

PONT-RAILS METALLIQUE

DIRECTEUR:

S. A. BOULOS

AUTEUR:

BADARA TALL

Remerciements

Je tiens tout particulièrement à remercier mon Directeur de projet :

Mr. S. A. Boulos

Professeur exemplaire, il l'est. Toute une année universitaire, durant, il m'a ménagé aucun effort pour me faire profiter de son expérience pour que ce travail soit fait.

Qu'il trouve ici mes sincères remerciements.

Mes remerciements vont :

- Aux parents et amis et à tous ceux qui de loin ou de près m'ont apporté leur soutien moral.
- A Mr. Daniel Fortin, professeur à l'E.P.T
- A Mr. Georges Torrealba, professeur à l'E.P.T
- A la Direction de la Régie des chemins de fer du SENEGAL

Sommaire.

On se propose de faire un avant projet d'un pont - rails métallique.

Le pont est, à poutres latérales avec tablier supérieur. Toutes les forces sont transmises à l'arc par des barres verticales appelées suspentes.

Ne disposant pas de la norme ACNOR S1 "Railway Bridges" et de la norme Française toutes deux régissant les ponts de chemin de fer, on s'est trouvé contraint d'adopter une solution de fortune qui consiste à utiliser la Norme ACNOR S 16.1, des bâtiments à ossature métallique.

Mais cependant on fera souvent appel à certaines recommandations françaises si le besoin se fait sentir.

Tout le dimensionnement de l'ossature du tablier a été fait et celui des suspentes.

Le calcul de stabilité de l'arc reprenant tous les efforts sur le tablier est entamé mais non terminé, ceci pour avoir accusé un retard d'un mois en changeant de sujet.

TABLE DES MATIERES

	<u>Pages</u>
A - <u>Introduction</u>	1
1. Historique	1
2. Généralités sur les ponts en arc	1
3. Choix de la forme.	2
B - <u>Éléments constitutifs du pont</u>	4
1. Tablier	4
2. Superstructure	5
C. Géométrie de l'arc	7
D - <u>Matériaux utilisés</u>	16
a) bois	16
b) béton	18
c) acier	19
E - <u>Dimensionnement</u>	20
1. traverses	20
2. Longeons	22
3. Trottoirs	33
4. Entretoises	40
5. Ponts secondaires	51
6. Suspentes	59
F. <u>Stabilité de l'arc</u>	69
G - <u>Conclusion et discussion</u>	111
H <u>REFERENCES</u>	112

A - Introduction

1 - Historique

D'une façon très générale on appelle pont tout ouvrage qui franchit un espace. Pour désigner sa fonction on dira : Pont - route, Pont - rail, Pont - canal etc...

Les ponts furent d'abord tous en bois et le bois reste encore employé dans divers pays; la Suisse en a conservé des ponts du XIV siècle.

À l'avènement des chemins de fer en France, toutes les traversées de la Seine furent réalisées par des ponts en bois.

Les ponts en fer furent créés en Angleterre en 1845 peu de temps après l'avènement des chemins de fer. L'acier fut utilisé pour la première fois vers les années 1884. Il a permis l'exécution de ponts en arc de 503m et de ponts suspendus allant jusqu'à 1298m.

2 - Généralités sur les ponts en arc

L'arc est une pièce prismatique ou une poutre triangulée en courbe, surmonté généralement d'un longeron rectiligne qui constitue un élément essentiel de l'ossature du tablier sur lequel sont assemblés des entretoises qui servent avec les longerons à porter la couverture.

Des montants transmettent à l'arc les poids

du tablier et des charges vives. Ces montants appelés suspentes sont assemblés de façon rigide et ont une faible largeur afin que leur flexibilité leur permette de se prêter aux déplacements discordants du tablier et de l'arc sans pour autant créer des couples ou des efforts horizontaux capables d'influencer les conditions de stabilité.

Dans le cas des arcs à deux articulations la totalité des efforts dus au vent est reportée sur les arcs. Les arcs sont reliés par des pontons de contreventement sur toutes leurs longueurs sauf immédiatement au-dessus du tablier où l'on dispose un cadre rigide.

3. Choix de la forme du pont.

Toute considération esthétique mise à part, ce choix dépend d'un certain nombre de facteurs parmi lesquels on peut noter.

- La destination de l'ouvrage (nature des surcharges).
- L'impact socio-économique.
- Le site.
- La portée

L'ouvrage qu'on se propose d'étudier permet de franchir une vallée dans le désert. On pourrait de faire une voie ferrée simple avec deux passages

pour piétons -

La portée totale du pont est de 90 m et le niveau de la voie ferrée sera de +15 m, au-dessus de la route. Le terrain est calcaireux.

En essayant d'estimer le bilan des forces qui agissent sur le pont, on peut affirmer sans risque de se tromper, que le sol doit avoir une grande résistance. Dans le cas où le sol ne donne pas entière satisfaction, on se trouve contraint de choisir une structure adéquate.

Compte tenu de toutes ces considérations, le choix de la forme est porté sur l'arc qui reprend toutes les forces que lui transmettent les suspentes. On peut encore dire que plus la portée est grande et plus l'influence de ces forces devient prépondérante par rapport à celle des surcharges, de ce fait, l'utilisation de l'acier devient non seulement importante mais aussi celle de l'arc pour reprendre les efforts sans avoir des effets négatifs sur le sol de fondation.

L'arc est ici une parabole. En général, la parabole et le cercle sont les plus utilisés dans le design des arcs parce que non seulement ils donnent satisfaction sur le plan esthétique mais simplifient largement les calculs et représentent mieux les efforts.

B. Éléments Constitutifs du pont

1. Le tablier

1.1. Les longerons.

Ce sont des poutres parallèles à l'axe longitudinal de la voie reposant sur les entretoises et supportant les rails et traverses.

1.2 Les entretoises

Elles sont perpendiculaires aux poutres secondaires qu'elles relient. Elles s'opposent non seulement au déversement latéral mais servent à solidariser les longerons en répartissant les surcharges et le poids mort sur les poutres en dessous.

1.3 Les poutres secondaires

Les efforts dus au poids propre et aux surcharges sont transmis aux poutres, qui les transmettent à l'arc et aux appuis par l'intermédiaire des suspentes.

1.4. Les pièces de pont.

Elles constituent l'élément essentiel du tablier. En général on les fait à âme pleine pour augmenter leur rigidité. Elles jouent à peu près le même rôle que les entretoises.

1.5 Le contreventement

Pour assurer la stabilité du tablier sous les efforts du vent et aussi éviter le déversement latéral, il convient de le contreventer par une série de poutraisons croisées horizontales entre les poutres latérales. Le contreventement sert d'appuis latéraux.

2. Les superstructures.

2.1. Les trottoirs.

De part et d'autre de la voie, à partir de l'axe des poutres secondaires, il y a un trottoir de 1,50 m de large en béton armé.

2.2. Les garde-caps.

Ils sont fixés sur le bord extérieur du trottoir et ont une hauteur "H" définie par:

$$H = 0,95 + 0,005 h \pm 0,05$$

H et h sont en mètres

Référence: Cours de ponts par une Réunion d'Ingénieurs. Eyrolles Editeur. Page 29.

Les surcharges de garde-caps sont de deux sortes :

- surcharges verticales
- surcharges horizontales

2.3 La chaussée

Le pont est à une voie réversible. Les rails sont du type 36 kg.

2.4. L'arc.

Il est bi-articulé et constitué de deux arcs de parabole parallèles. Chacun des arcs doit être analysé comme étant une pièce courbe.

2.5. Les suspentes.

Elles relient l'arc au tablier. Elles sont assemblées de façon rigide et en général on leur donne une faible largeur, de telle sorte que leur flexibilité leur permette de mieux se prêter aux déplacements discordants du tablier et de l'arc sans créer des couples ou des efforts horizontaux capables d'influencer les conditions de stabilité.

C-Géométrie de l'arc

L'arc est formé de deux paraboles parallèles, des-
tantes de h . A m. portée la flèche est f .

$$h = \frac{2}{100} (\text{portée}) = \frac{2}{100} \times 90 = 1,80 \text{ m}$$

$$f = \frac{1}{15} \times 90 = 6 \text{ m.}$$

1. Equation de la première parabole.

$$y = ax^2 + bx + c.$$

Hypothèses

$$(i) \quad x=0 \quad y=0 \quad \Rightarrow \quad c=0$$

$$(ii) \quad x=45 \quad y=f=6$$

$$(iii) \quad x=90 \quad y=0$$

$$(ii) \Rightarrow (45)^2 a + 45b + c = 6$$

$$(iii) \Rightarrow (90)^2 a + 90b + c = 0$$

$$(iii) \Rightarrow (90)^2 a + 90b = 0$$

$$(ii) \Rightarrow (45)^2 a + 45b = 6$$

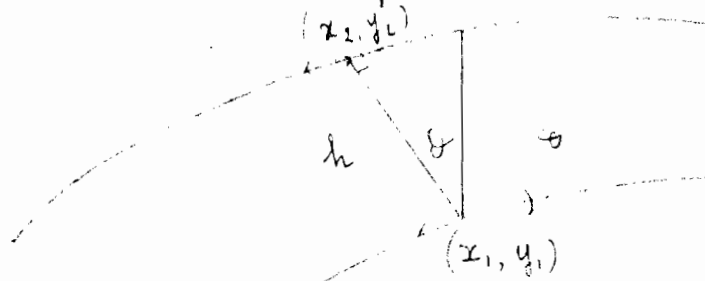
$$b = -90a \Rightarrow 675a + 15(-90)a = 2$$

$$a = -\frac{2}{675}, \quad b = \frac{36}{135}$$

$$y = -\frac{2}{675} x^2 + \frac{36}{135} x$$

2. Equation de la deuxième parabole.

On cherche les coordonnées de 3 points quelconques pour déterminer cette équation.



$$y = -\frac{2}{675}x^2 + \frac{36}{135}x; \quad \frac{dy}{dx} = \text{tg} \theta = -\frac{4}{675}x + \frac{36}{135}$$

$$x_2 = x_1 \pm h \sin \theta; \quad y_2 = y_1 + h \cos \theta$$

$$x > 45 \text{ m} \Rightarrow x_2 = x_1 + h \sin \theta; \quad y_2 = y_1 + h \cos \theta$$

$$x < 45 \text{ m} \Rightarrow x_2 = x_1 - h \sin \theta; \quad y_2 = y_1 + h \cos \theta$$

$$x = 45 \text{ m} \Rightarrow x_2 = x_1, \quad y_2 = y_1 + h$$

$$x = 0 \Rightarrow \text{tg} \theta = 36/135$$

$$x = 5 \Rightarrow \text{tg} \theta = 32/135$$

$$x = 45 \Rightarrow \text{tg} \theta = 0$$

$$x_1 = 0 \quad x_2 = 0 - 1,8 \sin \theta = -0,464$$

$$y_1 = 0 \quad y_2 = 0 + 1,8 \cos \theta = +1,740$$

$$x_1 = 5 \quad x_2 = 5 - 1,8 \sin \theta = 4,585$$

$$y_1 = -\frac{2}{675}x_1^2 + \frac{36}{135}x_1 = 34/37$$

$$y_2 = y_1 + 1,8 \cos \theta = 3,011 \text{ m}$$

$$x_1 = 45 \quad x_2 = 45 - 0 = 45$$

$$y_1 = 6 \quad y_2 = 6 + 1,8 = 7,8$$

$$y = ax^2 + bx + c$$

$$\left. \begin{array}{l} x = -0,464 \\ y = 1,740 \end{array} \right\} \Rightarrow (-0,464)^2 a - 0,464b + c = 1,740 \quad (1)$$

$$\left. \begin{array}{l} x = 4,585 \\ y = 3,011 \end{array} \right\} \Rightarrow (4,585)^2 a + 4,585b + c = 3,011 \quad (2)$$

$$\left. \begin{array}{l} x = 45 \\ y = 7,8 \end{array} \right\} \Rightarrow (45)^2 a + 45b + c = 7,800 \quad (3)$$

$$(2) - (1) \Rightarrow 1,271 = 20,807a + 5,049b$$

$$(3) - (2) \Rightarrow 4,789 = 2003,978a + 40,415b$$

En résolvant ces deux équations on a :

$$a = -\frac{2,93}{1000} ; b = \frac{2,64}{10} ; c = 1,86$$

$$y = -\frac{2,93}{1000} x^2 + \frac{2,64}{10} x + 1,86$$

Du fait de la symétrie de la structure, on calcule seulement les ordonnées des deux arcs de 0 à 45 m en suivant une suite arithmétique de premier terme (0) et de raison (3).

Ceci est illustré par le tableau de la page suivante.

x (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	(y ₂ - y ₁) (m)
0	0,00	1,860	1,860
3	0,773	2,626	1,853
6	1,493	3,338	1,845
9	2,160	3,999	1,839
12	2,773	4,606	1,833
15	3,333	5,161	1,828
18	3,840	5,663	1,823
21	4,293	6,112	1,819
24	4,693	6,508	1,815
27	5,040	6,852	1,812
30	5,333	7,143	1,810
33	5,573	7,381	1,808
36	5,760	7,566	1,806
39	5,893	7,699	1,806
42	5,973	7,779	1,806
45	6,000	7,800	1,800

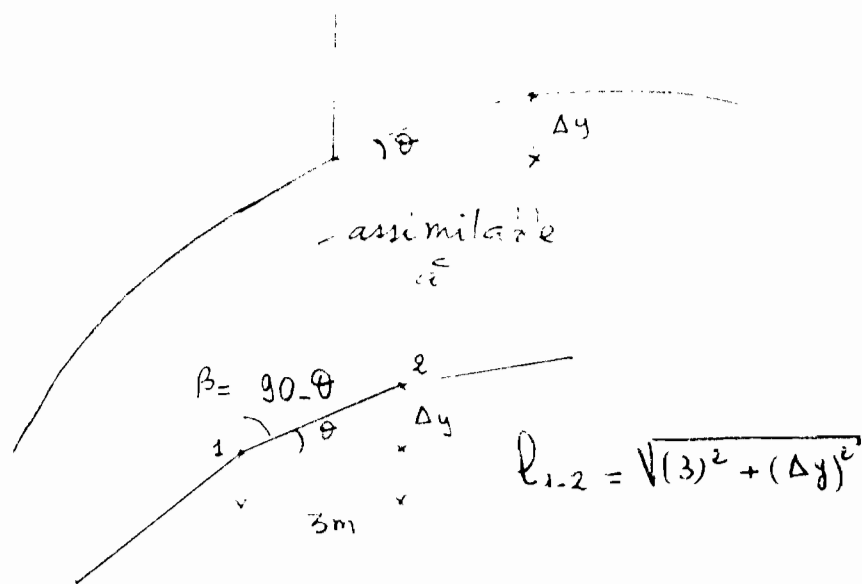
$$x_1 = x_2 = x$$

$$y_1 = -\frac{6x}{8}x_2^2 + \frac{135}{36}x_1 ; y_2 = -\frac{2,93}{8}x_2^2 + \frac{10}{2,64}x_2 + 1,86$$

Coordonnées des deux paraboles.

Angles entre les barres verticales et la première parabole.

Entre deux points de la parabole on assimilera la longueur de la courbe à une droite joignant ces deux points. Il est à noter cependant que les longueurs des arcs entre deux points donnés semblent égales mais en fait elles ne le sont pas parce que la distance entre les deux courbes prise verticalement varie et d'autant plus que la courbe n'étant pas constante, la tangente varie d'une façon non uniforme.



$$\operatorname{tg} \theta = \frac{y_2 - y_1}{3} = \frac{\Delta y}{3} ; \quad \theta = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{\Delta y}{3} \right)$$

$$\beta = 90^\circ - \theta = 90^\circ - \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{\Delta y}{3} \right)$$

- Angles entre braves verticales et normales aux
- longeurs des segments de droite constituant l'arc.
- longeurs des braves verticales.

