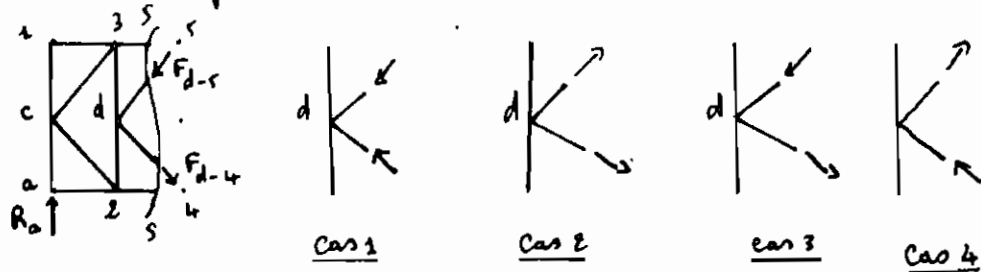


F_{2-4} max. est obtenue à la position précédente du train type.

⇒ F_{2-4} max. = 3,09 P en Tension
 ⇒ F_{3-5} max = 3,09 P en Compression.

9) F_{d-4} et F_{d-5} :

On fait la coupe s-s suivante:



Si on a 1 kN à droite de 4 :

on peut penser aux 4 cas ci-haut, cependant pour que l'on ait $\sum F_x = 0$ et $\sum F_y = 0$, seul le cas 3 est possible.

$$\Rightarrow F_{d-4} \sin \alpha + F_{d-5} \sin \alpha = F_{d-4} 2 \sin \alpha = R_a$$

$$\Leftrightarrow F_{d-4} = F_{d-5} = \frac{R_a}{2 \sin \alpha}$$

$$F_{d-4} \text{ en Tension} \Rightarrow \text{L.I. } F_{d-4} = \frac{1}{2 \sin \alpha} (\text{L.I. } R_a) = 0,6554 (\text{L.I. } R_a)$$

$$F_{d-5} \text{ en Compression} \Rightarrow \text{L.I. } F_{d-5} = -0,6554 (\text{L.I. } R_a)$$

Si on a 1 kN à gauche de 2 :

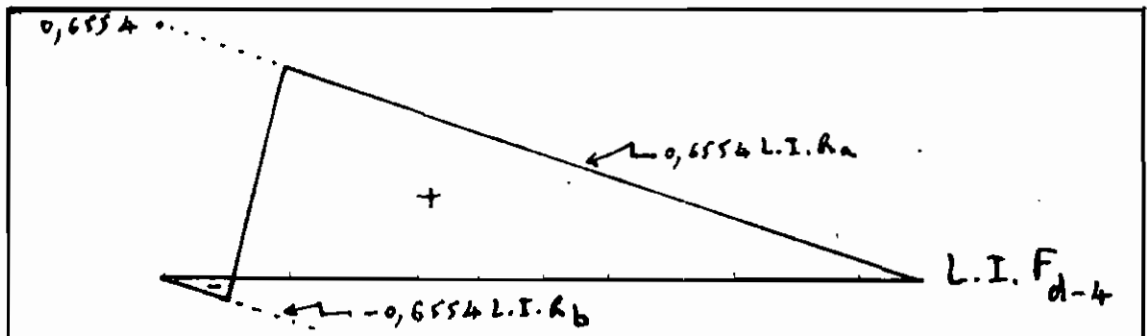
Un raisonnement analogue montre que :

$$F_{d-4} \text{ en Compression} \rightarrow \text{L.I. } F_{d-4} = -0,6554 (\text{L.I. } R_b)$$

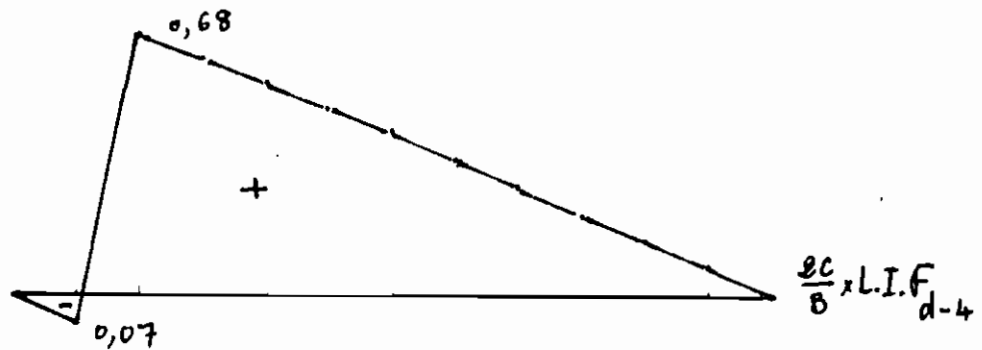
$$F_{d-5} \text{ en Tension} \rightarrow \text{L.I. } F_{d-5} = 0,6554 (\text{L.I. } R_b)$$

La L.I. est linéaire entre les nœuds 2 et 4 et le panneau 2-4 est dit panneau de changement.

Puisque F_{d-4} et F_{d-5} sont égales de signes contraires, nous n'étudierons que L.I. F_{d-4} .



b) L.I. F_{d-4} corrigée pour travée intermédiaire:



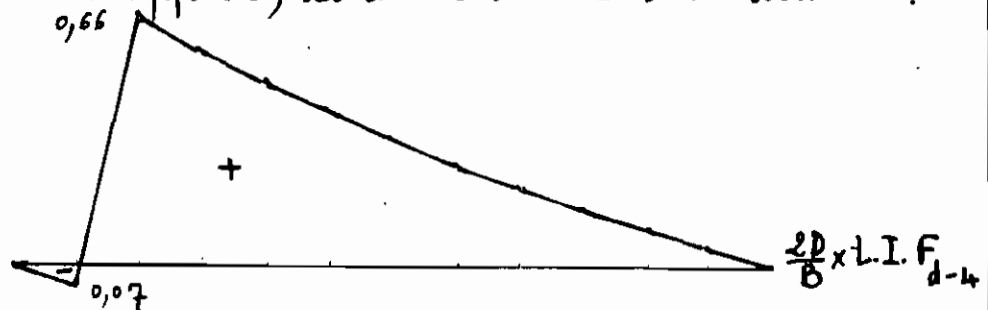
$F_{d-4 \text{ max}}$ est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 3,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite

$$\Rightarrow F_{d-4 \text{ max}} = 4,46 P \text{ en Tension et } 0,10 P (c)$$

$$\Rightarrow F_{d-5 \text{ max}} = 4,46 P \text{ en Compression et } 0,10 P (T)$$

c) L.I. F_{d-4} corrigée pour travée d'extrémité:

On obtient le maximum avec $\frac{2D}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{2D}{B} = 0,865$ à l'appui b; les autres valeurs s'en suivent:



$F_{d-4 \text{ max}}$ est obtenue à la position précédente du train type.

$$\Rightarrow F_{d-4 \text{ max}} = 3,89 P \text{ en Tension et } 0,10 P (c)$$

$$\Rightarrow F_{d-5 \text{ max}} = 3,89 P \text{ en Compression et } 0,10 P (T)$$

10) F_{e-s} :

a) L.I. normale de F_{e-s} :

La résolution au nœud 5 donne :

1 KN à droite de 4 :

$$F_{e-s} = F_{d-s} \sin \alpha = R_a / 2$$

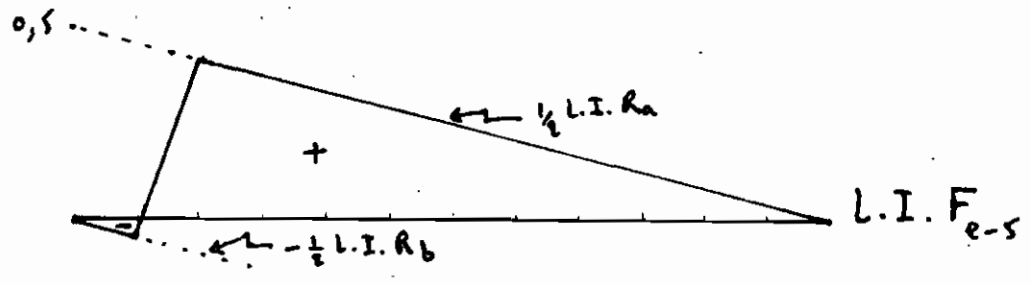
$$F_{e-s} \text{ en Tension} \Rightarrow L.I. F_{e-s} = \frac{1}{2} (L.I. R_a)$$

1 KN à gauche de 2 :

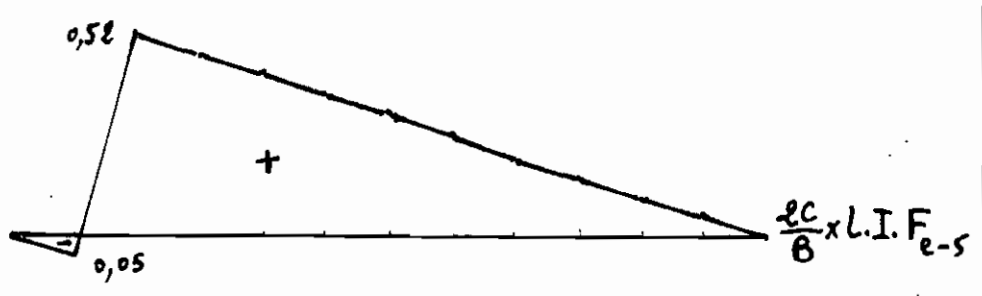
$$F_{e-s} = F_{d-s} \sin \alpha = R_b / 2$$

$$F_{e-s} \text{ en Compression} \Rightarrow L.I. F_{e-s} = -\frac{1}{2} (L.I. R_b)$$

le panneau 2-4 est le panneau de changement.



b) L.I. F_{e-s} corrigée pour travée intermédiaire:

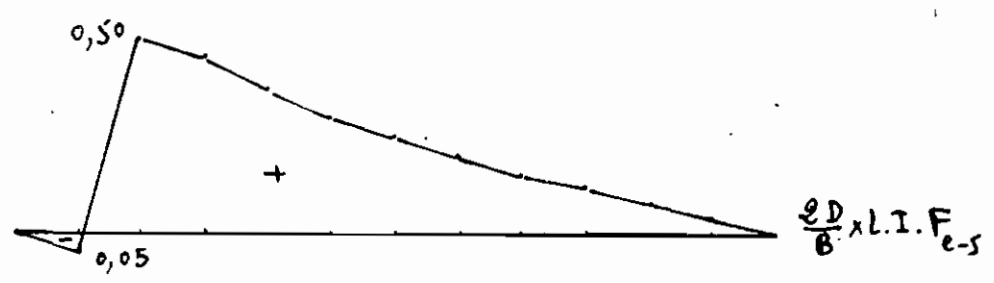


$F_{e-s \max}$ est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 5m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$$\Rightarrow F_{e-s \max} = 3,34 P \text{ en Tension.}$$
$$\text{et } 0,07 P \text{ (C)}$$

c) L.I. F_{e-s} corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a, $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b ; les autres valeurs s'en suivent.