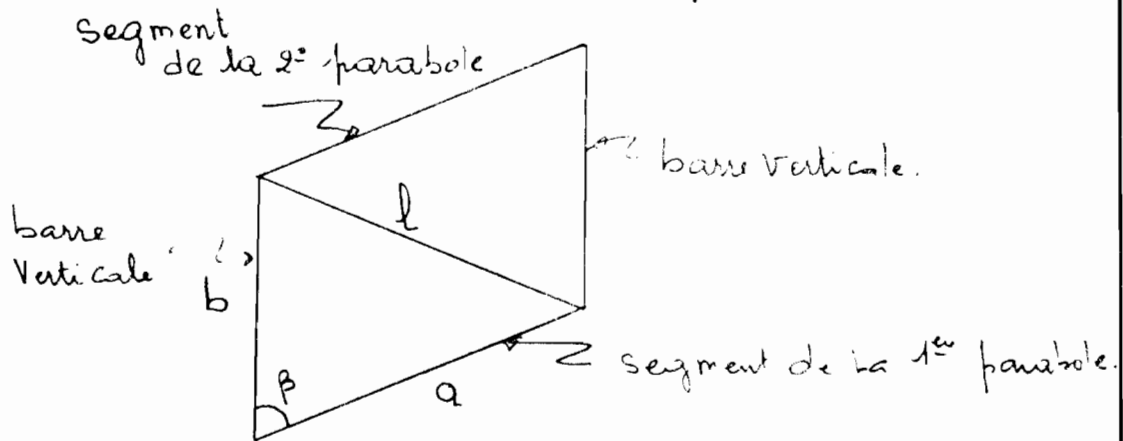
$\Delta y (m)$	$\theta = \arcsin(\frac{\Delta y}{L})$	$\beta = 90^\circ - \theta$	longeurs L14 arc (m)	longeurs de braves verticales (m) x 2	
0,773	14,449	75,551	3,098	1,860	0
0,780	13,496	76,504	3,085	1,853	3
0,667	12,535	77,465	3,073	1,845	6
0,613	11,548	78,452	3,062	1,839	9
0,560	10,573	79,427	3,052	1,833	12
0,507	9,592	80,408	3,042	1,828	15
0,453	8,587	81,413	3,034	1,823	18
0,400	7,595	82,405	3,026	1,819	21
0,347	6,598	83,402	3,020	1,815	24
0,293	5,578	84,422	3,014	1,812	27
0,240	4,574	85,426	3,009	1,810	30
0,187	3,567	86,433	3,005	1,808	33
0,133	2,538	87,462	3,003	1,806	36
0,080	1,527	88,473	3,001	1,806	39
0,030	0,573	89,427	3,000	1,806	42
				1,800	45


 JYVÄSKYLÄN YLIOPISTO
 UNIVERSITY OF JYVÄSKYLÄ

$\Delta y(m)$	$\sigma = \frac{\Delta y}{\Delta t}$	$\beta = \frac{g \cdot \Delta t}{v}$	Longueur de requant
0,116	14,324	75,676	3,096
0,112	13,351	76,649	3,083
0,661	12,426	77,574	3,072
0,601	11,438	78,562	3,061
0,555	10,481	79,519	3,051
0,502	9,499	80,501	3,042
0,449	8,512	81,488	3,033
0,396	7,519	82,481	3,026
0,344	6,541	83,459	3,020
0,291	5,540	84,460	3,014
0,238	4,536	85,464	3,009
0,185	3,529	86,471	3,006
0,133	2,538	87,462	3,003
0,080	1,530	88,470	3,001
0,024	0,401	89,599	3,000

- Angles entre les deux vecteurs et le g : parall.
 - Longueurs des requants (de droite) constant Parc.
 Le requant p' affecte Δ de valeur f-gem que
 (ci - dessous -

Calcul des barres obliques du treillis.



l = longueur de la barre oblique.

$$l^2 = b^2 + a^2 - 2ab \cos \alpha$$

$$l = \sqrt{b^2 + a^2 - 2ab \cos \alpha}$$

Le tableau ci-après donne la longueur des barres obliques du treillis.

Soit h = longueur des suspentes

$$h = 8,30 - y_2$$

- Longueur des bases adjacentes (l_1)
 - Longueur des bases opposées (l_2)

l_1 (m)	l_2 (m)	α	l_1 (m)	l_2 (m)
3,098	3,191	$\pm 5,551$	1,860	1,860
3,085	3,207	$\pm 6,504$	1,853	1,853
3,073	3,223	$\pm 7,465$	1,845	1,845
3,068	3,241	$\pm 8,452$	1,839	1,839
3,052	3,259	$\pm 9,427$	1,833	1,833
3,042	3,277	$\pm 10,408$	1,828	1,828
3,034	3,298	$\pm 11,413$	1,823	1,823
3,022	3,318	$\pm 12,405$	1,819	1,819
3,020	3,340	$\pm 13,402$	1,815	1,815
3,014	3,362	$\pm 14,422$	1,812	1,812
3,009	3,385	$\pm 15,426$	1,810	1,810
3,005	3,409	$\pm 16,433$	1,808	1,808
3,003	3,435	$\pm 17,462$	1,806	1,806
3,001	3,461	$\pm 18,473$	1,806	1,806
3,00	3,486	$\pm 19,422$	1,806	1,806
-	-	-	1,800	1,800

D. Matériaux utilisés

a) Le bois

C'est un matériau hétérogène, hygroscopique, déformable et très sensible aux attaques des insectes.

Son hétérogénéité est due à une croissance irrégulière; la résistance en compression parallèle aux fibres est 3 à 10 fois celle obtenue perpendiculairement. Son habileté d'absorber des chocs, dépend de la résistance.

Il est à noter qu'il est moins influencé par des efforts répétés que les structures cristallines grâce à sa structure fibreuse.

Pour des effets de fatigue en tension parallèles aux fibres, la charge d'endurance pour 30 millions de cycles de contrainte, a été de 40% de la valeur de la résistance du bois séché à l'air.

La présence de nœuds dans le bois crée des régions de moindre résistance et des amorces de rupture.

L'humidité du bois favorise les attaques microbiennes. Si ce taux varie, les dimensions

Variation.

Pour des constructions soumises à une humidité plus ou moins prononcée, les contraintes admissibles sont frappées d'un coefficient de réduction afin de tenir compte d'un éventuel changement de dimensions.

Ces contraintes admissibles varient selon la nature de la sollicitation et la direction des efforts par rapport aux fibres du bois.

La poutre qu'on a utilisée pour traverser est sollicitée en flexion pure.

Le bois choisi est le chêne qui est un bois dur, et a un $R = 120 \text{ daN/cm}^2$ en considérant un taux d'humidité d'environ 15%.

Compte tenu des conditions climatiques, on a adopté ce taux : le pont est supposé être dans le désert.

Avec un taux $\leq 17\%$, aucune réduction de contraintes admissibles ne s'impose.

b) Le béton

C'est un mélange de ciment, d'eau, de sable et d'agrégat. Il faut noter cependant la présence d'une certaine quantité d'air. La granulométrie est choisie de façon à minimiser les vides.

Il a comme avantages :

- Monolithisme : le béton armé forme un tout
- Mise en oeuvre simple
- très économique
- incombustibilité
- souplesse des formes.

Comme inconvénients on peut noter :

- Poids pas du tout négligeable
- Qualité non constante : On est obligé de prendre un coefficient de sécurité qui dépend de l'envergure des ouvrages.
- Résistance : D'une façon générale, c'est à 28 jours qu'on obtient la résistance maximum, chose qui peut prolonger la durée de construction.
- Nécessité de faire du coffrage.
- Rigidité : plus l'ouvrage est rigide, plus il y a d'efforts à reprendre.

Dans notre cas, le béton choisi pour les trottoirs est celui correspondant au dosage 300 kg/m^3 et à la classe 325.

Ce choix a été fait non seulement pour supporter les surcharges d'exploitation mais aussi pour atténuer certaines vibrations causées par le passage du train. Le dosage serait différent si toute la dalle devait servir de couverture au tablier.

Le C.C.B.A. 68 est le guide pour les calculs.

c) L'acier.

Il est caractérisé par sa haute résistance. Ses propriétés mécaniques sont pratiquement invariables dans le temps.

Dans notre cas on a utilisé les aciers Cermadiens. Étant donné que le procédé d'assemblage est la soudure, il faut nécessairement un acier soudable et ductile.

Le choix a été porté sur le type W avec $F_y = 44 \text{ kip/in}^2$ qui est un acier du G40. 21 disponible.

E Dimensionnement

1. Traverses.

- Longueur d'une traverse: 1,50m
- Charge permanente Rails
 $36 \text{ kg} \times \frac{4}{3} = 48 \text{ kg} = 0,048 \text{ t}$.
- Surcharges d'exploitation

Sur une longueur de $\frac{4}{3}$ m il ne peut s'appliquer qu'une seule charge de 10t sur 2 axes.

Évaluation du Coefficient de majoration.

$$K = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4P/s}$$

L = longueur en (m) de l'élément considéré = $\frac{4}{3}$ m.

P = poids total des charges permanentes qu'il supporte et compris son poids propre.

Remarque:

Pour évaluer K, on recommande pour la valeur de P, de majorer le poids des rails de 4 kg environ, ceci en tenant compte du poids du menu matériel.

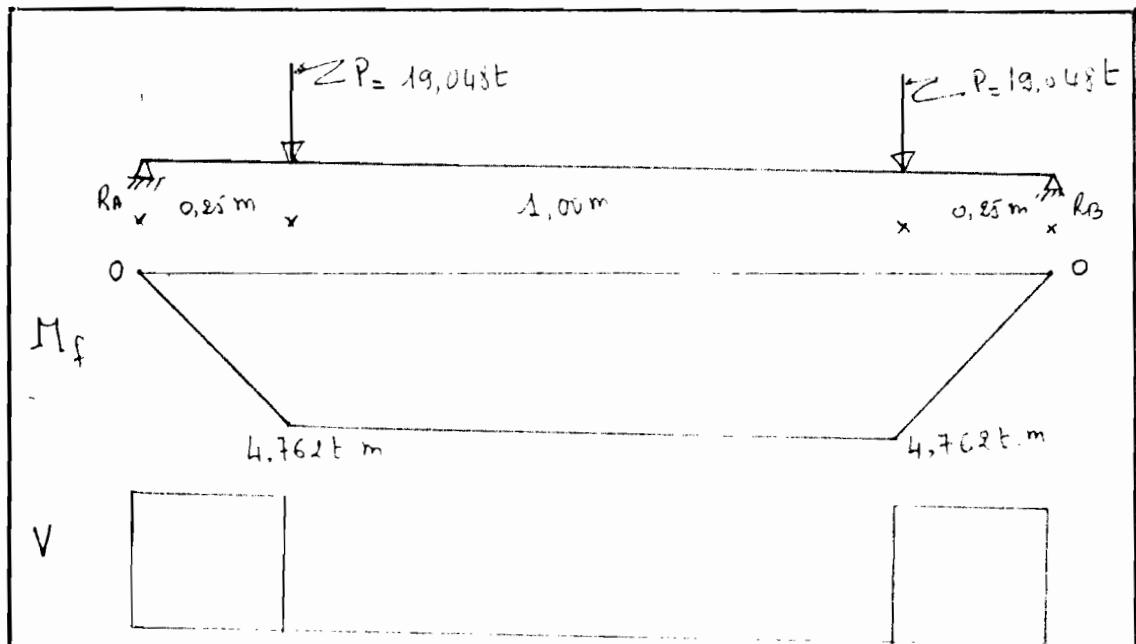
$$P = 40 \times \frac{4}{3} = 53,3 \text{ kg} = 0,0533 \text{ t}$$

S = Poids maximum des surcharges qu'il peut être appelé à supporter = 10t.

$$K = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times \frac{4}{3}} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{0,0533}{10}} = 1,90$$

Charges concentrées sur une traverse:

$$2 \times (0,048 + 1,9 \times 10) = 2 \times 19,048 \text{ t}$$



$$R_A = R_B = 19,048 \text{ t}$$

$$M(x) = R_A(x) - 19,048(x - 0,25)$$

$$M_{\max} = M(x = l/2) = 19,048(0,75 - 0,25) = 4,762 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Pour une forme de section rectangulaire

$$I = \frac{bh^3}{12} ; \quad \frac{I}{v} = \frac{I}{h/2}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} \quad \text{Pour le dimensionnement}$$

$$\frac{M}{R} = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6}$$

$$R = 120 \text{ daN/cm}^2 = 1200 \text{ N/cm}^2 = 0,1224 \text{ t/cm}^2$$

$$M = 4,762 \text{ t}\cdot\text{m} = 476,2 \text{ t}\cdot\text{cm}$$

$$\text{posons } h = \frac{b}{2}$$

$$\frac{M}{R} = \frac{h^3}{3} \Rightarrow h = \left(\frac{3M}{R}\right)^{1/3}$$

$$h = 22,68 \text{ cm} \quad b = 45,36 \text{ cm}$$

posons $b = 46 \text{ cm}$ $h = 23 \text{ cm}$

Vérification de la contrainte réelle dans la traverse soit R'

$$R' = \frac{3M}{h^3} = \frac{3 \times 476,2}{(23)^3} = 0,117 \text{ t/cm}^2$$

$$R' < R = 0,1224 \text{ t/cm}^2$$

Poids d'une traverse:

Densité relative, du chêne: 0,75

$$\text{Soit } \gamma = 750 \text{ kg/m}^3$$

Pour la traverse on a:

$$l = 1,50 \text{ m}$$

$$h = 0,23 \text{ m}$$

$$b = 0,46 \text{ m}$$

$$P = \gamma \cdot l \cdot h \cdot b = 750 \times 1,50 \times 0,23 \times 0,46$$

$$P = 119,025 \text{ kg}$$

$$\text{posons: } P = 0,119 \text{ t}$$

2 - Longerons.

Le calcul se fait sur une portée de 8 m qui est la distance entre deux entretoises.

La poutre sera donc simplement appuyée.

La charge maximale que chaque travée peut transmettre, à chaque longeron si chaque fois qu'une roue d'une machine ou d'un tender passe dessus sera :

- surcharge :	19,0t
- Rails :	0,048t
- travée :	0,0595t
	<hr/>
	19,1075t

$$P = 19,1075t \approx 19,1t$$

Étant donné que toutes roues ne s'appliquent pas en même temps sur les traverses on fera l'hypothèse de calcul suivante :

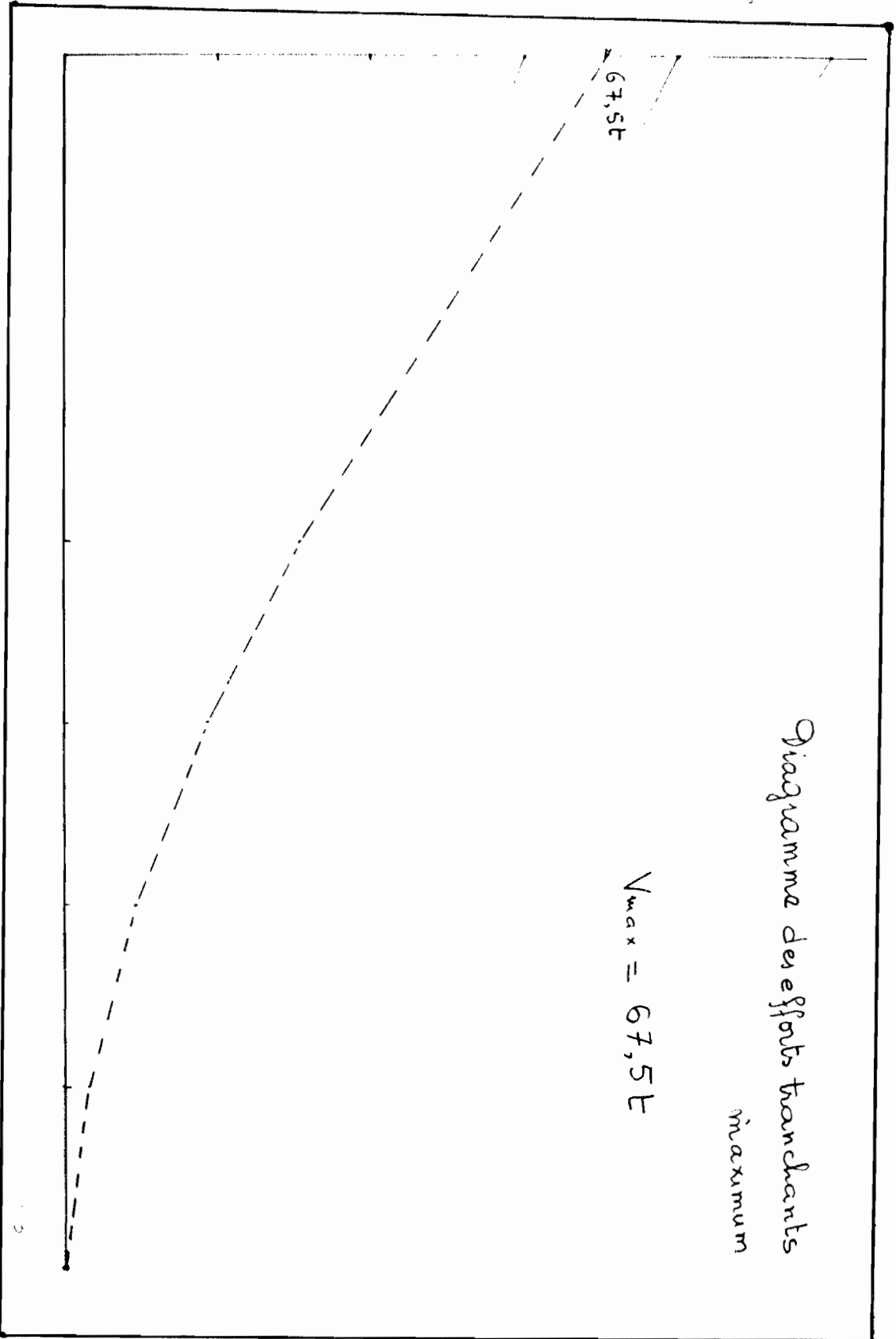
Le train roule sur les longerons avec des charges des 19,1t par essieu ; On a déjà majoré cette valeur.

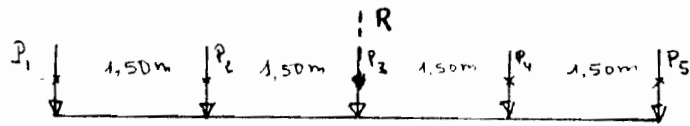
Il faut donc déterminer le moment maximum possible.