F_{e-5} max est obtenue à la position précédente du train.
 $\Rightarrow F_{e-5}$ max = 3,02 P en Tension.
 et 0,07 P (C)

11°) F_{e-4} :

a) L.I. normale de F_{e-4} :

. A droite du nœud 6 et à gauche du nœud 2 on a :

$$L.I. F_{e-4} = -L.I. F_{e-5}$$

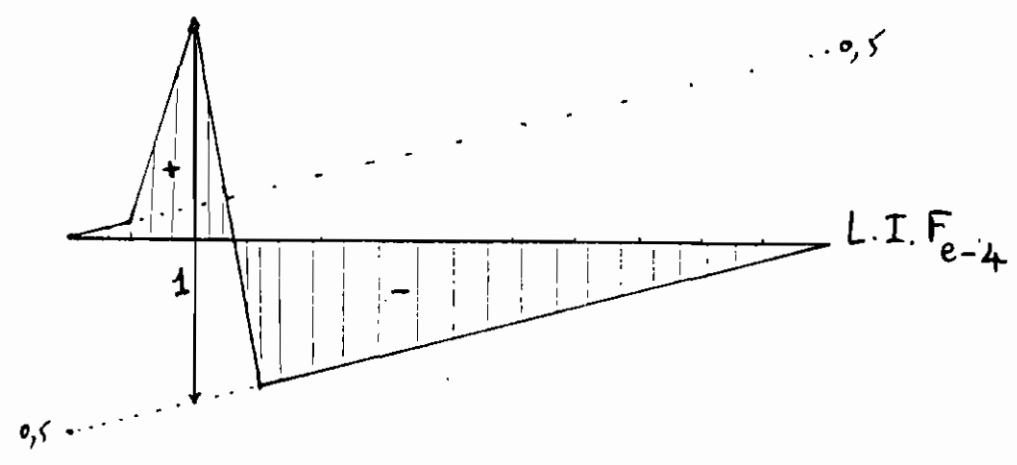
. si on a 1KN en 4, la résolution au nœud 4 montre

que $\sum F_y = 0 \Leftrightarrow F_{e-4} + F_{d-4} \sin \alpha = 1$

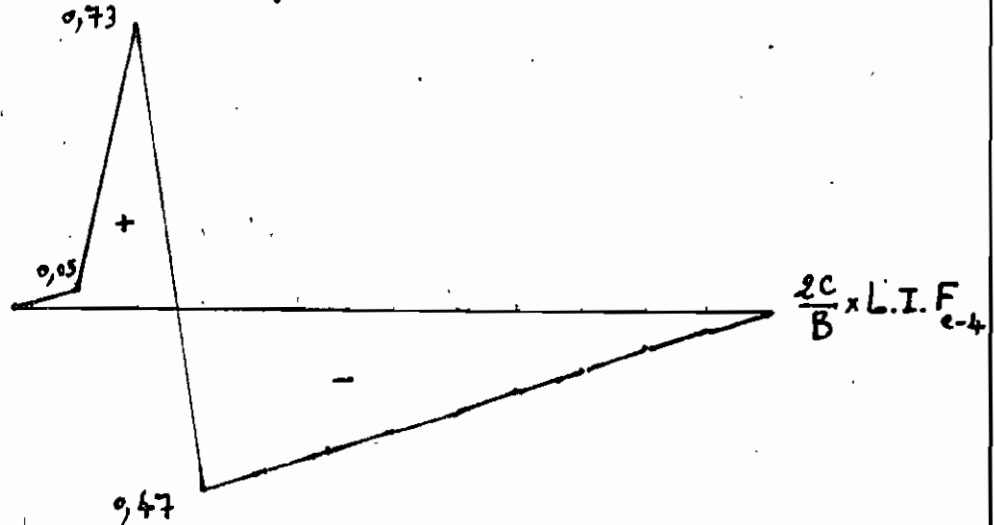
$$\Leftrightarrow F_{e-4} = 1 - F_{d-4} \sin \alpha = 1 - \frac{R_a}{2}$$

$$\Rightarrow L.I. F_{e-4} = 1 - [(L.I. R_a) \times \frac{1}{2}] \text{ au nœud 4.}$$

On obtient :



b) L.I. F_{e-4} corrigée pour travée intermédiaire:



F_{e-4} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 7,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$$\Rightarrow F_{e-4} \text{ max} = 2,82 P \text{ en Compression.} \\ \text{et } 1,05 P \text{ (T)}$$

c) L.I. F_{e-4} corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b ; les autres valeurs s'en suivent.



F_{e-4} max est obtenue à la position précédente du train type.

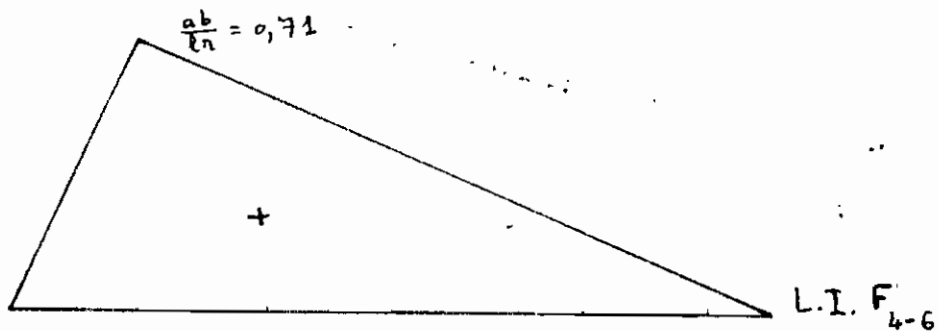
$$\Rightarrow F_{e-4} \text{ max} = 2,41 P \text{ en Compression.} \\ \text{et } 1,01 P \text{ (T)}$$

12] F_{4-6} et F_{5-7} :

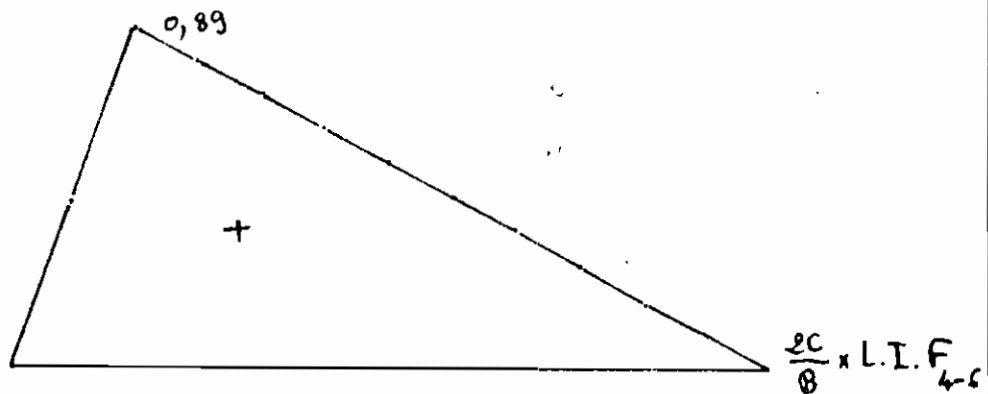
Par des méthodes analogues aux méthodes déjà utilisées pour établir les L.I. précédentes, on trouve les L.I. suivantes.

F_{4-6} et F_{5-7} sont égales de signes contraires, on ne traitera donc que les L.I. F_{4-6} .

a) L.I. normale de F_{4-6} :



b) L.I. F_{4-6} corrigée pour travée intermédiaire:



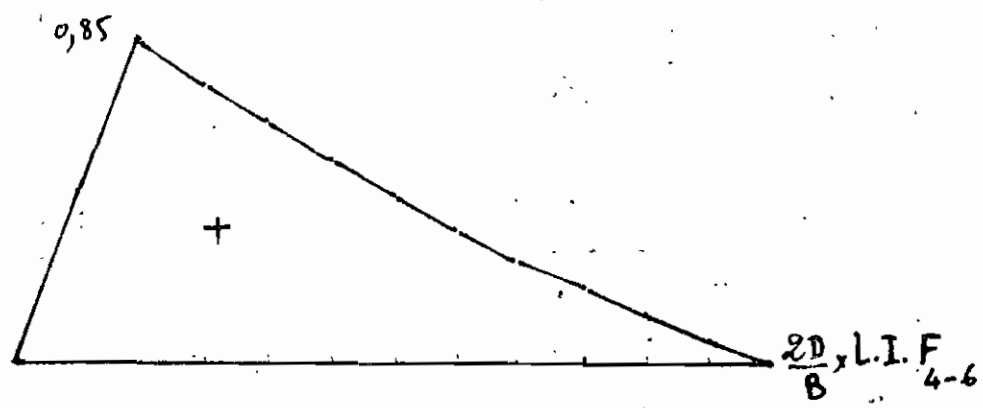
F_{4-6} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 2m de l'appui a, les autres charges suivant à droite

$$\Rightarrow F_{4-6 \text{ max}} = 6,09 P \text{ en Tension}$$

$$\Rightarrow F_{5-7 \text{ max}} = 6,09 P \text{ en Compression.}$$

c) L.I. F_{4-6} corrigée pour travée d'extrémité:

On obtient le maximum avec $\frac{2D}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{2D}{B} = 0,865$ à l'appui b ; les autres valeurs s'en suivent :



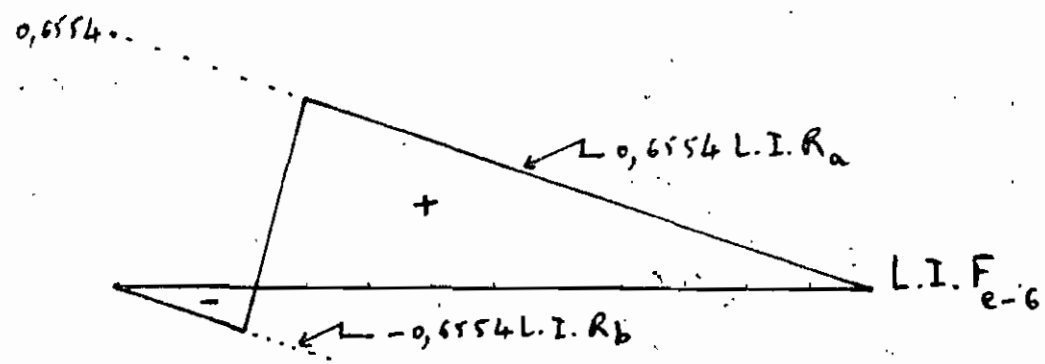
F_{4-6} max est obtenue à la position précédente du train type

$\Rightarrow F_{4-6} \text{ max} = 5,33 \text{ P}$ en Tension

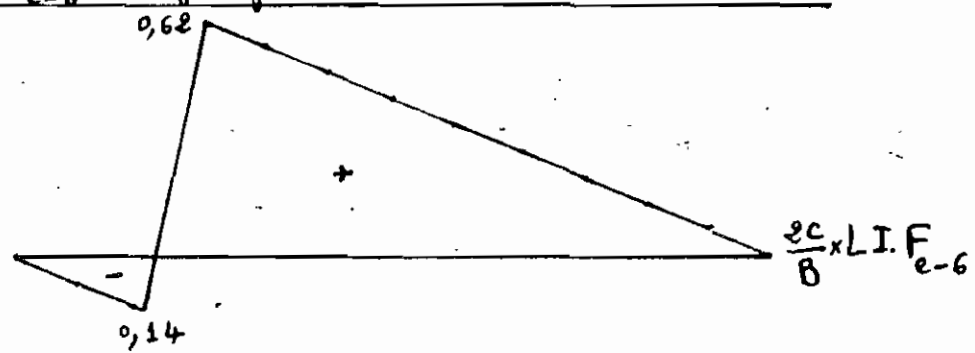
$\Rightarrow F_{5-7} \text{ max} = 5,33 \text{ P}$ en Compression.

13° F_{e-6} et F_{e-7} :

a) L.I. normale de F_{e-6} :



b) L.I. F_{e-6} corrigée pour travée intermédiaire:



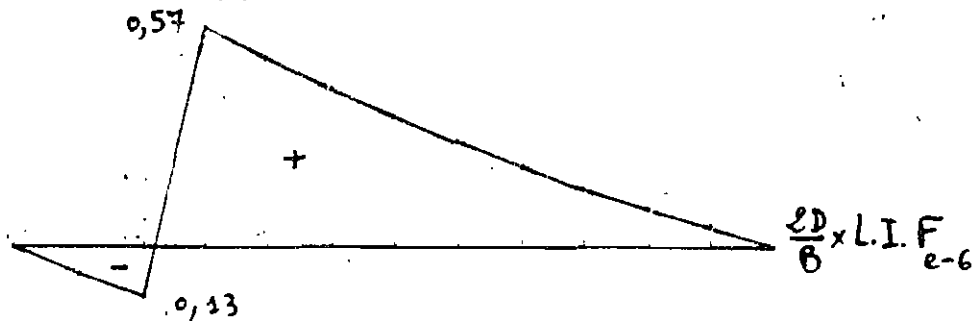
$F_{e-6 \max}$ est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 6 m de l'appui a, les autres charges suivent à droite.