Pour tenir compte du poids propre de la poutre, on se propose d'augmenter le moment maximum dû aux charges nives de 10% (le poids uniformément reparté est inconnu)

Diagramme des efforts tranchants
maximum

$$V_{max} = 67,5T$$

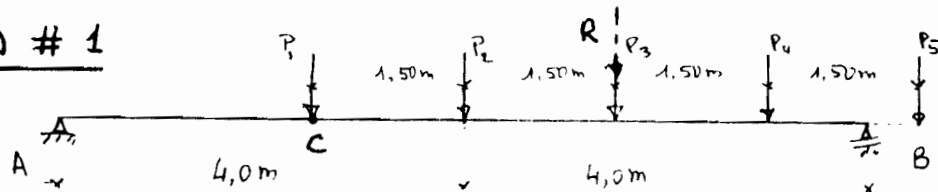




$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = P = 19,11 \text{ t}$$

$$R = 5 \times P = 5 \times 19,11 = 95,55 \text{ t}$$

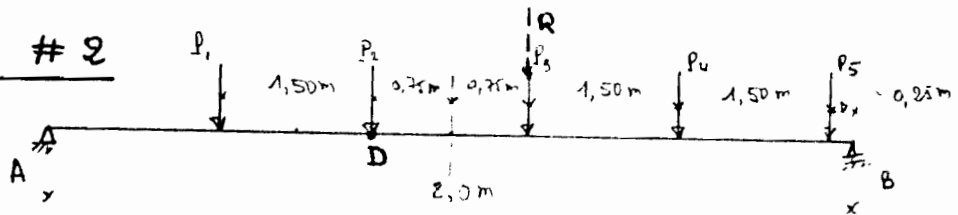
Cas # 1



$$R_A = \frac{P}{8} (5,5 + 4 + 2,5 + 1) = 31,054 \text{ t}$$

$$M_{\max} = R_A \times (4 - 1,50) = 77,635 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cas # 2

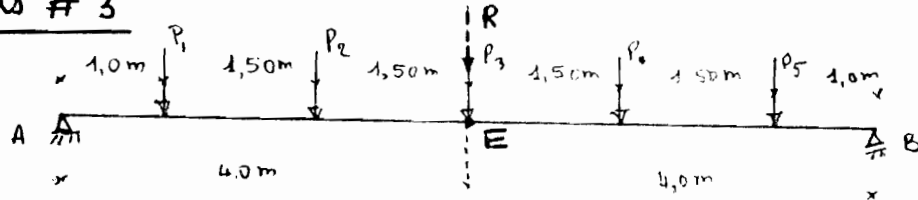


$$R_A = \frac{P}{8} (6,25 + 4,75 + 3,25 + 1,75 + 0,25) = 38,82 \text{ t}$$

$$R_A =$$

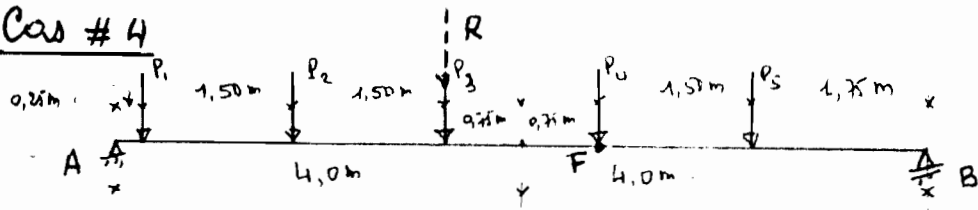
$$M_{\max} = R_A (4 - 0,75) = 126,165 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cas # 3



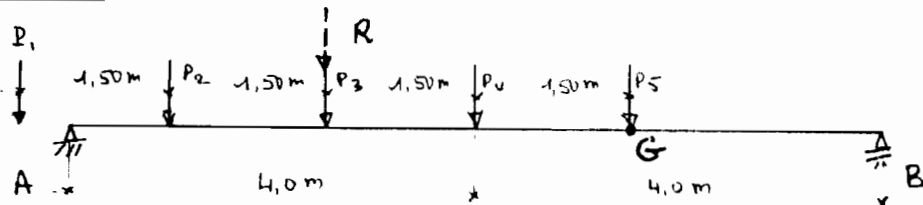
$$R_A = \frac{P}{8} (7 + 5,50 + 4 + 2,5 + 1) = 47,775 \text{ t}$$

$$M_{\max} = R_A \times 4 = 191,10 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cas # 4

$$R_A = \frac{P}{8} (7,75 + 6,25 + (4 + 0,75) + 3,25 + 1,75) = 56,733\text{t}$$

$$M_{M \leq x} = R_A (4 + 0,75) = 269,482\text{t}\cdot\text{m}$$

Cas # 5

$$R_A = \frac{P}{8} [7 + 5,50 + 4 + 2,50] = 45,386\text{t}$$

$$M_{M \leq x} = R_A (4 + 1,50) = 249,623\text{t}\cdot\text{m}$$

Conclusion:

$$M_{M \leq x} \cdot M \leq x = 269,482\text{t}\cdot\text{m}$$

$$= 1949,1633\text{Kip}\cdot\text{ft}$$

$$V_{P_{M \leq x}} = 67,5\text{t} = 148,812\text{Kip}$$

Pour tenir compte, du poids propre de la poutre, on se propose, de majorer M_{max} et V_{max} de 10%

$$M_y = 1,1 \times 1949,20 = 2144,12 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$V_f = 1,1 \times 148,80 = 163,68 \text{ kip}$$

donc:

$$\bar{F}_y = 44 \text{ kip/ft}^2 \quad \bar{F}_u = 65 \text{ kip/ft}^2$$

$$M_y = S \times F_y \Rightarrow S = \frac{M_y}{F_y}$$

$$S = \frac{2144,12}{44} \times 12 = 584,76 \text{ ft}^3$$

Avec la table des profilés on se propose, de choisir W/30 x 190 qui a $S = 588 \text{ ft}^3$

- Contraintes normales longitudinales

$$\frac{b}{t} = \frac{15,04}{2 \times 1,19} = 6,32 < \frac{54}{\sqrt{44}} = 8,14$$

$$\frac{h}{w} = 39,1 < \frac{420}{\sqrt{44}} = 63,3$$

Conclusion: on est dans la classe 1

. Rupture par déformations plastiques.

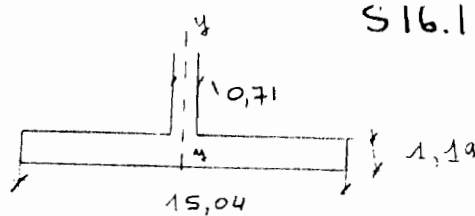
§ 16.1 § 13.6-1

$$M_n = \phi Z \bar{F}_y = 0,9 \times 661 \times 44 = 26175,6 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$M_n = 2181,3 \text{ kip}\cdot\text{ft} > M_y.$$

Rupture par déversement

$$L = 8 \text{ m} = 26,25 \text{ ft.}$$



S16.1 §13.6.1

$$\bar{I}_{yy} = \frac{1,19 \times (15,04)^3}{12} = 337,372 \text{ ft}^4$$

$$A_T = \text{aire d'une semelle} + \frac{1}{6} (\text{aire de l'âme})$$

$$A_T = 1,19 \times 15,04 + \frac{1}{6} (30,12 - 2 \times 1,19) \times 0,71$$

$$A_T = 21,18 \text{ ft}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{\bar{I}_{yy}}{A_T}} = \sqrt{\frac{337,372}{21,18}} = 3,991 \text{ ft}$$

$$\sigma_1 = \frac{20.000}{L \times (d/A_f)} = \frac{20.000}{26,25 \times 12 \times 1,69} = 37,57 \text{ kip/ft}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{250.000}{(L/r_T)^2} = \frac{250.000}{(26,25/3,991)^2} = 40,13 \text{ kip/ft}^2$$

$$S = 588 \text{ ft}^3$$

$$w = 1$$

S16.1 §13.8.4

$$M_u = \frac{S}{w} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = \frac{588}{1} \sqrt{(37,57)^2 + (40,13)^2}$$

$$M_u = 32323,541 \text{ kip} \times \text{ft} = 2693,630 \text{ kip} \times \text{ft}$$

$$M_u = 2693,630 \text{ kip} \times \text{ft.}$$

$$M_p = F_y \times Z_x = 44 \times 661 = 29084 \text{ kip} \times \text{po}$$

$$M_p = 2423,667 \text{ kip} \times \text{m}$$

$$M_u = 2693,63 \text{ kip} \times \text{m} > \frac{2}{3} M_p$$

$$\Rightarrow M_n = 1,15 \phi M_p \left(1 - \frac{0,28 M_p}{M_u} \right) \leq \phi M_p$$

$$M_n = 1,15 \times 0,9 \times 2423,667 \left[1 - \frac{0,28 \times 2423,667}{2693,63} \right]$$

$$M_n = 1876,511 \text{ kip} \cdot \text{m} \neq M_y.$$

On se propose de mettre des appuis latéraux.



Déterminons L_u pour connaître le nombre d'appuis
Comme M_n de renversement doit être égal, au
 M_n de rupture par de formations plastiques class

$$M_u > \frac{2}{3} M_{py} \quad \text{S 16.1} \quad \text{§ 13.6.1}$$

$$M_n = 0,9 M_p = 1,15 \phi M_p \left(1 - \frac{0,28 M_p}{M_u} \right)$$

$$\phi = 0,9$$

$$\Rightarrow 1 = 1,15 \left(1 - 0,28 \frac{M_p}{M_u} \right)$$

$$\frac{M_p}{M_u} = 0,466 \Rightarrow M_u = 2,147 M_{py}$$

on se bien suffire $M_p = M_{py} = M_y.$

$$M_u = \frac{S_x}{W} \sqrt{V_1^2 + V_2^2} = 2,147 M_{py}$$

$$\sqrt{V_1^2 + V_2^2} = 4,609 \frac{M_{py}^2 W^2}{S_x^2}$$

On obtient la relation suivante.

$$\frac{1}{L_u^2} \left(\frac{20.000}{12 \times d/A_f} \right) + \frac{1}{L_u^4} \left(\frac{200.000}{12/k_T} \right)^2 = 4,609 \frac{M_{Py}^2 W^2}{S_x^2}$$

$$4,609 \frac{M_{Py}^2 W^2}{S_x^2} L_u^4 - \frac{2778 \cdot W^3}{(d/A_f)^2} L_u^2 - 3014 \cdot 10^3 k_T^4 = 0$$

$$w = 1 \quad k_T = 3,99 \text{ psi} \quad S_x = 588 \text{ in}^3 \quad \frac{d}{A_s} = 1,69 \text{ in}^{-1}$$

$$M_{Py} = 29084 \text{ kip} \cdot \text{ft} = 2423,667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$4,609 \times \left(\frac{29084 \times 1}{588} \right)^2 L_u^4 - \frac{2778 \times 10^3}{(1,69)^2} L_u^2 - 3014 \times 10^3 \cdot (3,99)^4 = 0$$

$$11276,136 L_u^4 - 972655 L_u^2 - 7,6389 \cdot 10^8 = 0$$

$$L_u^4 - 86,258 L_u^2 - 67744,686 = 0$$

$$\text{posons } m = L_u^2 > 0$$

$$m^2 - 86,258 m - 67744,686 = 0$$

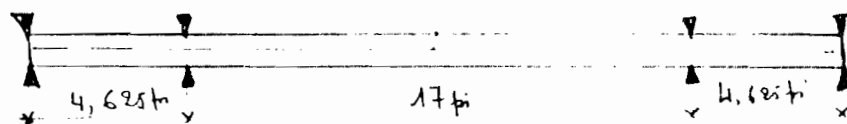
$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{(86,258)^2 + 4 \times 67744,686} = 527,65$$

$$\underline{m > 0} \quad m = \frac{-(-86,258) + \sqrt{\Delta}}{2} = 306,956$$

$$L_u = \sqrt{m} = + 17,52 \text{ ft}$$

Comme la section centrale est la plus dangereuse (voir diagramme des moments avec train de charges*), On se propose de mettre deux appuis intermédiaires latéraux (comme l'illustre la figure ci-après.

* train de charge Cas # 4.



Zone centrale: $L = 17 \text{ ft} < L_u = 17,52 \text{ ft}$

$$\Rightarrow M_n = 2181,3 \text{ kip} \cdot \text{ft} > M_f = 2144,12 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Zone d'extrémité

$$L = 4,625 \text{ ft} < L_u \Rightarrow \text{on a}$$

$$M_n = 2181,3 \text{ kip} \cdot \text{ft} > M_f$$

Notons que M_f dans cette zone est différente de $2144,12 \text{ kip} \cdot \text{ft}$ et même inférieur (Référence: diagramme des moments maximum.)

— Contraintes normales transversales.

• Rupture par déformations plastiques.

Dans nos calculs on suppose qu'il n'y a pas de plaque d'assise; chose qui est sans fondement parce que les longerons reposent sur les entretoises. Mais cependant si on tient compte du fait qu'on n'a pas encore dimensionné ces entretoises, on ne peut pas envisager dans ces hypothèses de calcul, des plaques d'assise.

SI 6.1 § 15.8.

1. Charges intérieures sans cisailisseurs:

$$\begin{aligned} \llcorner) B_n &= 1,25 \phi W (2k) F_y \\ &= 1,25 \times 0,9 \times 0,71 \times 2 \times 2^{3/16} \times 4W = 153,76 \text{ kip} \end{aligned}$$

$$B_n > P_f = 5 \times 10 \times 2,2046 = 110,23 \text{ kip}$$

La vérification aux reactions s'avère inutile.

- Rupture par flambage de l'âme

S16.1 § 15.9 Semelle supérieure libre de tourner.
Sans raidisseurs.

$$P_{cr} = \phi \frac{16700}{(h/w)^2} \left[2 + \frac{4}{(a/l)^2} \right] A \quad \frac{a}{l} = \infty$$

$$P_{cr} = \phi \frac{16700}{(h/w)^2} \times 2 \times A$$

$$A = (30,12 - 2 \times 1,19) \times 0,71 = 19,6954 \text{ po}^2$$

$$\frac{h}{w} = 19,1$$

$$P_{cr} = 0,9 \times \frac{16700}{(19,1)^2} \times 2 \times 19,6954 = 1622,88 \text{ kips}$$

$$P_{cr} > 148,812 \text{ kips.}$$

- Contraintes tangentielles.

$$\S 13.4.1 \quad V_{cr} = \phi A_w \bar{F}_s$$

$$A_w = 21,4 \text{ po}^2$$

$$\frac{a}{h} = \infty \Rightarrow \bar{T} = 1 ; \eta = 0 ; k_r = 5,34 \text{ kip/po}^2$$

$$\frac{h}{w} = 19,1 ; 167 \sqrt{\frac{k_r}{F_y}} = 167 \sqrt{\frac{5,34}{44}} = 58,18$$

$$\Rightarrow \frac{h}{w} < 167 \sqrt{\frac{k_r}{F_y}} \Rightarrow \bar{F}_s = 0,66 \bar{F}_y \quad \S 13.4.1$$

$$\bar{F}_s = 0,66 \times 44 = 29,04 \text{ kip/po}^2$$

$$V_{cr} = 0,9 \times 21,4 \times 29,04 = 559,3104 \text{ kips}$$

$$\Rightarrow V_{cr} > V_f \Rightarrow L < W \ 30 \times 190$$

Convient en G 40. 21 44 W mais avec efforts.

3. Grottoirs

Ils sont supportés par les entretoises distantes de 8 m, chacune. On les fait en béton armé.

Une partie de cette dalle repose sur la semelle des longerons et sera reliée à ces longerons à l'aide de goujons. Les supports latéraux des longerons seront également fixés dans la dalle. Ainsi donc on peut considérer cette dalle comme étant encastree à l'une des extrémités.

L'encyclopédie du bâtiment et Ouvrages d'art de Génie Civil recommande de considérer une surcharge des garde-corps de 100 kg/ml .

Les garde-corps sont encastres dans la dalle (voir schéma en annexe).

Pour être assuré d'un bon encastrement

On met des pontes, au contact des longerons avec la dalle et, au bout extrême.

Densité du béton 2500 kg/m^3 par mètre d'épaisseur ; ce qui fait 250 kg/cm d'épaisseur

Supposons qu'on a une dalle de 15 cm de hauteur $\Rightarrow 375 \text{ kg/m}^2$.

$$\sigma'_{28} = 230 \text{ bars} ; \sigma_{0n} = 2350 \text{ bars}$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b = 0,6 \sigma'_{28} = 138 \text{ bars} ; \sigma_c = \bar{\sigma}_c = \frac{2}{3} \sigma_{0n} = 1566,66 \text{ bars}$$

4 Réalisation pratique des sections d'armatures calculées

Les méthodes qui seront exposées dans la suite permettront de déterminer la section théorique totale des armatures tendues ou comprimées d'une section.

Il sera alors nécessaire de réaliser ces sections théoriques au moyen d'un certain nombre de barres dont les diamètres seront choisis uniquement parmi les diamètres normalisés qui, exprimés en millimètres, ont pour valeurs :

5 - 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25 - 32 - 40.