$\Rightarrow F_{e-6 \max} = 3,75 P$ en Tension et $0,31 P$ (C)

$\Rightarrow F_{e-7 \max} = 3,75 P$ en Compression.
et $0,31 P$ (T)

c) L.I. F_{e-6} corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a, $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b; les autres valeurs s'en suivent.



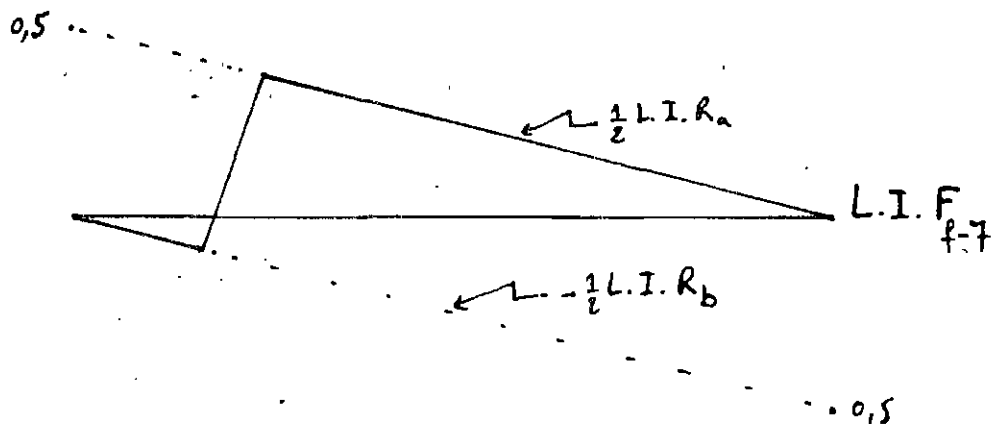
$F_{e-6 \max}$ est obtenue à la position précédente du train type.

$\Rightarrow F_{e-6 \max} = 3,22 P$ en Tension ; $0,30 P$ (C)

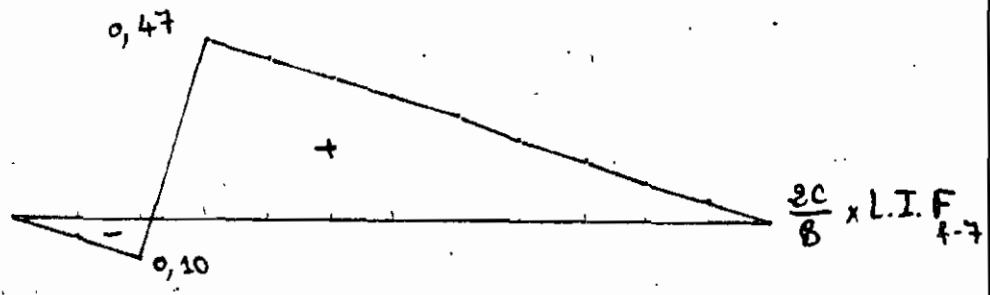
$\Rightarrow F_{e-7 \max} = 3,22 P$ en Compression.
et $0,30 P$ (T)

14] F_{f-7} :

a) L.I. normale de F_{f-7} :



b) L.I. F_{f-7} corrigée pour travée intermédiaire:

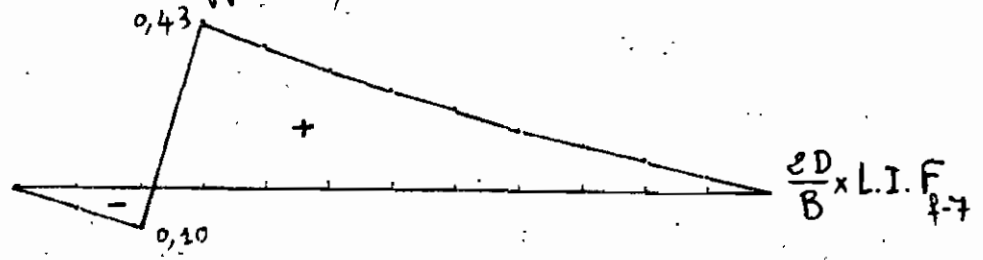


F_{f-7} max est obtenue quand la 1^{re} roue de la 1^{re} machine est à 6 m de l'appui a, les autres valeurs suivent à droite.

$\Rightarrow F_{f-7} \text{ max} = 2,83 P$ en Tension.
 et 0,22 P (c)

c) L.I. F_{f-7} corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{2D}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{2D}{B} = 0,865$ à l'appui b, les autres valeurs s'en suivent.

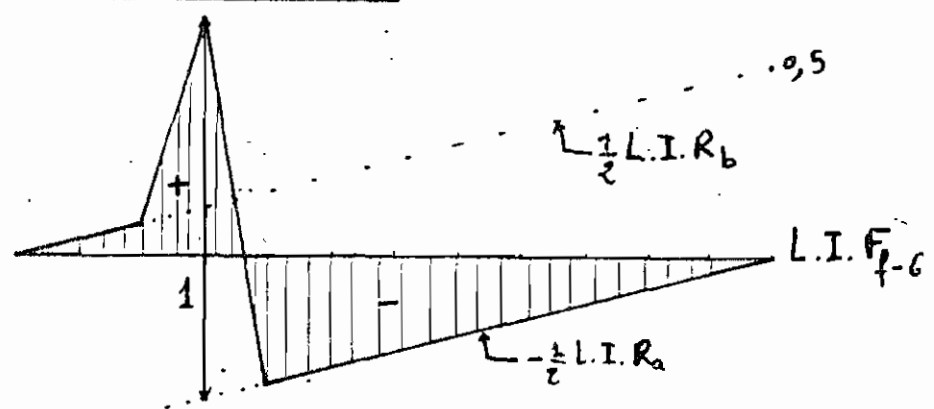


F_{f-7} max est obtenue à la position précédente du train type.

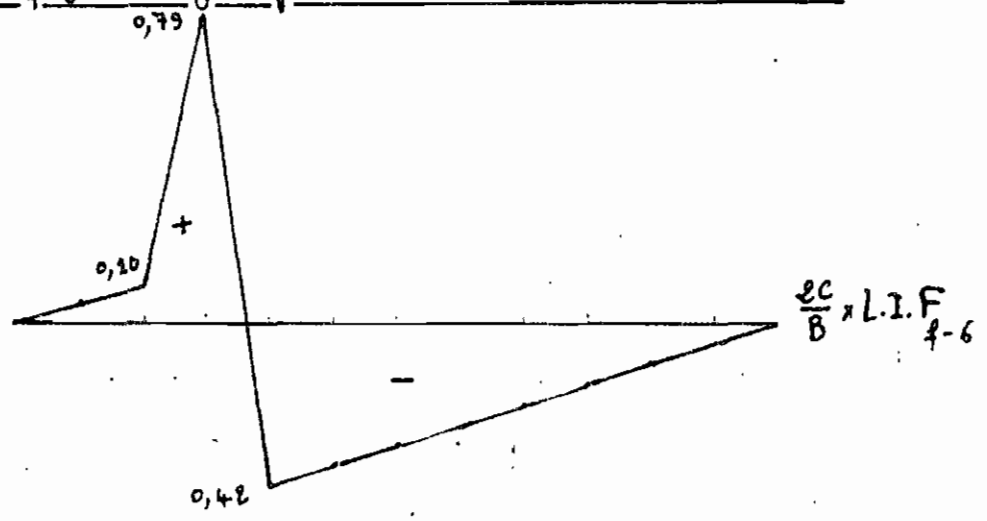
$\Rightarrow F_{f-7} \text{ max} = 2,33 P$ en Tension.
 et 0,22 P (c)

15°) F_{f-6} :

a) L.I. normale de F_{f-6} :



b) L.I. F_{f-6} corrigée pour travée intermédiaire:



F_{f-6} max est obtenue quand la 1^{ère} zone de la 1^{ère} machine est à 10 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite :

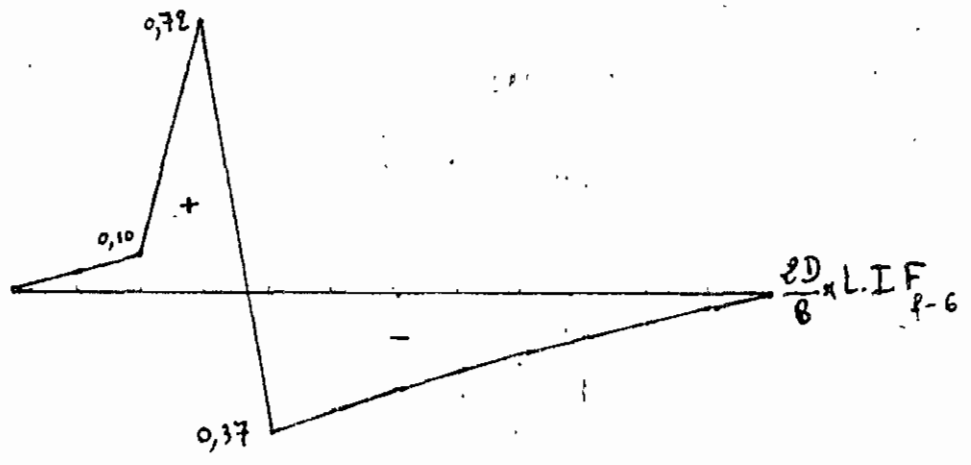
$\Rightarrow F_{f-6} \text{ max} = 2,35 P \text{ en Compression.}$
 et $1,27 P \text{ (T)}$

c) L.I. F_{f-6} corrigée pour travée d'extrémité:

Un sens du train étant choisi, nous ne pouvons pas dire, à priori, si c'est la 1^{ère} ou la 3^{ème} travée qui donne la plus grande force F_{f-6} max dans ce cas-ci.

C'est pourquoi nous étudierons les deux cas :

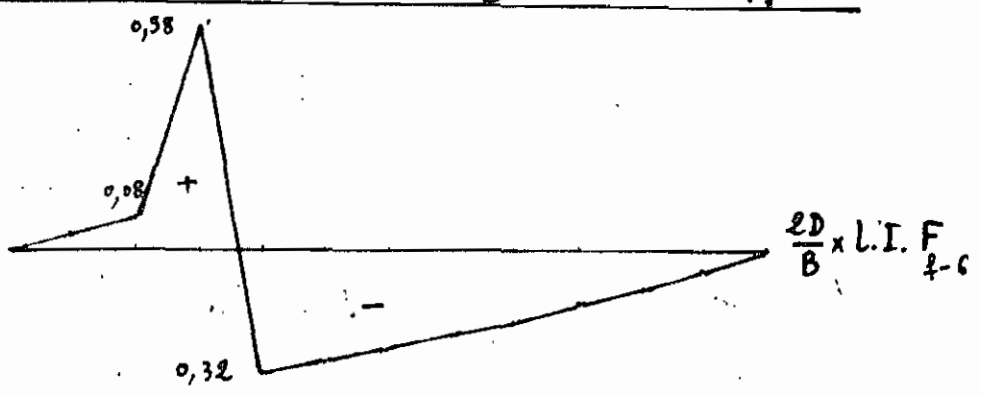
i) $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b:



F_{f-6} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 10 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite

$\Rightarrow F_{f-6} \text{ max} = 1,89 P$ en Compression.
 et $1,22 P$ (T)

ii) $\frac{2D}{B} = 0,865$ à l'appui a et $\frac{2D}{B} = 1,307$ à l'appui b :



F_{f-6} max est obtenue à la position précédente du train type et on trouve sensiblement la même valeur

soit $F_{f-6} \text{ max} = 1,89 P$ en Compression.