Il faudra combiner ces diamètres normalisés de manière à obtenir une section aussi voisine que possible, par excès, de la section théorique calculée.

Ainsi si le calcul a donné $A = 5,95 \text{ cm}^2$, on pourra prendre $3 \varnothing 16 = 6,03 \text{ cm}^2$.

Il y aura avantage, en ce qui concerne la simplicité d'exécution du ferrailage, à choisir des barres tendues d'un même diamètre \varnothing_1 et des barres comprimées d'un même diamètre \varnothing_2 . Si cette disposition conduisait à une majoration sensible des sections théoriques on prendrait alors pour les armatures tendues, d'une part, et les armatures comprimées, d'autre part, des barres de diamètres différents, mais en cherchant à se limiter à deux diamètres dans chacune des catégories d'armatures considérées, c'est-à-dire \varnothing_1 et \varnothing_2 pour les armatures tendues et \varnothing_3 et \varnothing_4 pour les armatures comprimées.

Pour la réalisation pratique des sections des armatures on pourra utiliser les renseignements donnés par le tableau 1 ci-après :

Tableau 1. — Poids et sections des barres

Diamètre (mm)	Poids du mètre (kg)	Sections en centimètres carrés pour un nombre de barres égal à									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0,154	0,19	0,39	0,59	0,78	0,98	1,17	1,37	1,57	1,76	1,96
6	0,222	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,82
8	0,395	0,50	1,00	1,50	2,01	2,51	3,01	3,51	4,01	4,52	5,02
10	0,617	0,78	1,57	2,35	3,14	3,92	4,71	5,49	6,28	7,06	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,208	1,54	3,08	4,62	6,15	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39
16	1,578	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,99	25,13	28,27	31,41
25	3,853	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,12	32,17	40,21	48,25	56,29	64,34	72,38	80,42
40	9,865	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,39	87,96	100,53	113,09	125,65

Tous les calculs qui suivent relatifs aux trottoirs sont basés sur :

C.C.B.A.68 Modifications 1970

Editions Eyrolles 1976.

1- On fait le calcul sur 1 m de largeur.

- Charge permanente: $G = 375 \text{ kg/ml}$

- Surcharges d'exploitation: $P = 450 \text{ kg/ml}$.

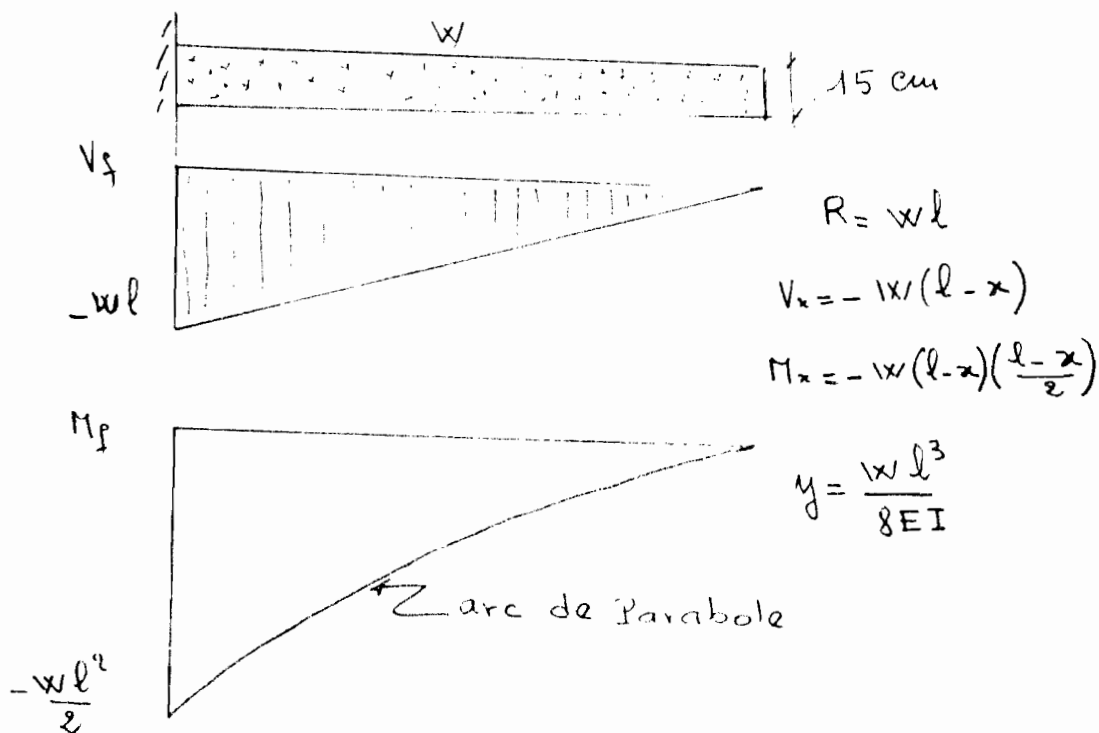
+ 350 kg/ml pour les trottoirs

+ 100 kg/ml pour les garde-corps.

$S = G + 1,2 P$: sollicitations du premier genre.

$$S = 375 + 1,2 \times 450 = 915 \text{ kg/ml}$$

posons $S = w = 915 \text{ kg/ml}$.



$$M_{\text{eff}} = -\frac{Wl^2}{2} = -1029,375 \text{ Kg-m}$$

proposon $M = 102937,5 \text{ Kg-cm}$

$$\alpha = \frac{m}{m+k} \quad k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{1566,66}{138}$$

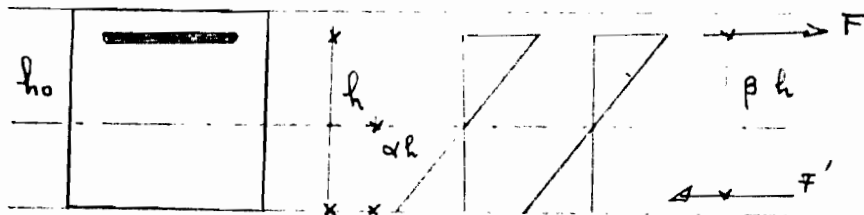
$$m = 15 \Rightarrow \alpha = 0,569$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,810$$

soit $A =$ section d'acier totale.

$$M = \bar{\sigma}_a \cdot A \cdot \beta \cdot h. \text{ On suppose } \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a \text{ et } \bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b$$

- au dessus des poutres transversales.



On suppose qu'on a 2 cm d'enrobage.

$$h = h_0 - 2 \text{ cm} - \phi/2 \quad \text{soit } \phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow h = 12,4 \text{ cm}$$

$\phi =$ diamètre des barres d'acier

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \beta \cdot h} = \frac{102937,5}{1566,66 \times 0,81 \times 12,4} = 6,542 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on choisit, dans le table: 6 ϕ 12 $\Rightarrow A = 6,78 \text{ cm}^2$

$$e = \text{écartement entre les barres} = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

\Rightarrow on choisit $e = 16 \text{ cm}$

on a: 6 barres de $\phi = 12 \text{ mm}$ avec $e = 16 \text{ cm}$.

Vérification:

$$\omega = \frac{A}{bh} = \frac{6,78}{100 \times 12,4} = 0,0055 = \text{pourcentage d'acier.}$$

$$\alpha = \sqrt{2Wm + (Wn)^2} = \sqrt{2 \times 0,0055 \times 15 + (0,0055 \times 15)^2}$$

$$\alpha = 0,414$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,862$$

$$M = A \cdot \sigma_a \cdot \beta \cdot h \Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \beta \cdot h} = \frac{102937,5}{6,78 \times 0,862 \times 12,4}$$

$$\sigma_a = 1420,414 \text{ bars} < \bar{\sigma}_a = 1566,66 \text{ bars.}$$

$$\sigma'_b = \frac{2M}{\alpha \beta b h^2} = \frac{2 \times 102937,5}{0,414 \times 0,862 \times 100 \times (2,4)^2} = 37,519 \text{ bars}$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 133 \text{ bars.}$$

barres de répartition.

$$A = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \text{ from la répartition} = \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

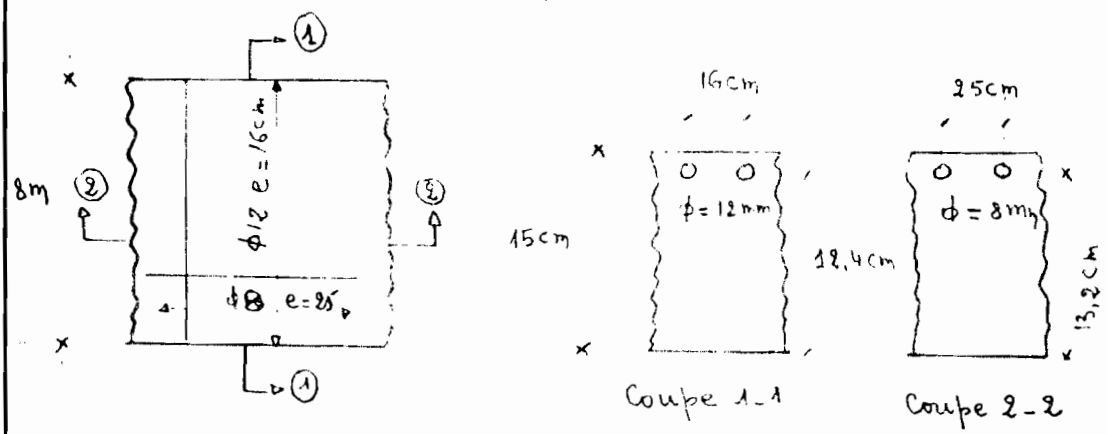
$$e \leq 4h_0 = 60 \text{ cm}$$

$$\text{et } e \leq 45 \text{ cm.}$$

Donc from 1 m de largeur.

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \phi 8$$

$$e = \frac{100}{m} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.} \Rightarrow \phi = 8 \text{ mm} \quad e = 25 \text{ cm.}$$



- Dans la travée de portée $l = 8\text{ m}$.

$$M_{\max} = \frac{w l^2}{8} = \frac{915 \times (8)^2}{8} = 7320 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M = 732 \times 10^3 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

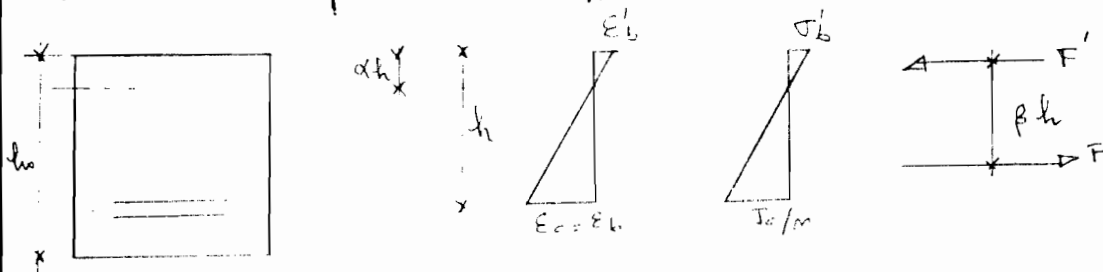
Comme ci-dessus on a :

$$\alpha = \frac{M}{M + K} ; \quad K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$$

$$m = 15 ; \quad \bar{\sigma}_a = 1566,66 \text{ bars} ; \quad \bar{\sigma}_b = 138 \text{ bars}$$

$$\alpha = 0,569 ; \quad \beta = 0,810$$

$$M = \bar{\sigma}_a \cdot A \cdot \beta \cdot h \quad \text{supposons : } \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a \text{ et } \sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$$



$$\text{supposons } \phi = 25$$

$$h = h_0 - 2 \cdot \frac{\phi}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \beta \cdot h} = \frac{732.000}{1566,66 \times 0,81 \times 11,75} = 49,09 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow on choisit dans la table $A = 49,09 \text{ cm}^2 = 10\phi 25$

$$e = \frac{100}{m} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 10\phi 25 \quad e = 10$$

Ici la vérification ne s'impose pas à partir du moment où on a exactement la section d'acier recommandée par la table.

barres de répartition

$$A = 49,09 \text{ cm}^2$$

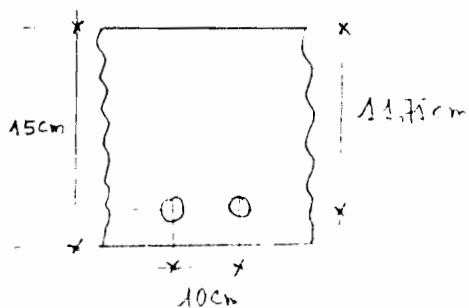
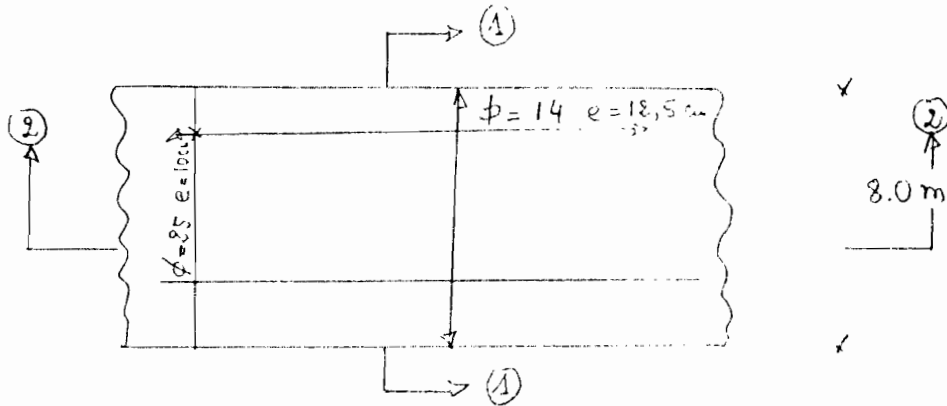
$$A_{mi} = \frac{A}{4} = \frac{49,09}{4} = 12,273 \text{ cm}^2$$

$$e \leq 4h_0 = 60 \text{ cm. et } e \leq 45 \text{ cm.}$$

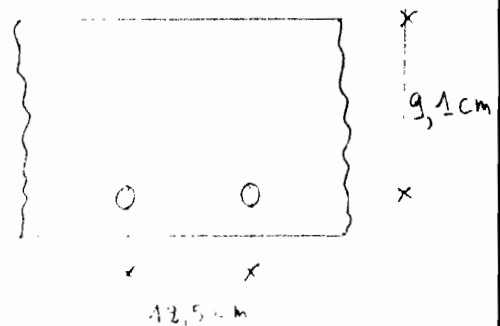
donc pour 100 cm de largeur.

$$A = 12,31 \text{ cm}^2 = 8 \phi 14$$

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



COUPE 1-1



COUPE 2-2

4. Entretises.

Charges pondérées transmises aux entretises par les longerons.

La zone d'influence est de 4 m de part et d'autre de chaque de entretise : 8 m au total.

— charges dues au passage

du train (longerons : $C_{25} \# 4$) : $2 \times 56,733 \text{ t}$

— traverses ($13 \times 0,119$) : $0,952 \text{ t}$

— Rails ($8 \times 36 \text{ kg}$) $\times 2$: $2 \times 0,288 \text{ t}$

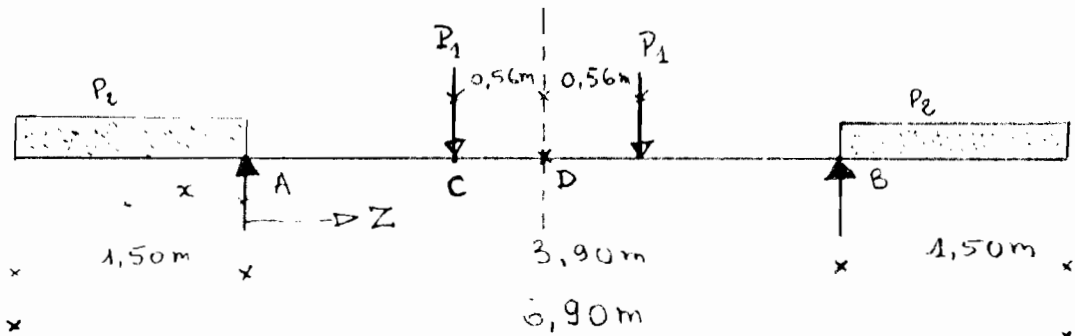
— Poids longerons ($26,21 \text{ t/m} \times 190 \text{ lb/m}$) $\times 2$: $2 \times 2,264 \text{ t}$

— Béton (dalle) } $2 \times 0,915 \text{ t/m}$
— Grande. Corps }

d'où :

P_1 = charge sur une entretise : $2 \times 59,761 \text{ t}$

P_2 = charge uniformément répartie
sur une entretise : $2 \times 0,915 \text{ t/m}$



En raison de la symétrie $R_A = R_B = P_1 + 1,5P_2$
 $R_A = R_B = 61,134 \text{ t.}$

Calcul des moments.

* trottoir: (voir schéma)

$$M(x) = -P_2 \left(1,5 - x \right) \left(\frac{1,5 - x}{2} \right)$$

$$M_{\text{max}} = M_{x=0} \Rightarrow M_{\text{max}} = -1,030 \text{ t.m}$$

* Z entre les points A et C.

$$M(z) = -1,5P_2 \times \left(\frac{1,5}{2} + z \right) + R_A \times z$$

$$Z \text{ en C} \Rightarrow z = 1,39 \text{ m.}$$

$$M_C = -1,5 \times 0,915 (0,75 + 1,39) + 61,134 \times 1,39$$

$$M_C = +82,039 \text{ t.m} \approx 82,04 \text{ t.m.}$$

* Z entre les points C et D.

$$M(z) = -1,5 \times P_2 \left(\frac{1,5}{2} + 1,39 + z \right) + R_A (1,39 + z) - P_1 \times z$$

$$Z \text{ en D} \Rightarrow \text{On a } z = 0,56 \text{ m.}$$

$$M_D = -1,5 \times 0,915 (0,75 + 1,95) + 61,134 \times 1,95 - 59,761 \times 0,56$$

$$M_D = +82,039 \text{ t.m} \approx 82,04 \text{ t.m}$$

Calcul des efforts tranchants

* En A l'effort tranchant dû au mortier :

$$V_f = - w l = - P_2 l = - 1,373 \text{ t.}$$

Quand on fait intervenir la réaction :

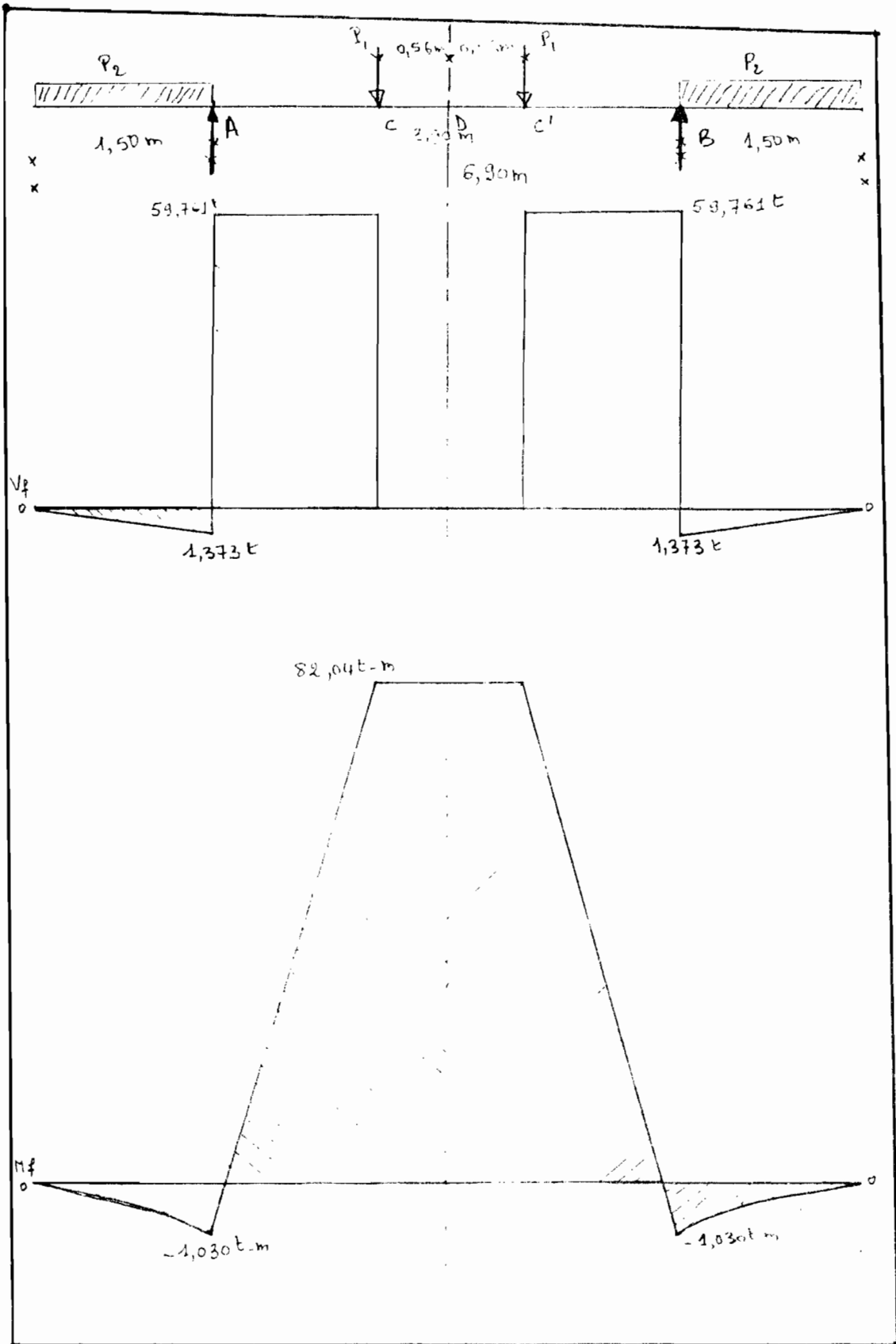
$$V_f = - 1,373 + 61,134 = + 59,761 \text{ t.}$$

* En c

$$V_f = + 59,761 - P_1$$

$$= 59,761 - 59,761 = 0$$

D'où les diagrammes ci-après.



Pour tenir compte du poids de la poutre, on tient compte d'une majoration de 10%

$$M_y = 1,1 \times 82,04 = 90,244 \text{ t}\cdot\text{m} = 652,735 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$V_f = 1,1 \times 59,761 = 65,737 \text{ t} = 144,925 \text{ kips}$$

$$F_y = 44 \text{ kip}/\text{ft}^2 \quad F_u = 65 \text{ kip}/\text{ft}^2$$

$$M_y = S \times F_y \Rightarrow S = \frac{M_y}{F_y} = \frac{652,735 \times 12}{44} = 178,02 \text{ ft}^3$$

$$S = 178,02 \text{ ft}^3$$

Avec le table des profilés on a choisi: W 18 x 96

$$S_x = 185 \text{ ft}^3$$

- Contraintes normales longitudinales

$$\frac{b}{t} = \frac{11,75}{2 \times 0,531} = 7,07 < \frac{54}{\sqrt{44}} = 8,14 \quad \text{S. 16.1 Page 31}$$

$$\frac{h}{w} = 32,2 < \frac{420}{\sqrt{44}} = 63,3$$

Conclusion: On est dans la classe 1

- Rupture par déformations plastiques.

S 16.1 § 13. C. 1

$$M_n = \phi Z F_y = 0,9 \times 206 \times 44 = 8157,6 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

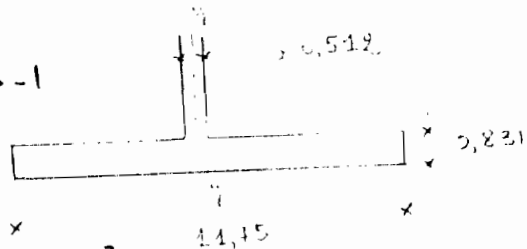
$$M_n = 679,8 \text{ kip}\cdot\text{ft} > M_f$$

$$M_f = 652,735 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Rupture par déversement

$L = 6,90m = 22,64 \text{ ft}$ $w = 1$ S16.1 §13.8.4

S16.1 §13.6-1



$I_{yy} = \frac{0,831 \times (11,75)^3}{12} = 112,34 \text{ ft}^4$

$A_T = 11,75 \times 0,831 + \frac{1}{6} [18,16 - 2 \times 0,831] \times 0,512$

$A_T = 11,172 \text{ ft}^2$

$r_T = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_T}} = \sqrt{\frac{112,34}{11,172}} = 3,171 \text{ ft}$

$\sigma_1 = \frac{20.000}{L \cdot (d/A_T)} = \frac{20.000}{22,64 \times 12 \times 1,86} = 39,578 \text{ kip/ft}^2$

$\sigma_2 = \frac{250.000}{(L/r_T)^2} = \frac{250.000}{(\frac{22,64 \times 12}{3,171})^2} = 34,058 \text{ kip/ft}^2$

$M_u = \frac{S}{w} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = \frac{185}{1} \sqrt{(39,578)^2 + (34,058)^2}$

$M_u = 9659,683 \text{ kip} \cdot \text{ft} = 804,974 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

$M_p = \bar{F}_y \cdot Z_x = 44 \times 206 = 9064 \text{ kip} \cdot \text{ft} = 755,33 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

$M_p = 755,33 \text{ kip} \cdot \text{ft}$

$M_u > \frac{2}{3} M_p$

$\Rightarrow M_n = 1,15 \phi M_p \left(1 - 0,28 \frac{M_p}{M_u}\right) \leq \phi M_p$

$M_n = 1,15 \times 0,9 \times 755,33 \left(1 - \frac{0,28 \times 755,33}{804,974}\right) \nless M_f$

Il faut donc mettre des appuis latéraux.

M_n de renversement doit être égal au M_n de rupture par déformations plastiques

S 16.1 § 13.6.1. Comme pour les longerons on a le même calcul.

$$4,609 \frac{M_p^2}{S^2} \omega^2 L_u^4 - \frac{2778 \times 10^3}{(d/A_f)^2} L_u^2 - 3014 \times 10^3 \pi_T^4 = 0$$

$$\omega = 1 \quad \pi_T = 3,171 \text{ po} \quad S_x = 185 \text{ po}^2 \quad \frac{d}{A_f} = 1,86 \text{ po}^{-1}$$

$$4,609 \left(\frac{755,33 \times 12 \times 1}{185} \right)^2 L_u^4 - \frac{2778 \times 10^3}{(1,86)^2} L_u^2 - 3014 \times 10^3 \times (3,171)^4 = 0$$

$$11063,669 L_u^4 - 802983 L_u^2 - 3,0473 \cdot 10^8 = 0$$

$$L_u^4 - 72,578 L_u^2 - 27543,304 = 0$$

$$m = L_u^2 > 0$$

$$m^2 - 72,578 m - 27543,304 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{(72,578)^2 + 4 \times 27543,304}$$

$$= 339,766$$

$$m > 0 \Rightarrow m = \frac{72,578 + \sqrt{\Delta}}{2} = 206,172$$

$$L_u = +\sqrt{m} = 14,359 \text{ pi}$$

Distance entre les appuis de l'entotoise: d

$$d = 3,90 \text{ m} = 12,795 \text{ pi}$$

$$\text{Largeur des bottes} = 1,50 \text{ m} = 4,92 \text{ pi}$$

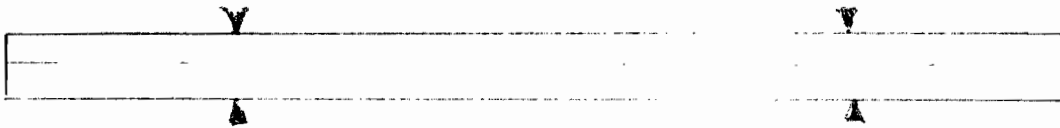
donc en mettant des appuis latéraux aux points d'appui, des entretoises, on a les deux cas:

- zone centrale : $L = 12,79 \text{ ft} < L_u$

- zone extrême : $L = 4,92 \text{ ft} < L_u$

On a fait ce choix dans le but de fixer les appuis latéraux sur les points supportant les entretoises.

$$M_r = 679,8 \text{ kip-ft} > M_f = 652,735 \text{ kip-ft}$$



- Contraintes normales transversales.

§ 15-8 du S16.1

a) Déformations plastiques.

$$N = 0. \quad B_r = 1,25 \phi W_x 2k \times F_y.$$

$$B_r = 1,25 \times 0,9 \times 0,512 \times 2 \times 1,5 \times 44 = 76,032 \text{ kips}$$

$$B_r \neq P_f = 131,47 \text{ kips.}$$

b) Rupture par flambage de l'âme

S16.1 § 15-9. b pour poutre de section.

$$B_r = \phi \frac{16700}{(h/w)^2} \left[2 + \frac{4}{(a/h)} \right] \times A$$

$$\frac{a}{h} = \infty \Rightarrow B_r = \phi \times \frac{16700}{(h/w)^2} \times 2A$$

$$A = (18,16 - 2 \times 0,831) \times 0,512 = 8,447 \text{ ft}^2$$

$$\frac{h}{w} = 32,2$$

$$P_r = 0,9 \times \frac{16700}{(32,2)^2} \times 2 \times 8,407 = 244,825 \text{ kips}$$

$$P_r > P_f$$

- Contraintes tangentielles.

$$\S 13.4-1 \quad A_w = 9,30 \text{ in}^2$$

$$\frac{a}{h} = \infty \Rightarrow \tau = 1 ; \eta = 0 ; k_v = 5,21 \text{ kip/in}^2$$

$$\frac{h}{w} = 32,2 ; 167 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} = 58,18$$

$$\frac{h}{w} < 167 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \Rightarrow F_s = 0,66 F_y = 29,04 \text{ kip/in}^2$$

$$V_r = 0,9 A_w \times F_s = 0,9 \times 9,30 \times 29,04$$

$$V_r = 243,065 \text{ kips}$$

$$V_f = 131,474 \text{ kips}$$

$$V_r > V_f$$

Non seulement il faut des supports latéraux pour une 18×96 en G40.21 44W mais aussi il faut des raidisseurs.

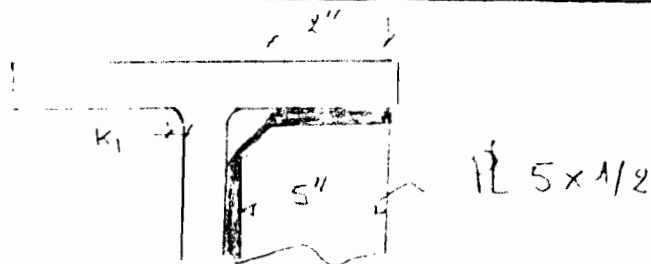
On mettra un raidisseur sous chaque charge $P = 131,474 \text{ kips}$.

D'après le catalogue de profilés

$$a = 5^{5/8} = 5,625 \quad k_1 = 7/8$$

On choisira deux plats $5 \times 1/2$ en G40.21 44W

$$\frac{b}{T} = \frac{5}{0,5} = 10 < \frac{100}{\sqrt{44}} = 15,07 \text{ d'ici classe 3.}$$



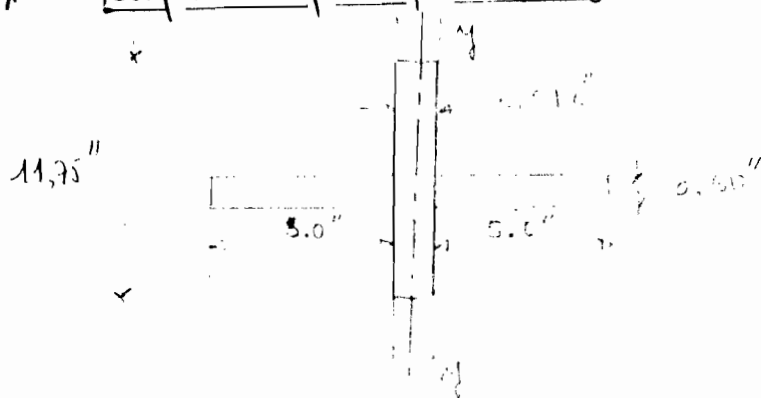
* Rupture par déformations plastiques.

$$P_r = 1,25 \times 0,9 \times (2kw + 2 \times 2 \times 0,5) \times 44$$

$$= 1,25 \times 0,9 \times (2 \times 1,5 \times 0,512 + 2 \times 2 \times 0,5) \times 44$$

$$P_r = 175,032 \text{ kip} > P_f$$

* Rupture par flambage.



On choisit une longueur de merdresseur inférieure à h ($18,16 - 2 \times 0,831$) = $10,298$ "

soit une longueur de 10 po

Le seul flambage possible est celui perpendi-

culaire au plan de l'axe \Rightarrow

$$I_{yy} = \frac{0,5 \times (10,512)^3}{12} = 48,4 \text{ po}^4$$

$$A = 10 \times 0,50 + 11,75 \times 0,512 = 11,016 \text{ po}^2$$

$$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \left(\frac{48,4}{11,016}\right)^{1/2} = 2,096 \text{ po}$$

$$\frac{KL}{r_{yy}} = \frac{1 \times 10}{2,096} = 4,771$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad \text{S 16.1 § 13.3.1}$$

S 16.1 Page 15 Table 2

$$\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0,0124$$

$$\lambda = 0,0592 \Rightarrow 0 < \lambda < 1$$

S 16.1 § 13.3.1 - a.

$$C_r = \phi A F_y (1,035 - 0,202\lambda - 0,222\lambda^2)$$

$$C_r = 0,9 \times 11,06 \times 44 \times (1,035 - 0,222 \times 0,0592 - 0,222 \times (0,0592)^2)$$

$$C_r = 445,946 \text{ kips} > P_f$$

Conclusion.

Avec une paire de poutres de soutien $5 \times 1/2$ en G 40.21 - 44 xl

la $1 \times 18 \times 96$ en G 40.21 - 44 xl

donne satisfaction.

5. Poutres secondaires

Hypothèse de calcul

Les poutres secondaires reprennent toutes les forces que leur transmettent les entretoises.

La force pondérée transmise par une entretoise donnée est $R = 61,134t = 134,776 \text{ kips}$.