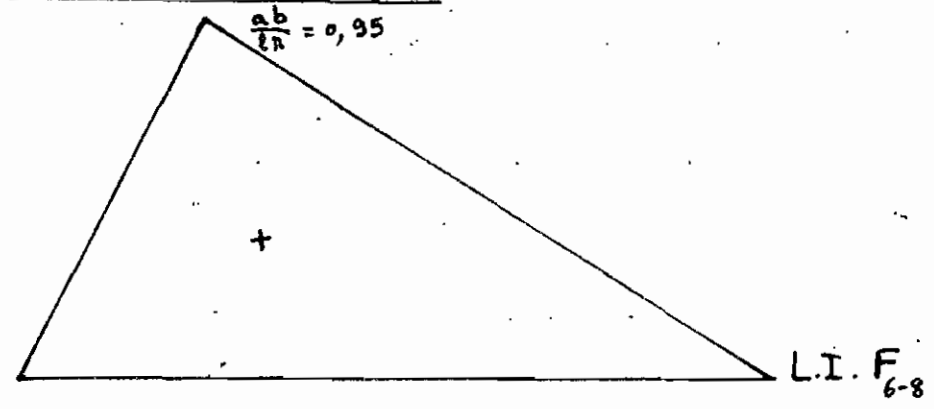
Donc pour la travée d'extrémité nous avons :

$F_{f-6} \text{ max} = 1,89 P$ en Compression.
 et $1,22 P$ (T)

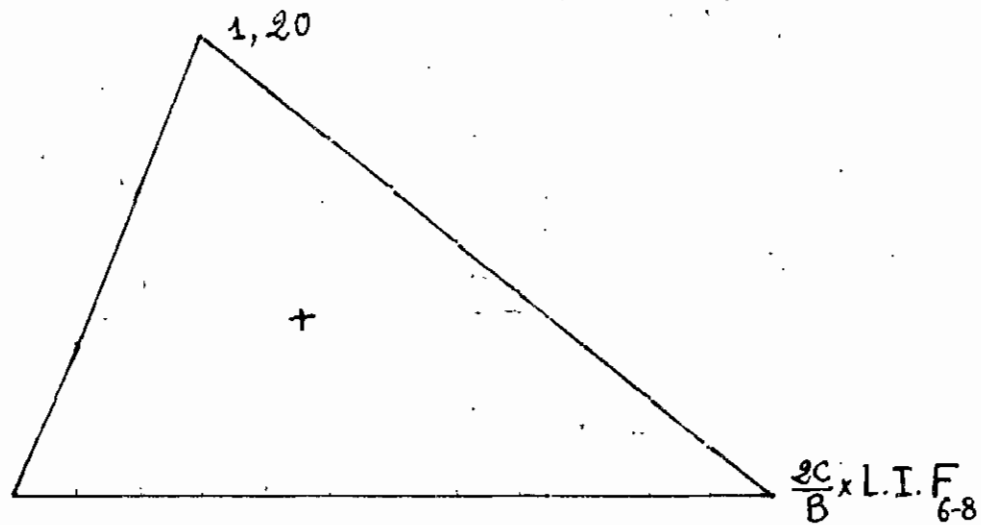
16° F_{6-8} et F_{7-9} :

F_{6-8} et F_{7-9} sont égales de signes contraires.

a) L.I. normale de F_{6-8} :



b) L.I. F_{6-8} corrigée pour travée intermédiaire:



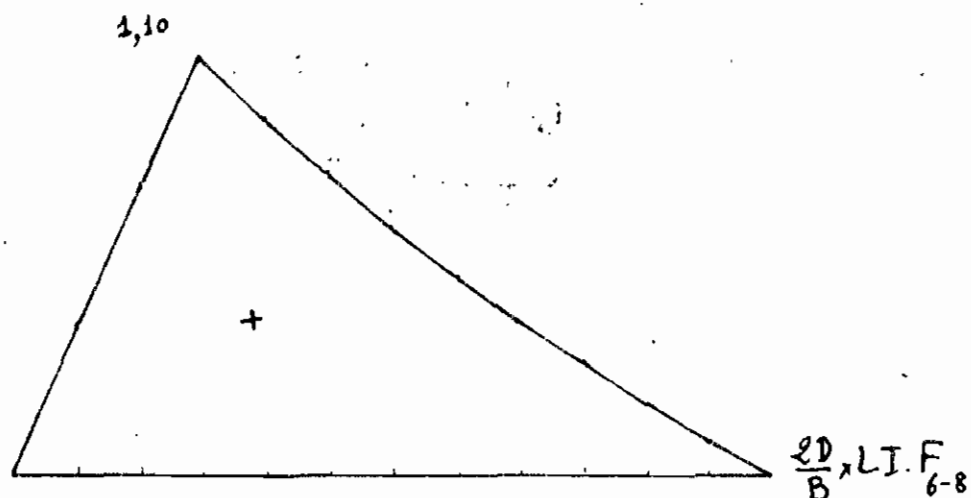
F_{6-8} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 4,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$$\Rightarrow F_{6-8} \text{ max} = 7,84 P \text{ en Tension}$$

$$\Rightarrow F_{7-9} \text{ max} = 7,84 P \text{ en Compression.}$$

c) L.I. F_{6-8} corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a, $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b; les autres valeurs s'en suivent.



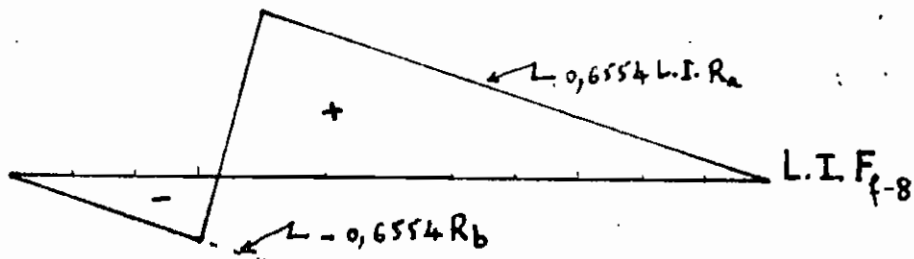
F_{f-8} max. est obtenue à la position précédente du train type.
 $\Rightarrow F_{f-8} \text{ max} = 6,81 P$ en Tension
 $\Rightarrow F_{f-9} \text{ max} = 6,81 P$ en Compression.

17°] F_{f-8} et F_{f-9} :

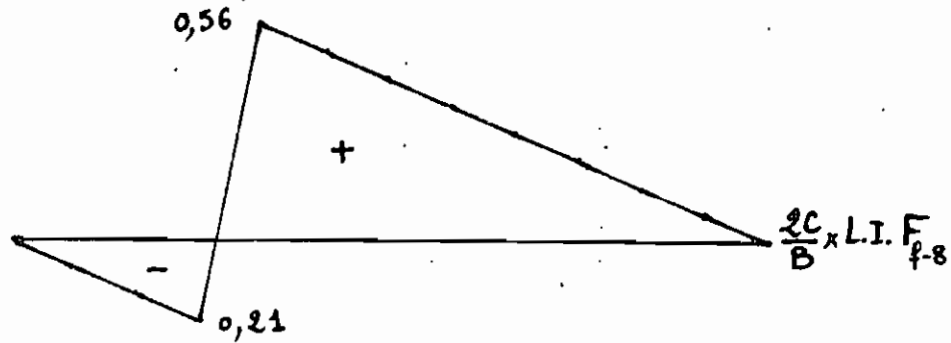
F_{f-8} et F_{f-9} sont égales de signes contraires.

a) L.I. normale de F_{f-8} :

0,6554.



b) L.I. F_{f-8} corrigée pour travée intermédiaire:



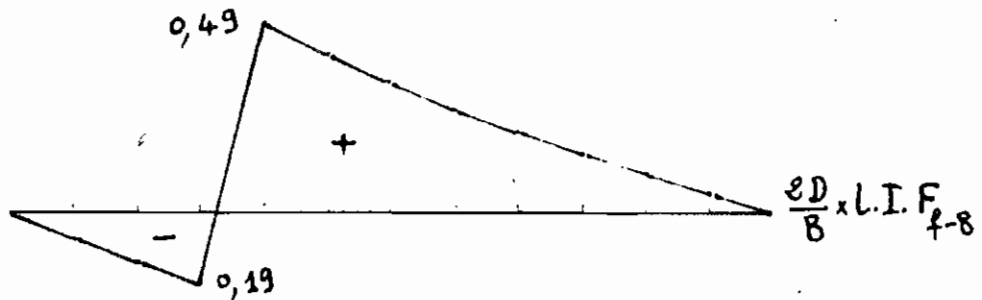
F_{f-8} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 10 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$\Rightarrow F_{f-8} \text{ max} = 3,09 P$ en Tension ; 0,64 P (C)

$\Rightarrow F_{f-9} \text{ max} = 3,09 P$ en Compression
 et 0,64 P (T)

c) L.I. F_{f-8} corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a, $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b; les autres valeurs s'en suivent.



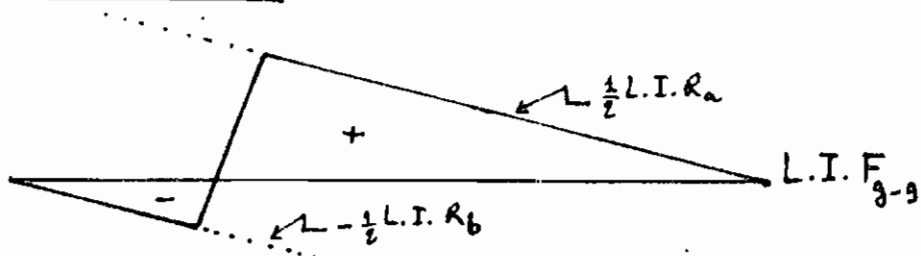
F_{f-8} max est obtenue à la position précédente du train type

$\Rightarrow F_{f-8} \text{ max} = 2,47 P$ en Tension; $0,58 P$ (C)

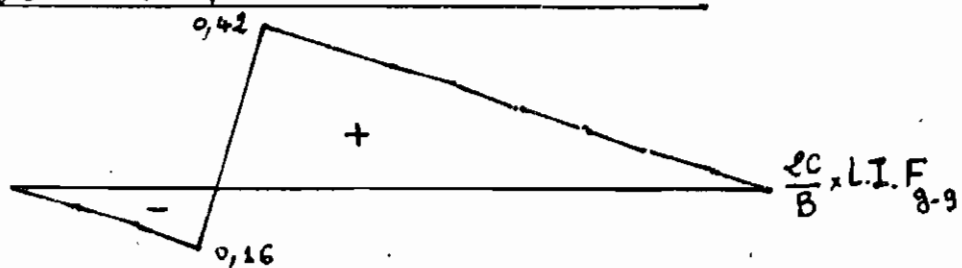
$\Rightarrow F_{f-9} \text{ max} = 2,47 P$ en Compression; $0,58 P$ (T)

18° F_{g-9} :

a) L.I. normale de F_{g-9} :



b) L.I. F_{g-9} corrigée pour travée intermédiaire:

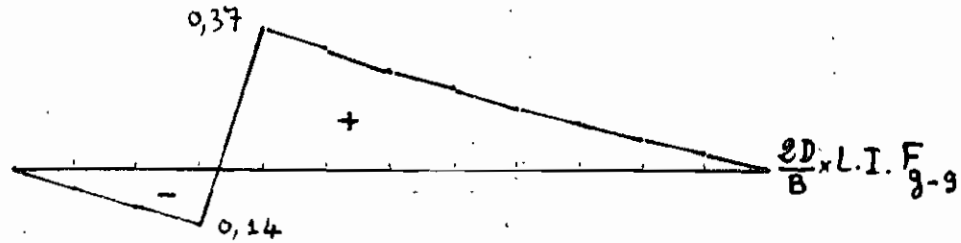


F_{g-9} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 10 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$\Rightarrow F_{g-9} \text{ max} = 2,34 P$ en Tension.
et $0,45 P$ (C)

c) L.I. F_{g-g} corrigée pour travée d'extrémité:

Le maximum est obtenu avec $\frac{2D}{B} = 1,307$ à l'appui a,
 $\frac{2D}{B} = 0,865$ à l'appui b; les autres valeurs s'en suivent.