L'entretoise est une $18 \times 96 \Rightarrow b = 11,75 \text{ po}$

Entre deux suspentes la poutre est simplement appuyée sur une portée de $3m = 9,843 \text{ pi}$

Par force de longueur on a: $w_1 = \frac{134,776 \text{ kips}}{11,75 \text{ po}}$

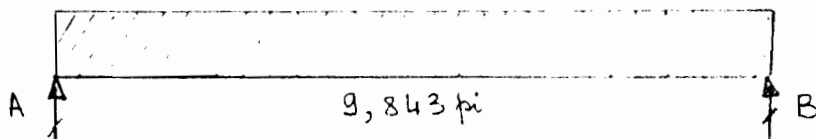
$$w_1 = 11,47 \text{ kips/po}$$

En majorant de 10% pour tenir compte du poids de la poutre

$$w = 1,1 w_1 = 12,62 \text{ kips/po} = 151,44 \text{ kips/pi}$$

w = charge uniformément répartie sur une poutre de portée $l = 9,843 \text{ pi}$

$$w = 151,44 \text{ kips/pi}$$

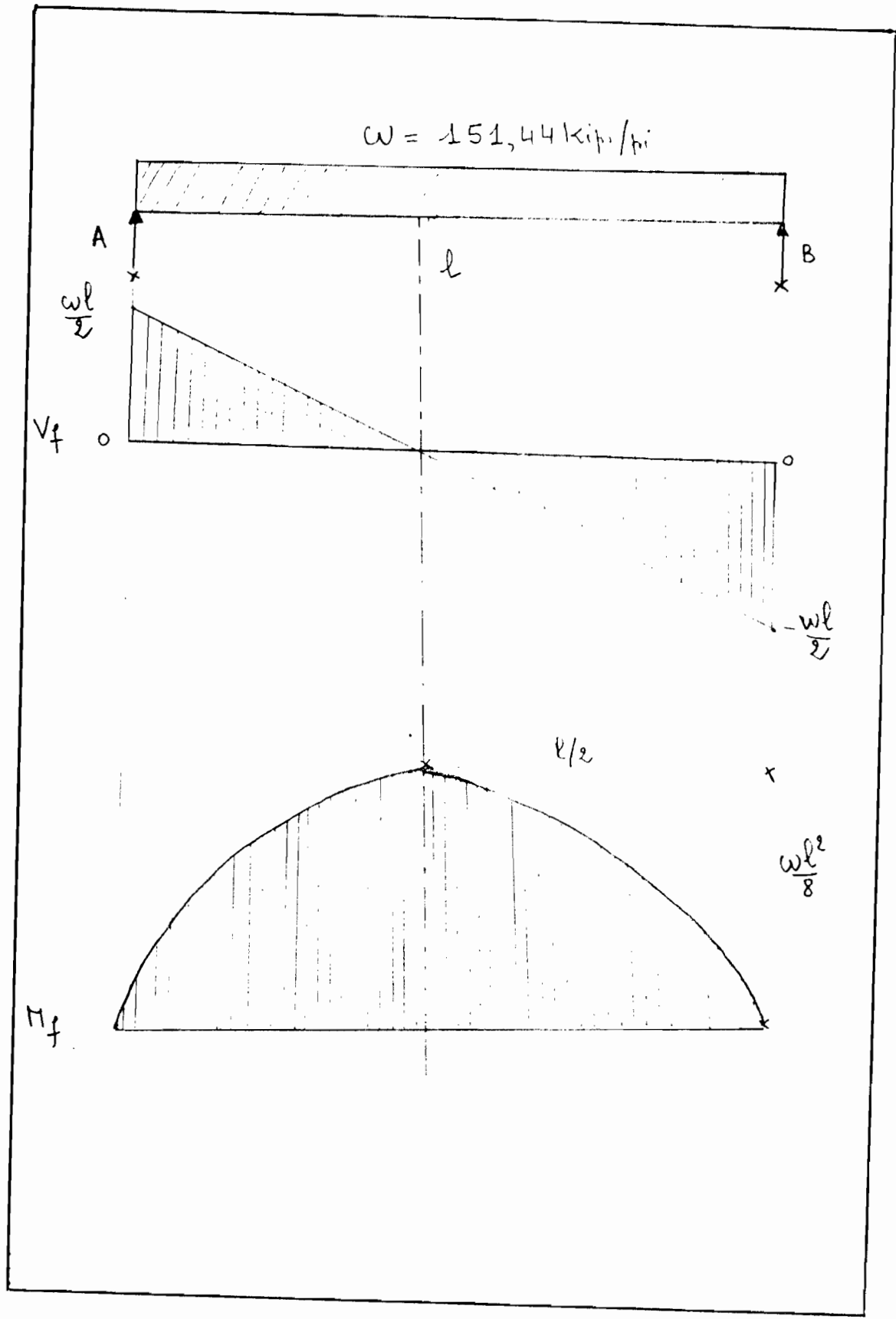


$$R_A = R_B = \frac{wl}{2} = 745,312 \text{ kips}$$

$$V(x) = \frac{wl}{2} - wx \quad , \quad V_{max} = 745,312 \text{ kips}$$

$$M(x) = \frac{wl}{2}x - \frac{wx^2}{2}$$

$$M_{max} = \frac{wl^2}{8} = 1834,026 \text{ kips} \times \text{pi} = M_y$$



$$F_y = 44 \text{ kip/ft}^2$$

$$F_u = 65 \text{ kip/ft}^2$$

$$M_y = S_x \times F_y \Rightarrow S_x = \frac{M_y}{F_y} = \frac{1834,026 \times 12}{44}$$

$$S_x = 500,189 \text{ ft}^3$$

Dans le table de profils on choisit

$$W 36 \times 150 \text{ avec } S_x = 504 \text{ ft}^3$$

- Contraintes normales longitudinales.

$$\frac{b}{t} = \frac{11,97}{2 \times 0,94} = 6,367 < \frac{54}{\sqrt{44}} = 8,14; \text{ S16.1 Page 31 Table 1}$$

$$\frac{h}{w} = 54,3 < \frac{420}{\sqrt{44}} = 63,3; \text{ S16.1 Page 32 Table 2.}$$

. Rupture par déformations plastiques.

S16.1 § 13.6.1

$$M_n = \phi Z F_y = 0,9 \times 581 \times 44 = 23007,6 \text{ kip-ft}$$

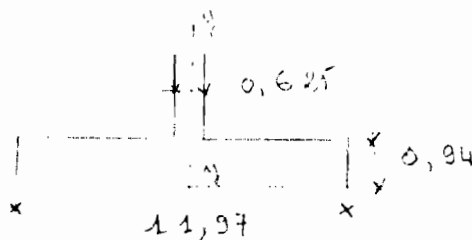
$$M_n = 1917,3 \text{ kip-ft} > M_f$$

. Rupture par déversement

$$L = 9,843 \text{ ft}$$

S16.1 § 13.8.4. b $\omega = 1$

S16.1 § 13.6.1



$$I_{yy} = 0,94 \times \frac{(11,97)^3}{12} = 134,247 \text{ ft}^4$$

$$A_T = 11,97 \times 0,94 + \frac{1}{6} (35,84 - 2 \times 0,94) \times 0,625$$

$$A_T = 14,790 \text{ in}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_T}} = \sqrt{\frac{134,347}{14,79}} = 3,014 \text{ in}$$

$$\sigma_1 = \frac{20.000}{L \times (d/A_T)} = \frac{20.000}{9,843 \times 12 \times 3,18} = 53,247 \text{ kip/in}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{250.000}{(L/r_T)^2} = \frac{250.000}{\left(\frac{9,843 \times 12}{3,014}\right)^2} = 162,783 \text{ kip/in}^2$$

$$M_u = \frac{S}{\omega} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2} = \frac{504}{1} \sqrt{(53,247)^2 + (162,783)^2}$$

$$M_u = 86320,281 \text{ kip} \cdot \text{in} = 7193,357 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_p = F_y \times Z_x = 44 \times 581 = 25564 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$M_p = 2130,333 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_u > \frac{2}{3} M_p$$

$$M_n = 1,15 \phi M_p \left(1 - \frac{0,28 M_p}{M_u} \right) \leq \phi M_p = 1917,30 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$= 1,15 \times 0,9 \times 2130,333 \left(1 - \frac{0,28 \times 2130,333}{7193,357} \right)$$

$$= 2022,058 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_n > M_f \text{ mais } M_n > \phi M_p$$

$$\Rightarrow \text{on prend } M_n = \phi M_p = 1917,30 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\Rightarrow M_n > M_f.$$

- Contraintes normales transversales

+ Rupture par déformations plastiques.

S 16.1 § 15.8-a pour plaques, d'assise

$$\begin{aligned}
 P_{cr} &= 1,25 \phi W \times 2k \times F_y \\
 &= 1,25 \times 0,9 \times 1,875 \times 2 \times 0,625 \times 44 \\
 &= 116,06 \text{ kips} \neq P_f = 1490,624 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

+ Rupture par flambage de l'âme

S 16.1 § 15.9-b

$$P_{cr} = \phi \frac{16700}{(h/w)^2} \times 2 \times [A]$$

$$A = 0,625 \times (35,84 - 2 \times 0,94) = 21,225 \text{ in}^2$$

$$\frac{h}{w} = 54,3$$

$$P_{cr} = 0,9 \times \frac{16700}{(54,3)^2} \times 2 \times 21,225 = 216,390 \text{ kips}$$

$$P_{cr} \neq P_f = 1490,624 \text{ kips}$$

Il faut donc des raidisseurs pour renforcer l'âme.

a = distance entre les raidisseurs.

Le chargement étant uniformément réparti, on se propose de mettre des raidisseurs distants de "a". prenons a = 2 ft = 24 po.

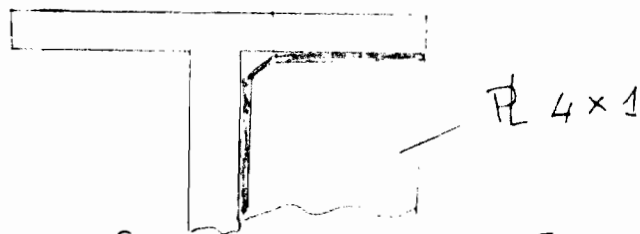
On choisit de mettre : 2 plats de 4 x 1 toujours en G 40 et 44 x 1.

$$\frac{b}{t} = \frac{4}{1} = 4 < \frac{100}{\sqrt{44}} = 15,076 \text{ d'où classe 3.}$$

- Vérification de la rupture par déformations plastiques.

$$B_r = 1,25 \times \phi (2kw + \text{aire des raidisseurs}) \times 44$$

A = aire des raidisseurs en contact avec la semelle supérieure: $A = 2 \times 4 \times 1 = 8 \text{ po}^2$

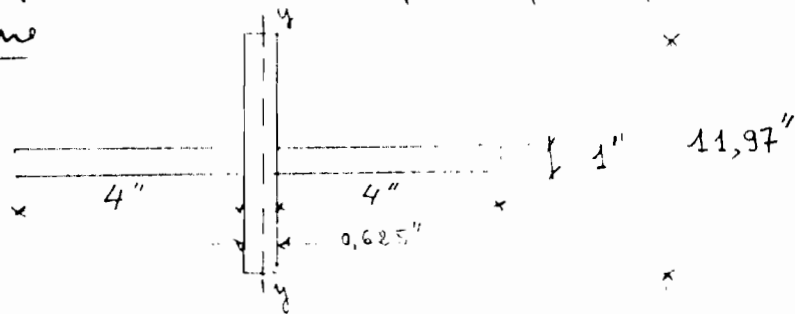


$$B_r = 1,25 \times 0,9 \times [2 \times 1,875 \times 0,625 + 8] \times 44 = 512 \text{ kip}$$

Pour une portée de 2 pi $P_f = 2 \times 151,44$

$$P_f = 302,88 \text{ kips} < B_r.$$

- Vérification de la rupture par flambage de l'âme



On choisit une longueur de raidisseur inférieure à h ($35,84'' - 2 \times 0,94'' = 33,96''$) soit $l = 33''$

Le flambage possible est celui, qui se produira perpendiculairement, au plan de l'âme

$$I_{yy} = \frac{1 \times (4 + 4 + 0,625)^3}{12} = 53,468 \text{ po}^4$$

$$A = 8 \times 1 + 0,625 \times 11,97 = 15,481 \text{ po}^2$$

$$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{53,468}{15,481}} = 1,858 \text{ po}$$

La poutre est fixée à la semelle supérieure par les entretoises et à la semelle inférieure par les suspentes.

$$K = 0,65 \quad \text{S16.1 page 91 Fig. B1 - a}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0,65 \times 33}{1,858} = 11,545$$

$$\text{S16.1 } \S 13.3.1 \quad \lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

La Table 2 donne.

$$F_y = 44 \text{ kip/po}^2 \quad \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0,0124$$

$$\lambda = 0,143 ; \quad 0 < \lambda < 1$$

$$\Rightarrow C_r = \phi A F_y (1,035 - 0,202 \lambda - 0,222 \lambda^2)$$

$$C_r = 0,9 \times 15,481 \times 44 (1,035 - 0,202 \times 0,143 - 0,222 \times (0,143)^2)$$

$$= 614,013 \text{ kips}$$

$$C_r = 614,013 \text{ kips} > P_p = 302,88 \text{ kips}$$

— Contraintes tangentielles.

$$\text{S16.1 } \S 13.4.1$$

$$V_r = \phi A_w F_s$$

$$\frac{a}{h} = \frac{2 \times 12}{33,96} = 0,707 < 1 \Rightarrow K_v = 4 + \frac{5,34}{(a/h)^2}$$

$$K_v = 14,692$$

$$\frac{h}{w} = 54,3 \quad 167 \sqrt{\frac{14,642}{44}} = 96,50$$

$$\Rightarrow \frac{h}{w} < 167 \sqrt{\frac{K_v}{F_y}}$$

S16.1 § 13.4-1 - a

$$F_s = 0,66 F_y = 29,04 \text{ kips/in}^2$$

$$V_n = 0,9 \times 22,4 \times 29,04 = 585,446 \text{ kips}$$

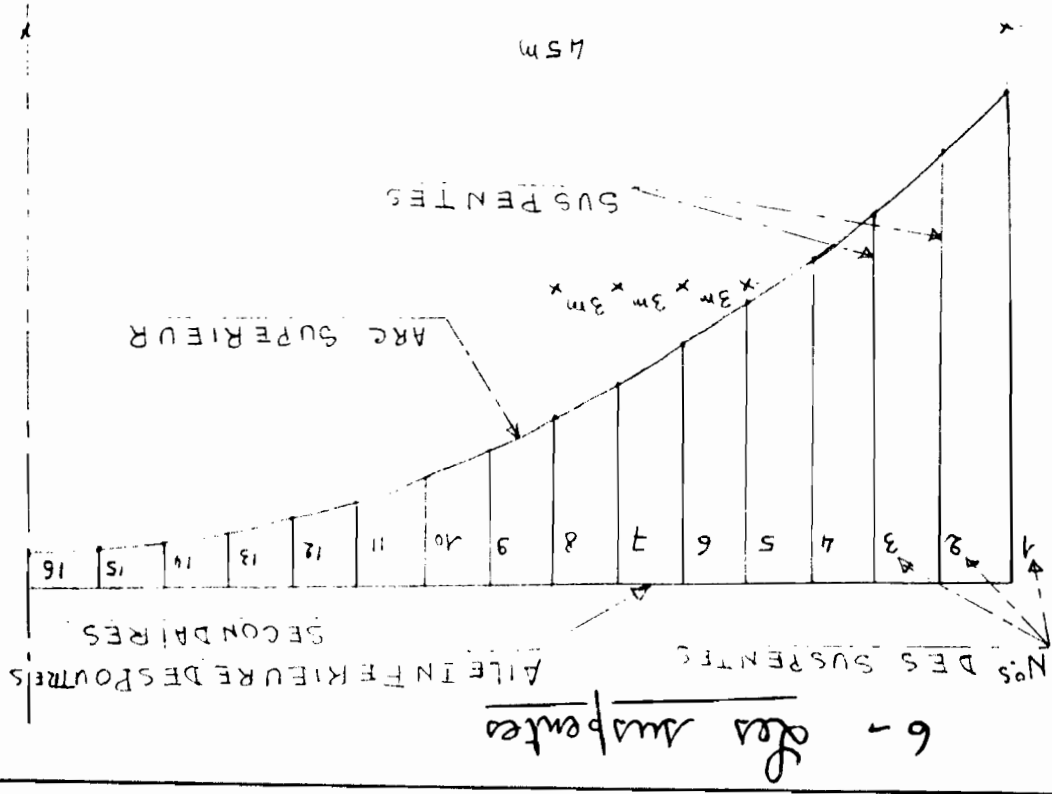
$$V_n > V_p = 302,88 \text{ kips}$$

Conclusion.

Avec des paires de raiisseurs de soutien
 4×1 en G-40-21 44 ksi, distantes de
 2 pi tout au long de la poutre,
 la IXL 36 x 150 convient.