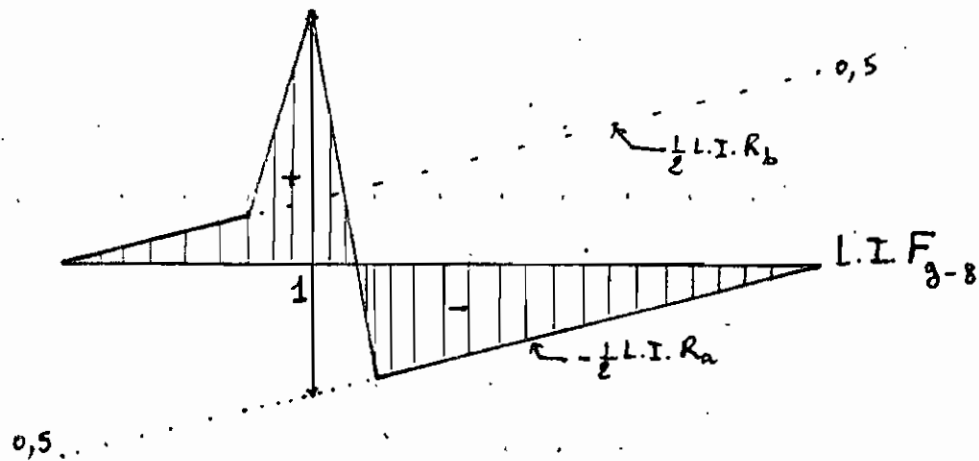


F_{g-g} max est obtenue à la position précédente du train type.

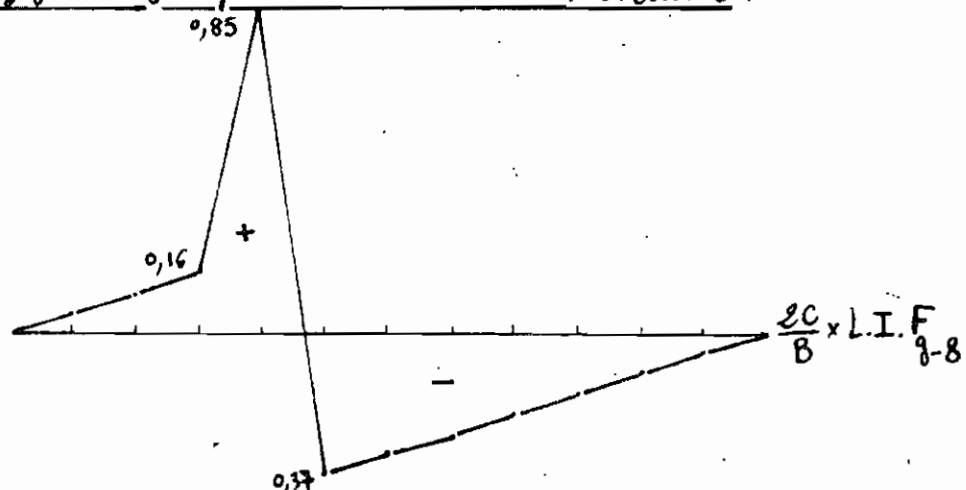
$\Leftrightarrow F_{g-g}$ max = 1,96 P ou Tension.
 et 0,41 P (C)

19) F_{g-8} :

a) L.I. normale de F_{g-8} :



b) L.I. F_{g-8} corrigée pour travée intermédiaire:

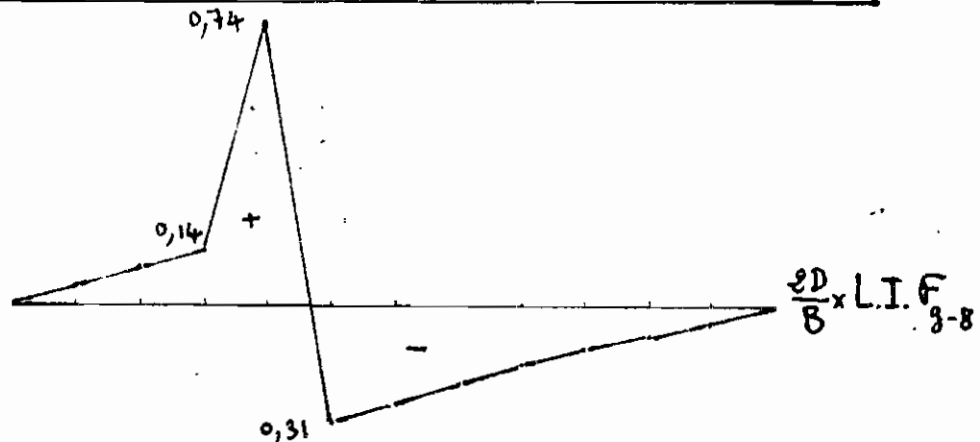


$F_{g-8 \max}$ est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 12,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$$\Leftrightarrow F_{g-8 \max} = 1,83 P \text{ ou Compression.} \\ \text{et } 1,59 P \text{ (T)}$$

c) L.I. F_{g-8} corrigée pour travée d'extrémité:

i) $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b:



Nous trouvons $F_{g-8 \max}$ sensiblement égale quand

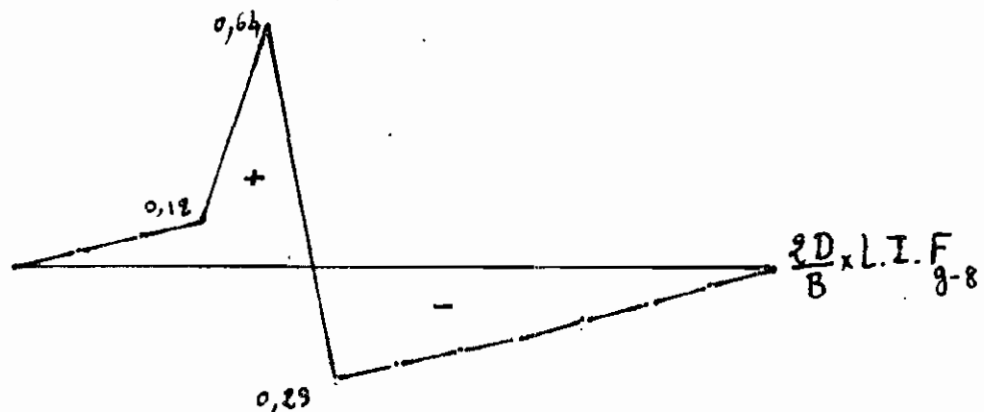
a) le train type est à la position précédente ou

β) la 1^{ère} roue de la première machine est à 12,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à gauche.

$$\Leftrightarrow \alpha) F_{g-8 \max} = 1,54 P \text{ ou Compression}$$

$$\beta) F_{g-8 \max} = 1,54 P \text{ ou Tension}$$

ii) $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui a et $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui b:



$F_{g-8 \max}$ est obtenue à la position α), c'est à dire quand

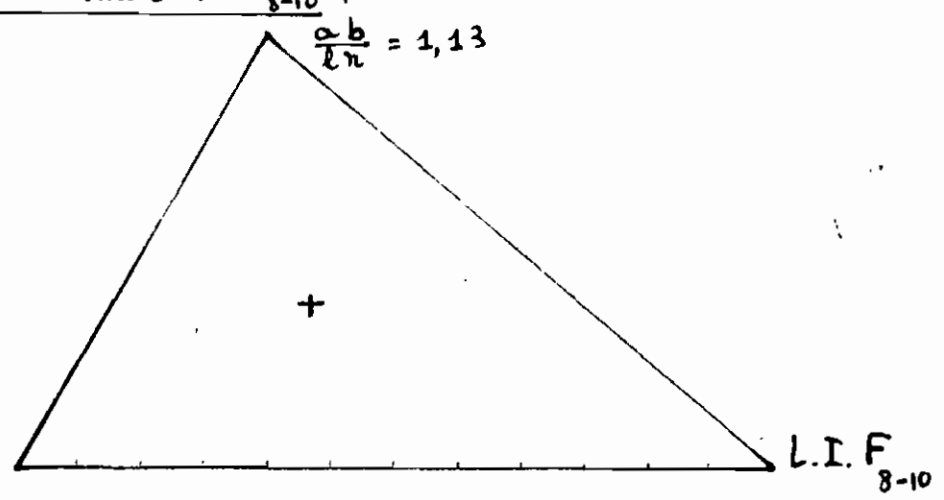
la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 12,5m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$\Leftrightarrow F_{8-8}^{max} = 1,54 P$ en Compression.

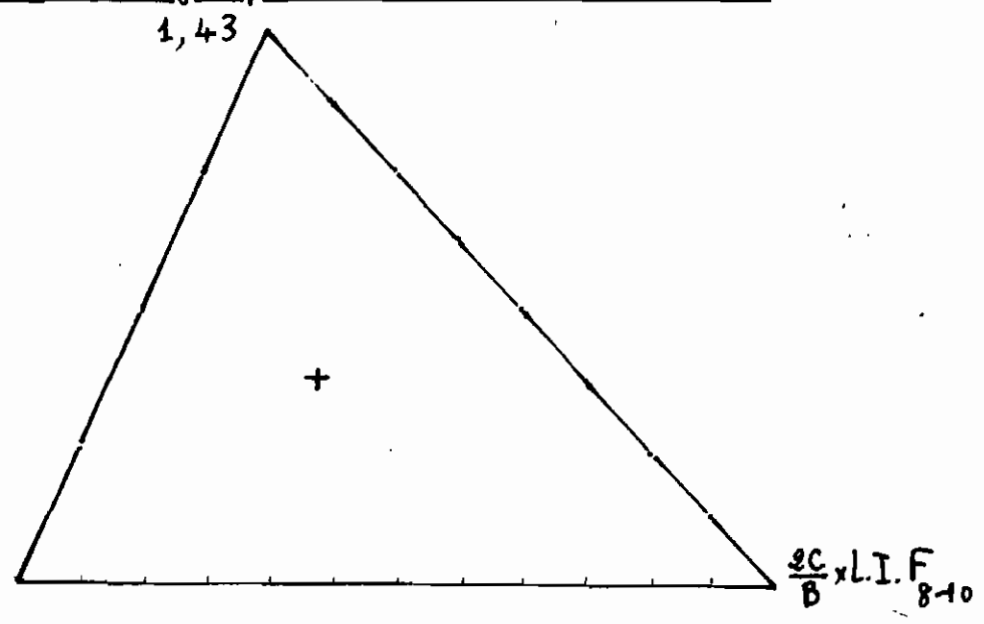
20°] F_{8-10} et F_{9-11} :

F_{8-10} et F_{9-11} sont égales de signes contraires.

a) L.I. normale de F_{8-10} :



b) L.I. F_{8-10} corrigée pour travée intermédiaire :



F_{8-10}^{max} est obtenue quand la 1^{ère} machine dépasse la travée et la 2^e roue (roue centrale) du 1^{er} tender est sur l'appui a, les

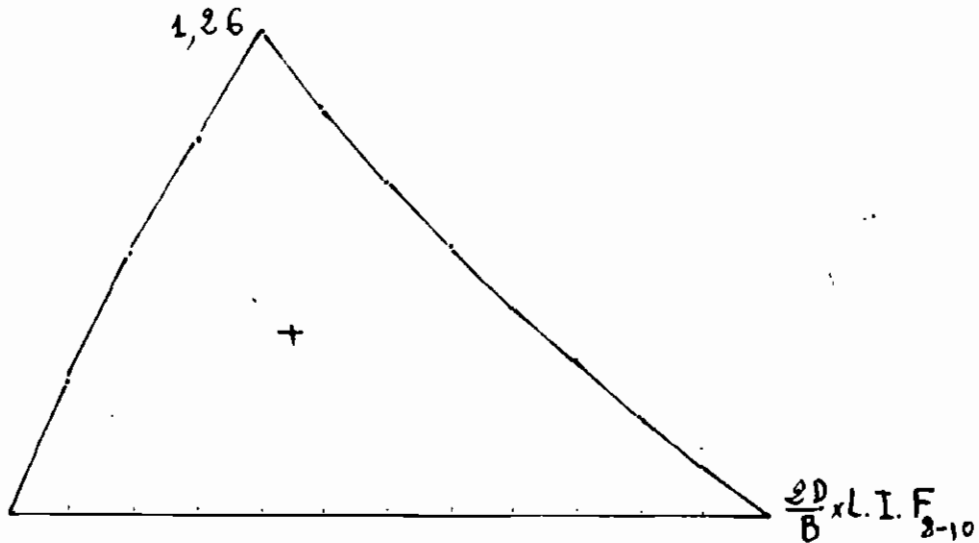
autres charges suivant à droite.

⇒ F₈₋₁₀ = 9,34 P en Tension

⇒ F₉₋₁₁ = 9,34 P en Compression.

c) L.I. F₈₋₁₀ corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b ; les autres valeurs s'en suivent.



F₈₋₁₀ max est obtenue à la position précédente du train type.

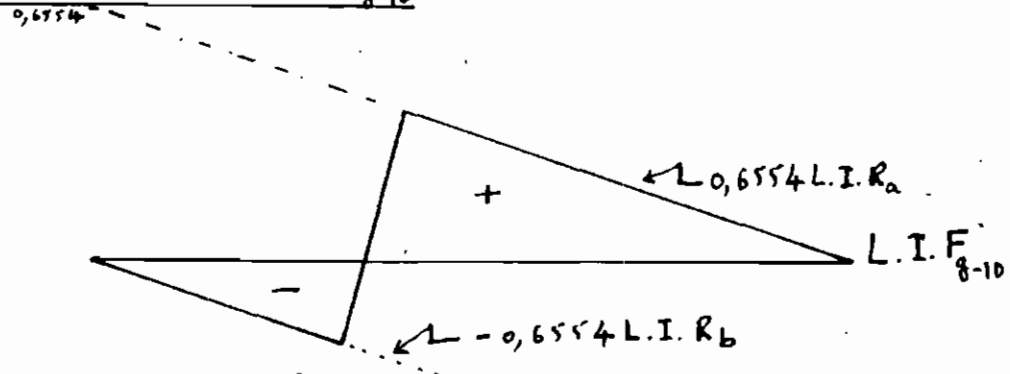
⇒ F₈₋₁₀ max = 7,92 P en Tension

⇔ F₉₋₁₁ max = 7,92 P en Compression.

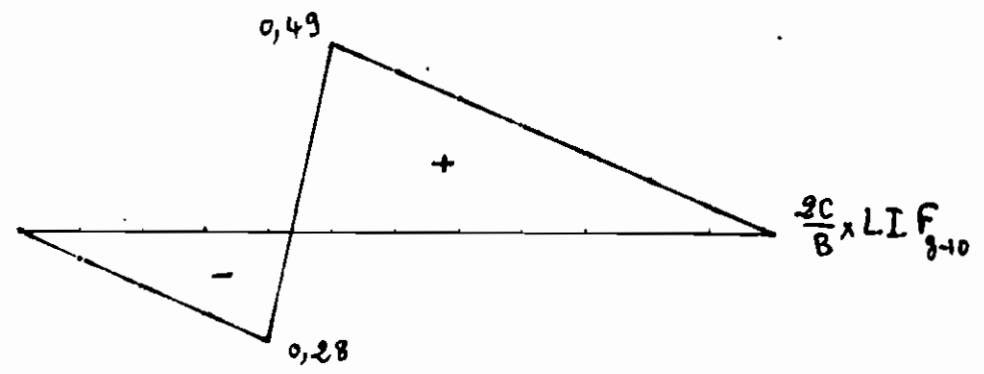
2^o) F₈₋₁₀ et F₉₋₁₁:

F₈₋₁₀ et F₉₋₁₁ sont égales de signes contraires

a) L.I. normale de F₈₋₁₀:



b) L.I. F_{g-10} corrigée pour travée intermédiaire:

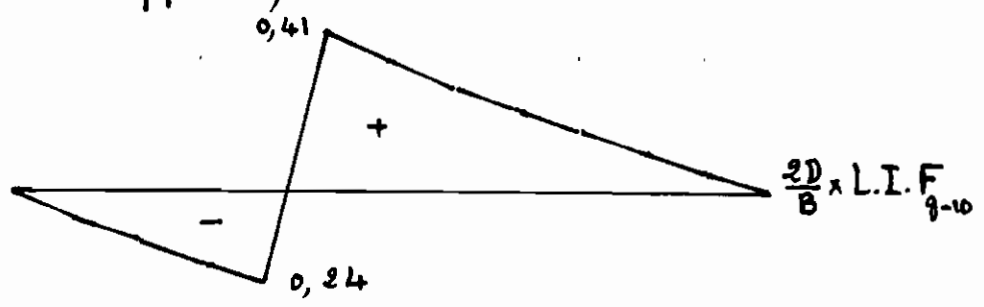


$F_{g-10 \max}$ est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 12,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$\Leftrightarrow F_{g-10 \max} = 2,45 P$ en Tension ; $0,97 P$ (C)
 $\Leftrightarrow F_{g-11 \max} = 2,45 P$ en Compression ; $0,97 P$ (T)

c) L.I. F_{g-10} corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a, $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b ; les autres valeurs s'en suivent.

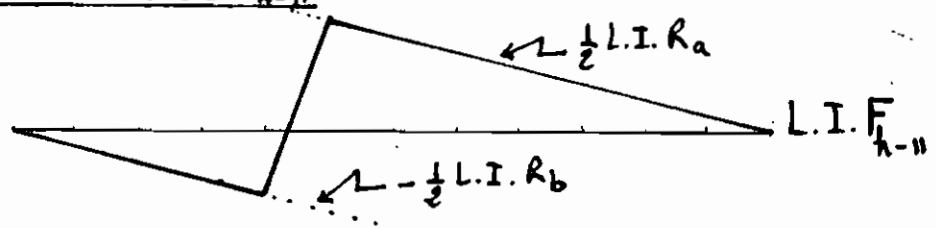


$F_{g-10 \max}$ est obtenue à la position précédente du train type.

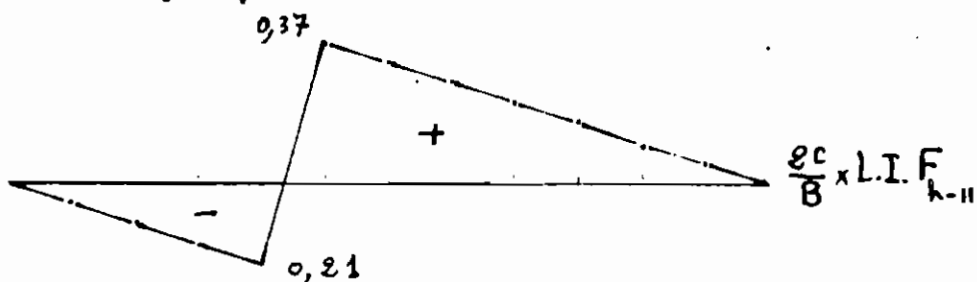
$\Leftrightarrow F_{g-10 \max} = 1,99 P$ en Tension ; $0,88 P$ (C)
 $\Leftrightarrow F_{g-11 \max} = 1,99 P$ en Compression ; $0,88 P$ (T)

22°) F_{k-11} :

a) L.I. normale de F_{k-11} :



b) L.I. F_{h-11} corrigée pour travée intermédiaire:

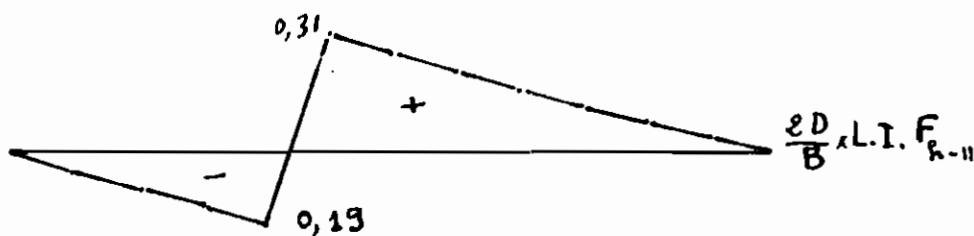


F_{h-11} max est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 12,5 m de l'appui a, les autres charges suivent à droite.

$\Leftrightarrow F_{h-11} \text{ max} = 1,84 P$ en Tension
 et $0,73 P$ (C)

c) L.I. F_{h-11} corrigée pour travée d'extrémité:

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a,
 $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b ; les autres valeurs s'en suivent:

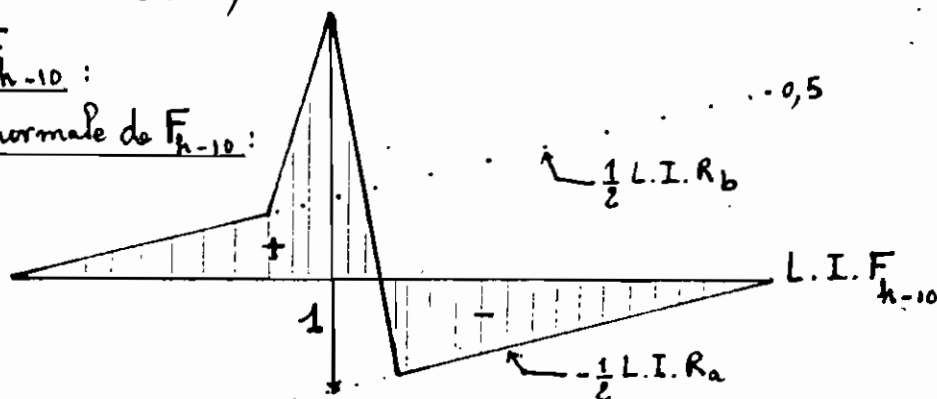


F_{h-11} max est obtenue à la position précédente du train type

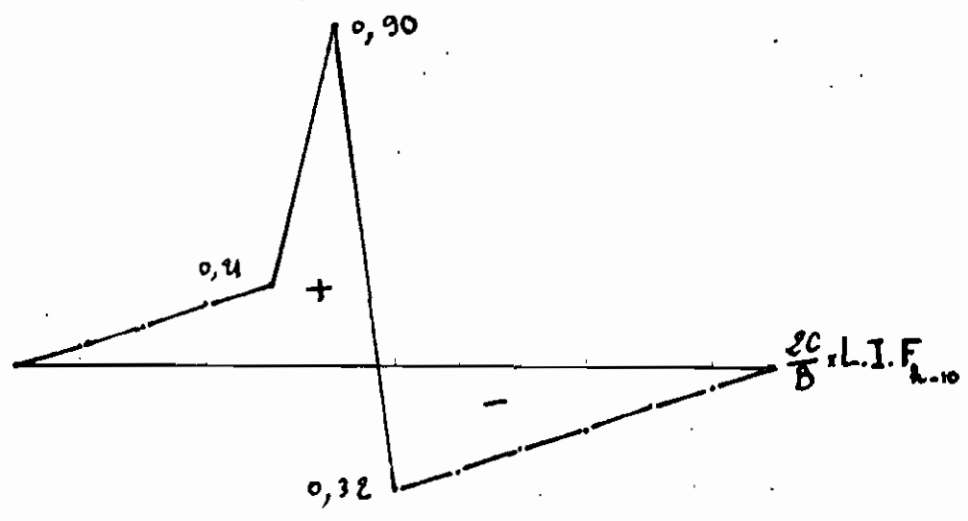
$\Leftrightarrow F_{h-11} \text{ max} = 1,52 P$ en Tension
 et $0,65 P$ (C)