$h_1 = 6,440m = 253,543ft$ $h_9 = 1,792m = 70,551ft$
 $h_2 = 5,674m = 223,385ft$ $h_{10} = 1,448m = 51,008ft$
 $h_3 = 4,962m = 195,354ft$ $h_{11} = 1,157m = 45,551ft$
 $h_4 = 4,301m = 169,330ft$ $h_{12} = 0,919m = 36,181ft$
 $h_5 = 3,694m = 145,433ft$ $h_{13} = 0,734m = 28,900ft$
 $h_6 = 3,139m = 123,582ft$ $h_{14} = 0,607m = 23,661ft$
 $h_7 = 2,637m = 103,819ft$ $h_{15} = 0,521m = 20,512ft$
 $h_8 = 2,188m = 86,142ft$ $h_{16} = 0,500m = 19,685ft$

h_i = longueur des Aubettes.



Le dimensionnement des suspentes est basé sur une des tables du C.I.S.C tirée des notes de Mr Pierre Sibille:

Constructions métalliques I N° 1.413

Applications de la norme

ACNOR S16.1 - 1974.

Connaissant la longueur de flambage KL , on détermine à l'aide de la table la valeur de la résistance pondérée en compression C_r des profils choisis, dans les cas où :

- le nuance de l'acier est G40.21-44W ou 44T.

- le flambage se produit dans un plan perpendiculaire à l'axe (degré d'élancement $= \frac{KL}{r_y}$).

On définit la longueur de flambage équivalente, comme étant:

$$(KL)_{eq} = \frac{KL}{r_x/r_y}; \quad K=1 \quad \text{S16.1 Page 91} \\ \text{Fig B}_1$$

Pour utiliser la table L est en pieds. Dans le cas où la table ne donne pas satisfaction, on aura recours au catalogue des profils.

G40.21 - 44W, 44T
 $\phi = 0.90$

W COLUMNS
 Factored Axial Compressive
 Resistances, C_r - Kips

F_y		44								
Designation		W10								
Nominal Depth and Width (in.)		10 x 10								
Weight per Foot (lb.)		112	100	89	77	72	(6)	(6)	56	49
Effective length (KL) in feet with respect to least radius of gyration	0	1348	1205	1074	930	860	785	725	652	590
	6	1228	1097	976	844	788	721	657	590	534
	7	1202	1073	955	825	770	715	642	577	522
	8	1174	1047	932	805	751	697	626	562	508
	9	1144	1020	907	784	731	678	609	547	494
	10	1112	992	881	761	710	649	591	530	479
	11	1079	962	854	737	687	628	571	513	464
	12	1044	930	825	711	663	606	551	495	447
	13	1006	896	795	684	638	583	530	476	429
	14	968	861	763	656	612	559	507	455	411
	15	927	824	730	627	584	533	484	434	391
	16	885	786	695	596	555	507	459	412	371
	17	840	746	659	564	525	479	434	388	350
	18	795	704	619	528	491	447	404	362	326
	19	740	655	576	491	457	416	375	337	303
	20	691	612	538	459	426	388	351	315	283
	21	647	573	504	429	399	363	328	295	265
	22	608	538	473	403	375	341	308	276	248
	23	572	506	445	379	352	321	290	260	233
	24	539	477	419	357	332	302	273	245	220
25	509	451	395	337	314	285	258	231	208	
26	482	426	375	319	297	270	244	219	196	
27	457	404	355	302	281	256	231	207	186	
28	434	383	337	287	267	243	219	197	176	
29	412	364	320	273	253	231	208	187	168	
30	392	347	305	259	241	219	198	178	159	
32	356	315	277	235	219	199	180	161	144	
34	325	287	252	214	199	181	163	147	131	
36	297	262	229	194	180	164	147	132	118	
38	268	236	207	175	163	148	133	119	107	
40	243	215	188	159	148	134	121	108	97	
PROPERTIES AND DESIGN DATA										
Area (in. ²)	32.9	29.4	26.2	22.7	21.2	19.4	17.7	15.9	14.4	
Z_x	148	130	114	97.8	80.6	82.8	75.0	67.1	60.3	
S_x	126	112	99.6	86.1	80.2	73.6	67.1	60.5	54.6	
r_x	4.67	4.61	4.55	4.49	4.46	4.44	4.41	4.39	4.35	
Z_y	69.1	61.0	53.6	45.8	42.4	38.8	35.1	31.4	28.2	
S_y	45.1	40.0	35.2	30.0	27.9	25.4	23.0	20.7	18.6	
r_y	2.67	2.65	2.63	2.60	2.59	2.56	2.55	2.56	2.54	
r_x/r_y	1.75	1.74	1.73	1.73	1.72	1.72	1.72	1.72	1.71	
M_{rx} (L < L_u)	488	429	376	323	299	273	247	221	199	
M_{ry}	228	201	177	151	140	126	116	104	93.1	
J (in. ⁴)	15.0	10.9	7.74	5.11	4.17	3.27	2.43	1.84	1.38	
C_w (10 ³ in. ⁶)	60.3	51.8	44.2	35.4	33.3	29.3	24.5	23.5	20.7	
L_u (feet)	21.4	19.9	18.5	17.0	16.5	15.7	15.2	14.7	14.2	

Copyright © 1989 by American Institute of Steel Construction, Inc.

Suspente # 1

$$(KL)_y = 21,128 \text{ pi}$$

$$C_p = 745,312 \text{ kips}$$

La table donne: $647 \text{ kips} < C_r < 691 \text{ kips}$ pour W10x12

$$\Rightarrow C_r < C_p$$

S. 16.1 § 10.2.1

En compression axiale $\frac{KL}{r} \leq 200$.

On suppose que le flambage se produit dans le perpendiculaire à l'axe

1^{er} essai

$$\frac{KL}{r_y} = 100 \Rightarrow r_y = \frac{KL}{100} = \frac{21,128 \times 12}{100} = 2,535 \text{ pi}$$

On choisit: W14x78

- flambage local

S 16.1

$$\frac{b}{t} = \frac{12}{2 \times 0,318} = 8,35 < \frac{54}{\sqrt{44}} = 8,14 \quad \text{Table 1 page 31}$$

• " 2 " 32

$$\frac{64}{\sqrt{F_y}} = \frac{64}{\sqrt{44}} = 9,648 > \frac{b}{t} \Rightarrow \text{classe 2}$$

$$\frac{h}{w} = 29,5 < \frac{255}{\sqrt{F_y}} = 38,44 \Rightarrow \text{classe 2}$$

Conclusion. classe 2. \Rightarrow le voilement n'est pas à craindre.

- flambage général

Dans le plan yy $\frac{KL}{r} = 100$

$$\text{S 16.1 § 13.3.1} \quad \lambda = \frac{KL}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

$$\sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0,0124 \quad \text{S16.1 Page 35 Table 2.}$$

$$\lambda = 100 \times 0,0124 = 1,24$$

$$1 < \lambda < 2 \Rightarrow \text{S16.1 } \S 13.3.1 \text{ b}$$

$$C_r = \phi A F_y \left(-0,111 + \frac{0,636}{\lambda} + \frac{0,087}{\lambda^2} \right)$$

$$= 0,9 \times 22,9 \times 44 \left(-0,111 + \frac{0,636}{1,24} + \frac{0,087}{(1,24)^2} \right)$$

$$C_r = 415,77 > C_f$$

Il faut changer le $\frac{KL}{r}$.

2^e essai

$$\frac{KL}{r} = 90 \quad L = 253,536 \text{ po}$$

$$\Rightarrow r = \frac{KL}{90} = 2,81 \text{ po} \Rightarrow W121 \times 112 \Rightarrow A = 33 \text{ po}^2$$

$$\text{S16.1 } \S 13.3.1 \quad \lambda = 90 \times 0,0124 = 1,12$$

$$1 < \lambda < 2$$

$$\text{S16.1 } \S 13.3.1 - a$$

$$C_r = \phi A F_y \left(-0,111 + \frac{0,636}{\lambda} + \frac{0,087}{\lambda^2} \right)$$

$$C_r = 690,96 \text{ kips} < C_f$$

3^e essai

$$\frac{KL}{r} = 80 \Rightarrow r = 3,17 \text{ po} \Rightarrow W120 \times 130 \quad A = 38,3 \text{ po}^2$$

$$\lambda = 80 \times 0,0124 = 0,992$$

$$0 < \lambda < 1 \Rightarrow \text{S16.1 } \S 13.3.1 - a$$

$$C_r = \phi A F_y \left(1,035 - 0,202 \lambda - 0,222 \lambda^2 \right) = 934,51 \text{ kips}$$

$C_r > C_f$ mais il faut vérifier le flambage local.

$$\left. \begin{array}{l} - \frac{b}{t} = \frac{14}{2 \times 0,9} = 7,77 \\ \frac{54}{\sqrt{F_y}} = 8,14 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{b}{t} < \frac{54}{\sqrt{F_y}}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \frac{h}{w} = 39,7 \\ \frac{255}{\sqrt{F_y}} = \frac{255}{\sqrt{44}} = 38,44 \end{array} \right\} \frac{h}{w} \nless \frac{255}{\sqrt{F_y}}$$

Avec ce profil on a $C_r > C_f$ mais cependant le module est à choisir.

4^e essai.

$$\frac{KL}{r} = 85 \Rightarrow r = \frac{KL}{85} = 2,98 \text{ po}$$

$$\Rightarrow W 81 \times 112. \quad A = 33 \text{ po}^2$$

- flambage local

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{t} = \frac{13}{2 \times 0,865} = 7,514 < 8,14 = \frac{54}{\sqrt{F_y}} \\ \frac{h}{w} = 30,60 < \frac{255}{\sqrt{F_y}} = 38,44 \end{array} \right\} \text{ classe 1}$$

$$\lambda = 85 \times 0,0124 = 1,054$$

$$1 < \lambda < 2 \Rightarrow \text{S16.1} \quad \S 13.3.1 - b$$

$$C_r = \Phi A F_y \left(-0,111 + \frac{0,636}{\lambda} + \frac{0,087}{\lambda^2} \right) = 745,83 \text{ kip}$$

$$C_r > C_f$$

$$C_r = 745,83 \text{ kips} \quad C_p = 745,312 \text{ kips}$$

Pour être plus sécuritaire on se propose de réduire $\frac{KL}{r}$ soit $\frac{KL}{r} = 83$

$\Rightarrow r = 3,055 \Rightarrow 11 \times 21 \times 112$. le même profilé (quo, ci-dessus).

$$1 < \lambda < 2 \quad \lambda = 1,0292$$

$$C_r = \phi A F_y \left(-0,111 + \frac{0,636}{\lambda} + \frac{0,087}{\lambda^2} \right)$$

$$= 0,9 \times 33 \times 44 \left(-0,111 + \frac{0,636}{1,0292} + \frac{0,087}{(1,0292)^2} \right)$$

$$C_r = 769,82 \text{ kips} > C_p.$$

Suspente # 2

$(KL)_y = 18,61 \text{ pi} \Rightarrow$ avec la table on a :

- $11 \times 10 \times 112$ où $C_r = 795 \text{ kips}$ pour $KL = 18$

$C_r = 740 \text{ kips}$ pour $KL = 19$

En faisant une interpolation on a :

$$795 - 740 = 55 \quad \text{pour } 19 - 18 = 1.$$

$$\Delta C_r = 55 \quad \text{pour } \Delta KL = 1$$

$$19 - 18,61 = 0,39$$

$$\text{pour } KL = 18,61 \quad C_r = 740 + 0,39 \times 55$$

$$C_r = 761,45 \text{ kips} > C_p$$

Notons que le voilement n'est pas à craindre pour toutes les valeurs de C_r des différents profilés.

Suspente # 3

$$(KL)_y = 16,28 \text{ pi} \Rightarrow \text{W} 10 \times 100$$

$$\text{Table} \Rightarrow \begin{cases} (KL)_y = 16 \text{ pi} & , & C_r = 786 \text{ kips} \\ (KL)_y = 17 \text{ pi} & ; & C_r = 746 \text{ kips} \end{cases}$$

from $(KL)_y = 16,28 \text{ pi}$ avec une $\text{W} 10 \times 100$
 $746 < C_r < 786$ et $C_r > C_f$.

$$\frac{r_x}{r_y} = \frac{4,61}{2,65} = 1,74 \quad (KL)_{eq} = \frac{16,28}{1,74} = 9,36$$

$$C_r > 992 > C_f$$

$\Rightarrow \text{W} 10 \times 100$ convient en G 40. et 44W.

Suspente # 4

$$(KL)_y = 14,11 \text{ pi} \Rightarrow \text{W} 10 \times 100$$

$$\text{Table} \Rightarrow \begin{cases} (KL)_y = 14 & ; & C_r = 861 \text{ kips} \\ (KL)_y = 15 & ; & C_r = 820 \text{ kips} \end{cases}$$

from $(KL)_y = 14,11$ $C_r > 820 > C_f$.

$$\frac{r_x}{r_y} = \frac{4,61}{2,65} = 1,74 \quad ; \quad (KL)_{eq} = \frac{14,11}{1,74} = 8,11 \Rightarrow$$

$C_r > 1020 > C_f \Rightarrow$ On utilise une $\text{W} 10 \times 100$

Suspente # 5

$$(KL)_y = 12,12 \Rightarrow \text{W} 10 \times 89 \quad C_r > 795 \text{ avec}$$

$$(KL)_y = 13 \text{ on a } C_r = 795. \Rightarrow C_r > C_f$$

$$(KL)_{eq} = \frac{12,12}{(r_x/r_y)} = \frac{12,12}{(4,55/2,63)} = 7 \Rightarrow C_r = 955 \text{ kips} > C_f$$

$1 \times 10 \times 89$, convient en G 40. 21. 44W.

Suspente # 6

$$(KL)_y = 10,33 \text{ m} \Rightarrow 1 \times 10 \times 89$$

$$(KL)_y = 11 \Rightarrow C_r = 854 \text{ kN}$$

$$(KL)_y = 10,33 \Rightarrow C_r > 854 \text{ kN} > C_f$$

$$(KL)_{eq} = \frac{10,33}{(r_x/r_y)} = \frac{10,33}{(4,55/2,63)} = 5,971 \Rightarrow C_r > 955 \text{ kN}$$

$$C_r > 955 \text{ kN} > C_f. \Rightarrow 1 \times 10 \times 89 \text{ convient}$$

Suspente # 7

$$(KL)_y = 8,65 \text{ m} \Rightarrow 1 \times 10 \times 77$$

$$784 < C_r < 805 \Rightarrow C_r > C_f.$$

$$(KL)_{eq} = \frac{8,65}{(r_x/r_y)} = \frac{8,65}{(4,49/2,66)} = 5 \Rightarrow C_r > 844 \text{ kN} > C_f$$

$$\Rightarrow 1 \times 10 \times 77 \text{ convient.}$$

Suspente # 8

$$(KL)_y = 7,20 \text{ m} \Rightarrow 1 \times 10 \times 72 \Rightarrow C_r > 751 \text{ kN} > C_f$$

$$(KL)_{eq} = \frac{7,20}{(r_x/r_y)} = \frac{7,20}{(4,46/2,59)} = 4,168 \Rightarrow C_r > 788 > C_f$$

$$\Rightarrow 1 \times 10 \times 89 \text{ convient.}$$

Suspente # 9

$$(KL)_y = 5,88 \text{ m} \Rightarrow 1 \times 10 \times 72 \Rightarrow C_r > 788 > C_f$$

$$(KL)_{eq} = \frac{5,88}{(r_x/r_y)} = \frac{5,88}{(4,46/2,59)} = 3,314 \Rightarrow C_r > 788 > C_f$$

$$1 \times 10 \times 72 \text{ convient.}$$

Suspente # 10

$$(KL)_y = 4,75 \text{ ft} \Rightarrow \text{VI } 10 \times 72 \Rightarrow C_r > 788 > C_f$$

$$(KL)_{eq} = \frac{4,75}{(m/14)} = \frac{4,75}{(4,46/2,17)} = 2,76 \Rightarrow C_r > 788 > C_f$$

Remarque

Les suspentes N^{os} 11 - 12 - 13 - 14 - 15 - 16
sont des VI 10 x 72 avec $C_r > 788 > C_f$.

Puisque leurs longueurs sont inférieures
à 6 ft.