23) F_{h-10} :

a) L.I. normale de F_{h-10} :



b) L.I. F_{h-10} corrigée pour travée intermédiaire:

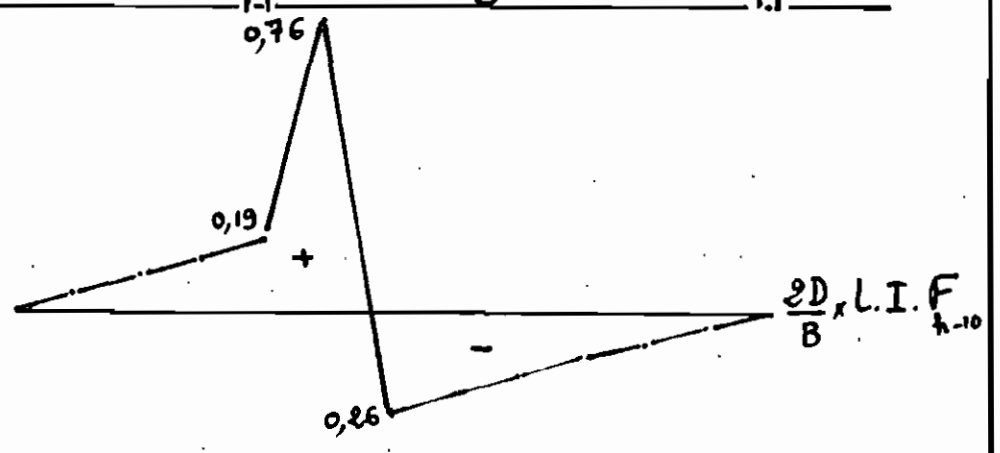


$F_{h-10 \text{ max}}$ est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 14 m de l'appui a, les autres charges suivant à gauche.

$\Leftrightarrow F_{h-10 \text{ max}} = 2,08 P$ en Tension.
 et 1,45 P (C)

c) L.I. F_{h-10} corrigée pour travée d'extrémité:

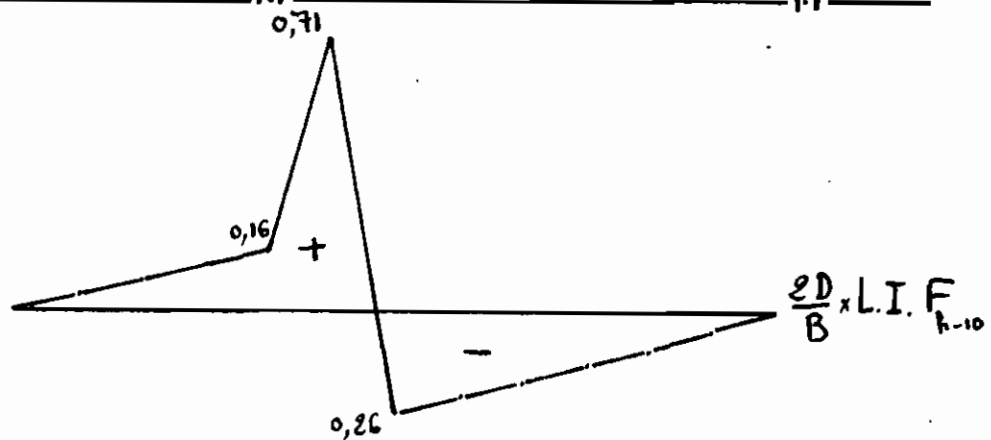
i) $\frac{2D}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{2D}{B} = 0,865$ à l'appui b:



$F_{h-10 \text{ max}}$ est obtenue à la position précédente du train type

$\Leftrightarrow F_{h-10 \text{ max}} = 1,81 P$ en Tension.
 et 1,24 (C)

ii) $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui a et $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui b:



$F_{h-10 \text{ max}}$ est obtenue à la position précédente du train type
 $\Leftrightarrow F_{h-10 \text{ max}} = 1,64 P$ en Tension.

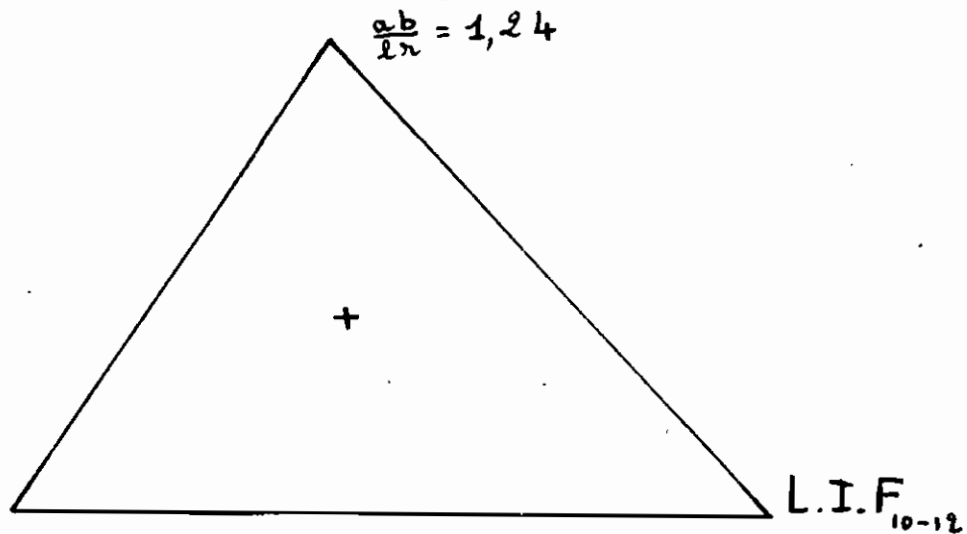
Donc pour la travée d'extrémité nous avons:

$$F_{h-10 \text{ max}} = 1,81 P \text{ en Tension.} \\ \text{et } 1,14 P \text{ (c)}$$

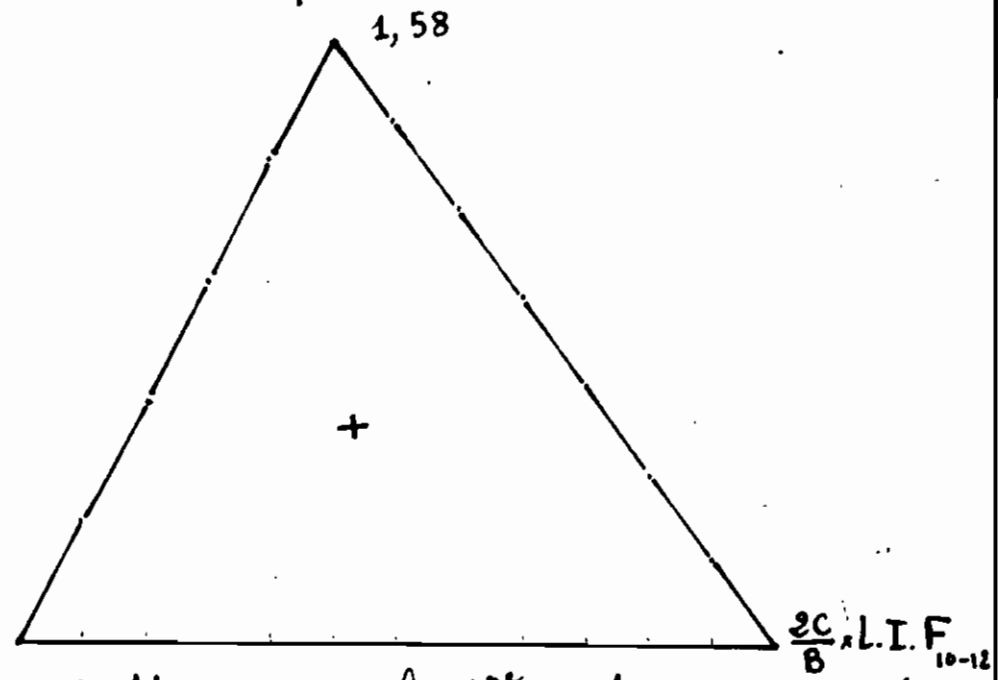
24] F_{10-12} et F_{11-13} :

F_{10-12} et F_{11-13} sont égales de signes contraires.

cy L.I. normale de F_{10-12} :



b) L.I.F.₁₀₋₁₂ corrigé pour travée intermédiaire :



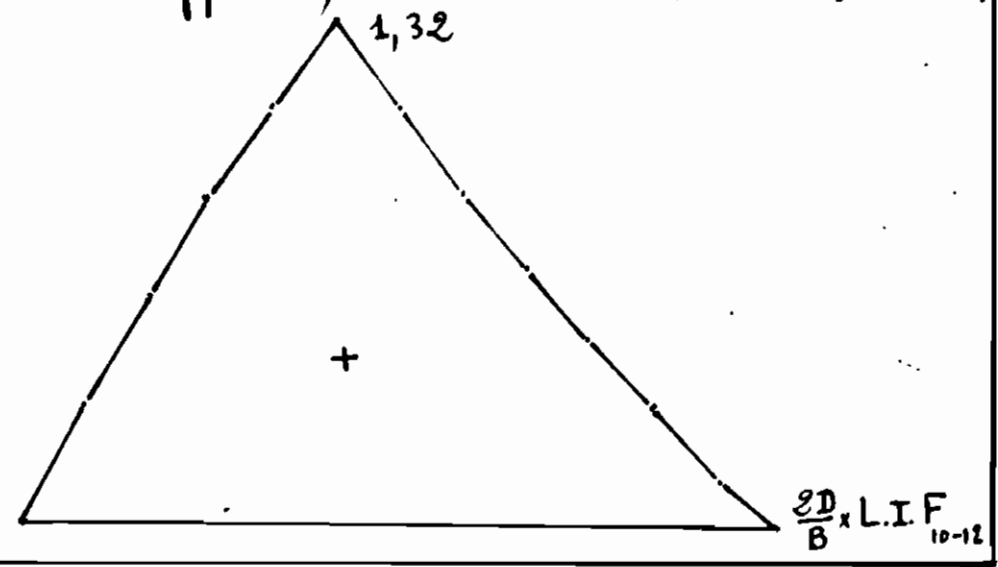
$F_{10-12, \max}$ est obtenue quand la 1^{re} machine dépasse la travée et que la 2^e roue du 1^{er} tender est à 8,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite

$\Leftrightarrow F_{10-12, \max} = 10,07 P$ en Tension

$\Leftrightarrow F_{11-13, \max} = 10,07 P$ en Compression

c) L.I.F.₁₀₋₁₂ corrigé pour travée d'extrémité :

le maximum est obtenu avec $\frac{eD}{B} = 1,307$ à l'appui a, $\frac{eD}{B} = 0,865$ à l'appui b, les autres valeurs s'en suivent :



$F_{10-12} \text{ max}$ est obtenue à la position précédente du train type:

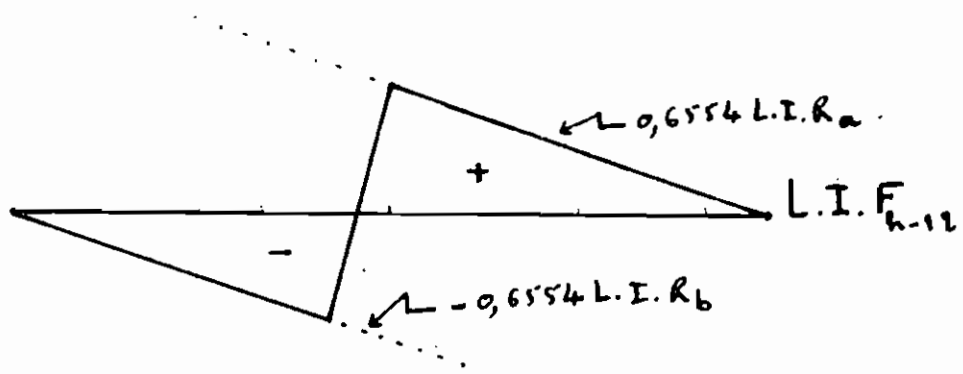
$\Leftrightarrow F_{10-12} \text{ max} = 8,37 P$ en Tension

$\Leftrightarrow F_{11-13} \text{ max} = 8,37 P$ en Compression.

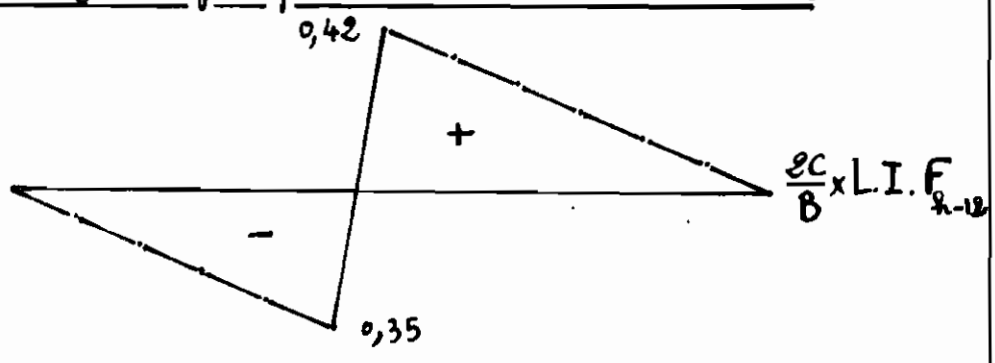
25] F_{h-12} et F_{h-13} :

F_{h-12} et F_{h-13} sont égales de signes contraires.

a) L.I. normale de F_{h-12} :



b) L.I. F_{h-12} corrigée pour travée intermédiaire:



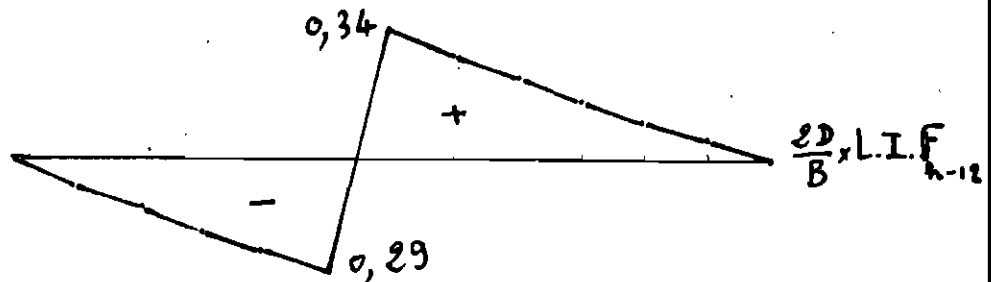
$F_{h-12} \text{ max}$ est obtenue quand la 1^{ère} roue de la 1^{ère} machine est à 12,5 m de l'appui a, les autres charges suivant à droite.

$\Leftrightarrow F_{h-12} \text{ max} = 1,91 P$ en Tension ; 1,45 P (C)

$\Leftrightarrow F_{h-13} \text{ max} = 1,91 P$ en Compression
et 1,45 P (T)

c) L.I. F_{h-12} corrigée pour travée d'extrémité :

i) $\frac{\sum D}{B} = 1,307$ à l'appui a et $\frac{\sum D}{B} = 0,865$ à l'appui b :

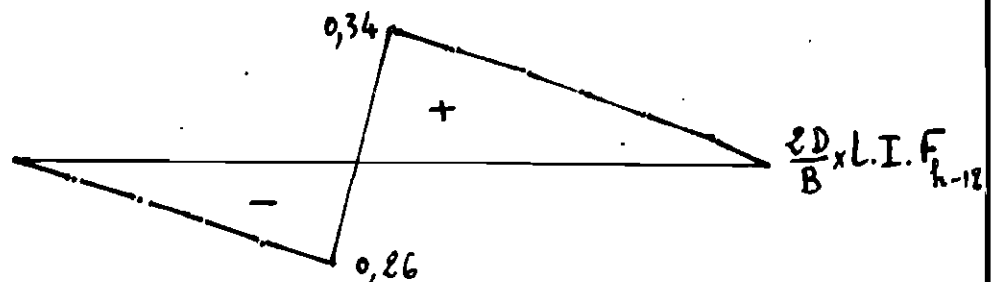


$F_{h-12 \text{ max}}$ est obtenue quand la 1^{re} roue de la 1^{re} machine est à 15 m de l'appui a (milieu de la travée), les autres charges suivant à droite.

$$\Leftrightarrow F_{h-12 \text{ max}} = 1,53 P \text{ en Tension}$$

$$\Leftrightarrow F_{h-13 \text{ max}} = 1,53 P \text{ en Compression}$$

ii) $\frac{\sum D}{B} = 0,865$ à l'appui a et $\frac{\sum D}{B} = 1,307$ à l'appui b :



$F_{h-12 \text{ max}}$ est obtenue à la position précédente du Train type

$$\Leftrightarrow F_{h-12 \text{ max}} = 1,66 P \text{ en Tension ; } 1,03 P (C)$$

$$\Leftrightarrow F_{h-13 \text{ max}} = 1,66 P \text{ en Compression.}$$

Donc pour la travée d'extrémité nous avons

$$F_{h-12 \text{ max}} = 1,66 P \text{ en Tension ; } 1,03 P (C)$$

$$F_{h-13 \text{ max}} = 1,66 P \text{ en Compression ; } 1,03 P (T)$$

$$\Leftrightarrow (F_{h-12})_y = (F_{h'-12})_y \quad (3')$$

i) l'angle α étant le même

$$\Rightarrow (3') \Leftrightarrow F_{h-12} = F_{h'-12}$$

\Rightarrow la membrure $h-12$ en tension, comme supposé,

$\Leftrightarrow h'-12$ en compression et inversement.

ii) (3') dans (1') $\Leftrightarrow F_{13-12} = 0$

\Leftrightarrow la membrure $13-12$ n'est pas sollicitée quand le nœud 12 n'est pas chargé.

Donc si le nœud 12 est chargé nous avons :

Travée intermédiaire : $F_{13-12} = \frac{1}{2} \times 1,279 P$
 $= 0,6395 P$ en Tension.

Travée d'extrémité : $F_{13-12} = \frac{1}{2} \times 1,058 P$
 $= 0,5290 P$ en Tension.

si le nœud 12 n'est pas chargé $\Rightarrow F_{13-12} = 0$.

27) La seconde moitié du treillis

L'étude précédente prouve que :

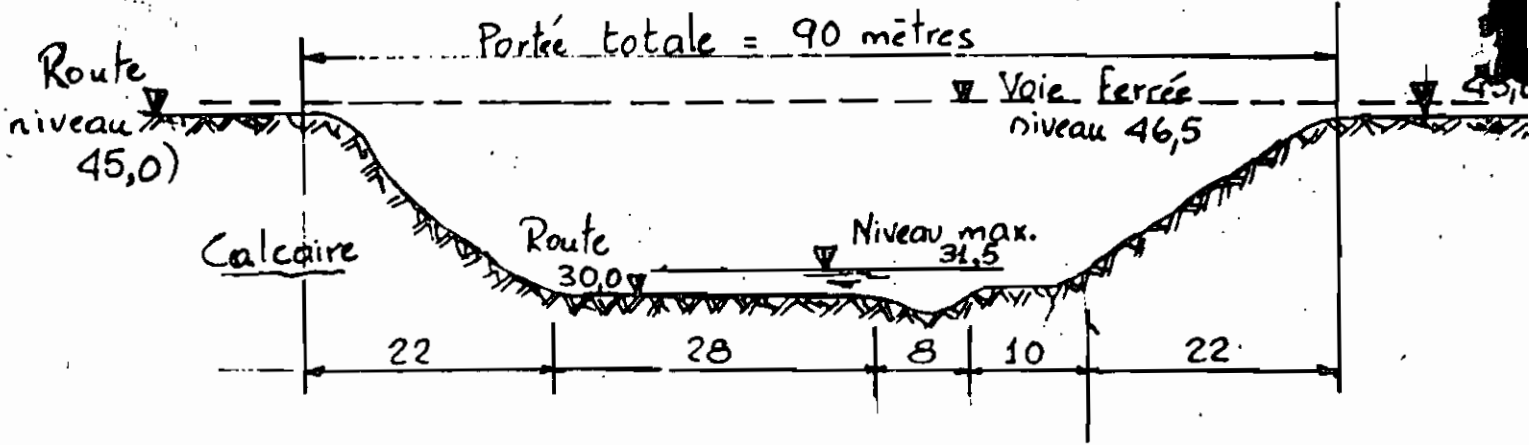
si $h-12$ est en tension alors $h'-12$ est en compression et inversement.

$$\Leftrightarrow \begin{cases} h-13 \text{ en Compression (Tension) alors } h'-12 \text{ en Compression (Tension)} \\ h-12 \text{ en Compression (Tension) alors } h'-13 \text{ en Compression (Tension)} \end{cases}$$

Le treillis étant symétrique et le train circulant en sens double, nous pouvons dire d'une façon générale que si nous prenons le point o comme étant le milieu de la membrure $12-13$, alors les membrures symétriques par rapport à ce centre du treillis, o , ont des sollicitations maximales égales.

Annexe 6.

PONT-RAIL SUR UNE COURBE



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- C.S.A. S1.1966, Steel Railway Bridges, Canadian Standards Association, 1966.
- CAN3. S6.1178, Design of Highway Bridges, Canadian Standards Association, 1978.
- Metric Structural Steel Design DATA, Canadian Institute of Steel Construction, 1979.
- Instruction Générale I-49.402, Service Technique de la Régie des Chemins de Fer du Sénégal
- La Voie. Tome I - Constitution, Service Technique de la S.N.C.F., Région de Toulouse, Tirage 1979.
- ALFIO SENI, Cours de Ponts 1.517, E.P.T., 1975
- CHARLES MASSONNET, SERGE CESCOTTO, Mécanique de Matériaux, Eyrolles, 1980
- JEAN ALIAS, la voie ferrée, Eyrolles, 1977
- NORRIS, WILBUR, VTKU, Elementary Structural Analysis, Mc Graw-Hill Book Company, 1976
- PIERRE SIBILLE, Construction Métallique I. n° 1.413, E.P.T.
- R.N. WHITE, P. GERGELEY, R.G. SEXSMITH, Structural Engineering, New York Wiley, 1972
- BOULOS S. A., Notes de Cours Construction Métallique, STRUC 4.22 - STRUC 5.12, E. P. T., 1981-1982.
- ROGER LUPIEN, Notes de Cours Structure, STRUC 4.11 - STRUC 4.23, E. P. T., 1981.