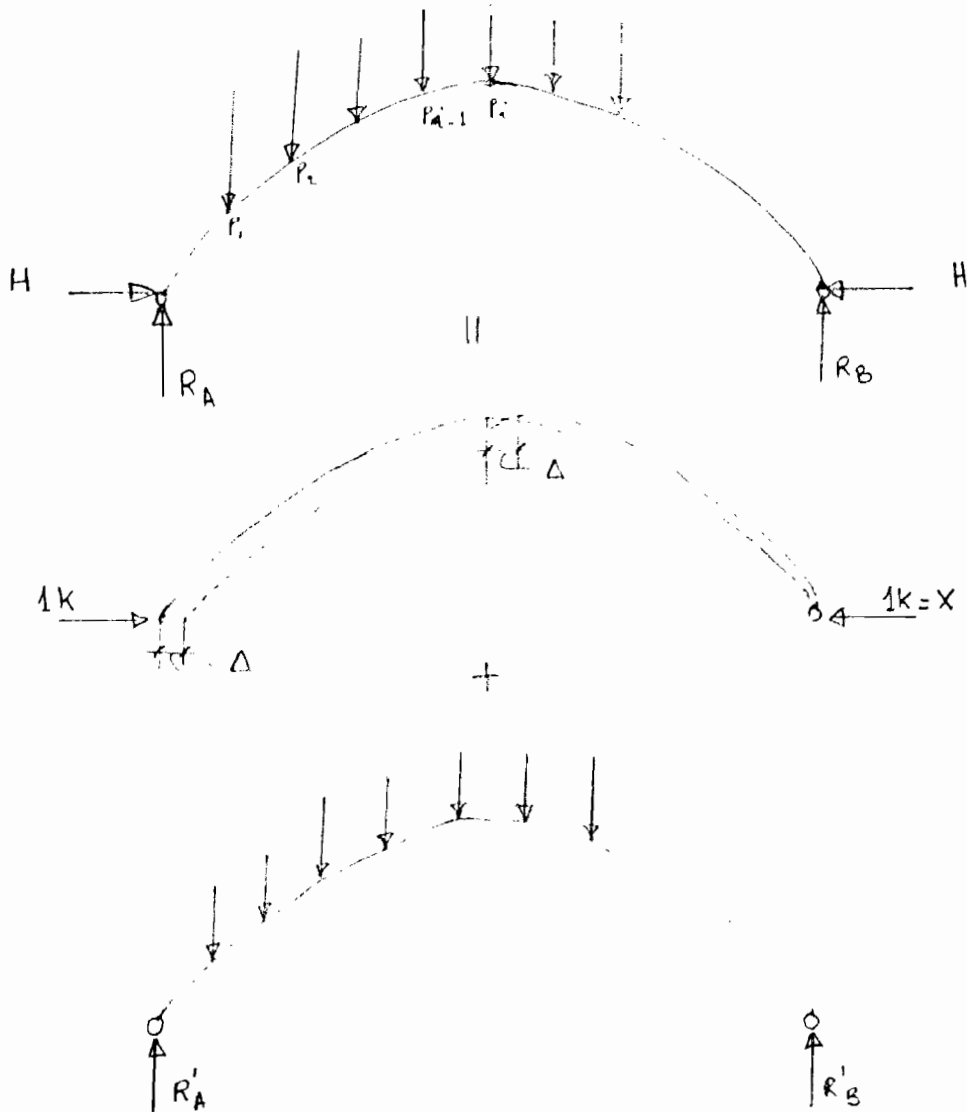
Dans la méthode adoptée pour éviter les
interpollations, on a préféré choisir le profilé
qu'il faut employer pour être suffisamment
sécuritaire.

La table permet de déterminer le profilé
adéquat et le plus léger.

F. Stabilité de l'arc.

Ce sont les suspentes, qui transmettent à l'arc les charges permanentes et les charges vives.

Pour lever l'hyperstaticité de l'arc, on appliquera le principe de résolution des treillis hyperstatiques.



Dans notre cas on a des charges vives et des charges permanentes.

On a adopté la méthode suivante:

- 1- On rend le système isostatique en enlevant l'inconnue hyperstatique: H
- 2- Sous une force extérieure d'une tonne on détermine les efforts dans toutes les barres du treillis; soit N_i l'effet dans la barre (i) . On déplace ensuite la force de 3 m... etc
- 3- On enlève les forces extérieures et on place une force horizontale: l'inconnue hyperstatique qu'on suppose égale à une tonne; On détermine les efforts dans toutes les barres soit α_i l'effet dans la barre i .

4. On superpose les deux effets.

Soit Q = la valeur réelle de l'inconnue hyperstatique

Soit N_i l'effet axial, dans la barre i

On a :

$$Q = - \frac{\sum \left(\frac{N_i \alpha_i l_i}{a_i} \right)}{\sum \left(\frac{\alpha_i^2 l_i}{a_i} \right)}$$

$$N_i = N'_i + \alpha_i Q$$

On détermine N_i pour chaque position de la charge extérieure.

5. Pour une barre donnée, on trace la ligne d'influence pour chaque position de la force extérieure.

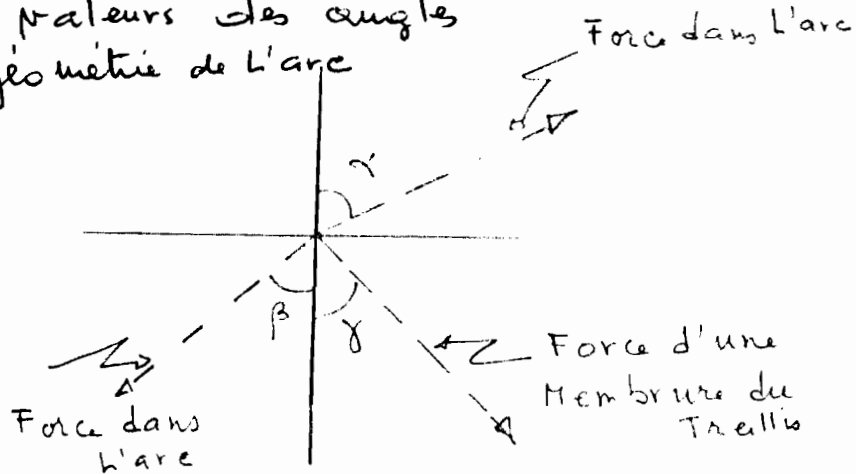
6. Avec le train type et les charges permanentes, on détermine les efforts maximum dans les barres et les plus grandes réactions possibles.

7. Le dimensionnement des barres se fait avec les efforts déterminés en (6)

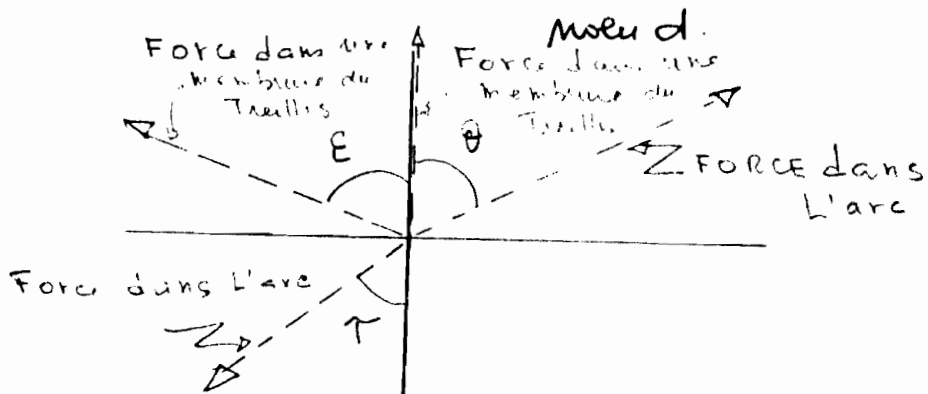
8. L'arc est dimensionné comme une pièce courbe ou en considérant seulement, qu'un petit arc est assimilable à une droite donc une barre d'acier où on a compression ou traction axiale.

Numérotation des angles

- Arc d'en haut : on considère un point
 Pour les valeurs des angles
 voir géométrie de l'arc



- Arc d'en bas : On considère un



La Numérotation des angles est faite dans
 le sens anti-horaire en partant de
 l'appui A.

Le fait d'avoir fait tous ces calculs à la
 main, avant l'arrivée des ordinateurs, a
 permis de trouver les équations, qui ont
 été programmées -

```

0010 REM PROJET DE FIN D'ETUDES -      RAUARA TALL
0020 REM EFFORTS DANS LES BARRES SOUS UNE MEME CHARGE UNITAIRE
0030 REM D'UNE TONNE.
0040 DIM T(87),S(87),C(87),F(61)
0050 REM LECTURE DES ANGLES
0060 MAT READ T
0070 FOR I=1 TO 87
0080 S(I)=SIN(RAD(T(I)))
0090 C(I)=COS(RAD(T(I)))
0100 NEXT T
0110 REM S(I) CONTIENT LE SINUS DE THETA I
0120 REM C(I) CONTIENT LE COS DE THETA I
0130 LET J=0
0140 PRINT FLP, 'ANGLES'
0150 PRINT FLP,
0160 FOR I=1 TO 87
0170 PRINT USING FLP,0180,T,I(I);
0180 : ##- ###,#### I
0190 LET J=J+1
0200 IF J<6 GOTO 0230
0210 LET J=0
0220 PRINT FLP,
0230 NEXT I
0240 PRINT FLP,
0250 LET N=1
0260 LET I=1
0270 LET F(N)=1/TAN(RAD(I(I)))
0280 LET F(N+1)=-1/S(I)
0290 LET F(N+2)=(-F(N)*S(I+1))/(C(I+1)*S(I+2)+C(I+2)*S(I+1))
0300 LET F(N+3)=(F(N)*S(I+2))/(C(I+1)*S(I+2)+C(I+2)*S(I+1))
0310 LET I=-2
0320 FOR N=4 TO 56 STEP 4
0330 LET I=I+6
0340 LET A=F(N-1)*S(I+1)+F(N-2)*S(I+2)
0350 LET B=F(N-1)*C(I+1)-F(N-2)*C(I+2)
0360 LET F(N+1)=-(A*C(I)+B*S(I))/S(I)
0370 LET F(N+2)=A/S(I)
0380 LET A=F(N)*S(I+4)*C(I+3)-(F(N)*C(I+4)+F(N+1)*S(I+3))
0390 LET B=C(I+3)*S(I+5)+S(I+3)*C(I+5)
0400 LET F(N+3)=A/B
0410 LET A=(F(N)*C(I+4)+F(N+1))*S(I+3)+F(N)*S(I+4)*C(I+5)
0420 LET B=C(I+3)*S(I+5)+S(I+3)*C(I+5)
0430 LET F(N+4)=A/B
0440 NEXT N
0450 PRINT FLP,
0460 PRINT FLP, 'EFFORTS DANS LES BARRES'
0470 PRINT FLP,
0480 LET I=0
0490 FOR J=1 TO 5
0500 LET I=I+1
0510 PRINT USING FLP,0520,I,F(I);
0520 : F(##)= ####,##### I

```

```
0530 NEXT J
0540 PRINT FLP,
0550 IF I<60 GOTO 0490
0560 DATA 75.551,76.676,70.076,76.504,70.076,75.551,76.649
0570 DATA 75.676,69.3016,77.465,69.302,76.504,77.574,76.649
0580 DATA 68.562,78.452,68.562,77.465,78.562,77.574,67.765
0590 DATA 79.427,67.765,78.452,79.519,78.562,67.003,80.408
0600 DATA 67.003,79.427,80.501,79.519,66.273,81.413,66.273
0610 DATA 80.408,81.488,80.501,65.46,82.405,65.46,81.413
0620 DATA 82.481,81.488,64.71,83.402,64.71,82.405,83.459,82.481
0630 DATA 63.923,84.422,63.923,83.402,84.46,83.459,63.167
0640 DATA 85.426,63.167,84.422,85.464,84.46,62.4073,86.433
0650 DATA 62.407,85.426,86.471,85.464,61.645,87.462,61.645
0660 DATA 86.433,87.462,86.471,60.852,88.473,60.852,87.462
0670 DATA 88.47,87.462,60.089,89.427,60.089,88.473,89.599,88.47
0680 DATA 59.382
0690 END
```

EFFORTS DANS LES BARRES

α_i

F(1)=	.257668		F(2)=	- 1.032663		F(3)=	- .457320
F(6)=	- 1.470555		F(7)=	- .438113		F(8)=	.879642
F(11)=	- .420821		F(12)=	1.304168		F(13)=	.200707
F(16)=	1.720115		F(17)=	.184032		F(18)=	- 2.651779
F(21)=	.167241		F(22)=	- 3.008268		F(23)=	- .377355
F(26)=	- 3.349182		F(27)=	- .361738		F(28)=	2.937555
F(31)=	- .348999		F(32)=	3.330235		F(33)=	.121256
F(36)=	3.723288		F(37)=	.105060		F(38)=	- 4.276803
F(41)=	.092363		F(42)=	- 4.557040		F(43)=	- .310619
F(46)=	- 4.827167		F(47)=	- .302715		F(48)=	4.828901
F(51)=	- .290417		F(52)=	5.165446		F(53)=	.058387
F(56)=	5.483423		F(57)=	.056314		F(58)=	- 5.586260

	F(4)=	.441841		F(5)=	.241369	
	F(9)=	.220703		F(10)=	- 1.884708	
	F(14)=	- 2.277595		F(15)=	- .405413	
	F(19)=	- .390456		F(20)=	2.130201	
	F(24)=	2.536734		F(25)=	.150643	
	F(29)=	.135620		F(30)=	- 3.672924	
	F(34)=	- 3.982630		F(35)=	- .334333	
	F(39)=	- .320483		F(40)=	4.102215	
	F(44)=	4.471537		F(45)=	.080792	
	F(49)=	.068804		F(50)=	- 5.089204	
	F(54)=	- 5.339748		F(55)=	- .286258	
	F(59)=	- .318947		F(60)=	5.810920	

Systeme isostatique.

Effort horizontal appliqué H = 1 t.

Du fait de la symétrie, le calcul s'est fait dans une seule moitié.

```

0010 DIM T(87),S(87),C(87),I(61)
0020 REM LECTURE DES ANGLEES
0030 MAT READ T
0040 FOR I=1 TO 87
0050 S(I)=SIN(RAD(T(I)))
0060 C(I)=COS(RAD(T(I)))
0070 NEXT I
0080 REM S(I) CONTIENT LE SINUS DE THETA I
0090 REM C(I) CONTIENT LE COS. DE THETA I
0100 LET J=0
0110 PRINT FLP, 'ANGLES'
0120 PRINT FLP,
0130 FOR I=1 TO 87
0140 PRINT USING FLP, @150, I, T(I):
0150 : ##- ###.#### I
0160 LET J=J+1
0170 IF J<6 GOTO 0200
0180 LET J=0
0190 PRINT FLP,
0200 NEXT I
0210 PRINT FLP,
0220 FOR K=1 TO 15
0221 LET H=0
0230 LET N=1
0240 LET X=3*K
0250 LET R=(90-X)/90
0260 LET I=1
0270 LET F(N)=-R
0280 LET F(N+1)=0
0290 LET F(N+2)=(-F(N)*S(I+1))/C(I+1)+C(I+1)*F(N+1)/S(I+1)
0300 LET F(N+3)=(F(N)*S(I+2)/C(I+1)+S(I+1)*F(N+1)/S(I+1))
0310 LET I=-2
0320 FOR N=4 TO 56 STEP 4
0321 LET H=H+1
0330 LET T=I+6
0340 LET A=F(N-1)*S(I+1)+F(N-2)*S(I+2)
0350 LET B=C(N-1)*C(I+1)-F(N-2)*C(I+2)
0360 LET F(N+1)=-(A*C(I)+B*S(I))/S(I)
0370 LET F(N+2)=A/S(I)
0380 IF H<K GOTO 0460
0390 LET A=F(N)*S(I+4)*C(I+3)-(F(N)*C(I+4)+F(N+1))*S(I+3)
0400 LET B=C(I+3)*S(I+5)+S(I+3)*C(I+5)
0410 LET F(N+3)=A/B
0420 LET A=(F(N)*C(I+4)+F(N+1)+1)*S(I+4)+C(N)*S(I+4)*C(I+5)
0430 LET B=C(I+3)*S(I+5)+S(I+3)*C(I+5)
0440 LET F(N+4)=A/B
0450 GOTO 0520
0460 LET A=(F(N)*C(I+4)+1*(N+1))*S(I+5)+F(N+1)*C(I+4)*C(I+5)
0470 LET B=C(I+3)*S(I+5)+S(I+3)*C(I+5)
0480 LET F(N+4)=A/B
0490 LET A=F(N)*S(I+4)*C(I+3)-(F(N)*C(I+4)+F(N+1))*S(I+3)
0500 LET B=C(I+3)*S(I+5)+S(I+3)*C(I+5)
0510 LET F(N+3)=A/B
0520 NEXT N
0530 PRINT FLP,
0540 PRINT FLP, 'EFFORTS dans les barres'
0550 PRINT FLP,
0560 LET I=0
0570 FOR J=1 TO 5
0580 LET I=I+1
0590 PRINT USING FLP, @150, I, I, C(I):
0600 : F(##)= ###.##### I
0610 NEXT J

```

Efforts dans les barres
de la moitié gauche du
pont :

- Arc simplement appuyé
- Une charge d'une tonne se déplace à chaque fois de 3 m.


```

0650 IF JOB (JOB) 0670      0.630 IF I<60 GOTO 0570
0640 PAUSE
0650 NEXT K
0660 DATA 75.551,76.676,70.076,76.504,70.076,75.551,76.649
0670 DATA 75.676,69.5016,77.465,69.502,76.504,77.574,76.649
0680 DATA 68.562,78.452,68.562,77.465,78.562,77.574,67.765
0690 DATA 79.427,67.765,78.452,79.519,78.562,67.003,80.408
0700 DATA 67.003,79.427,80.501,79.519,66.273,81.413,66.273
0710 DATA 80.408,81.488,80.501,65.46,82.405,65.46,81.413
0720 DATA 82.481,81.488,84.71,83.402,84.71,82.405,83.459,82.481
0730 DATA 63.923,84.422,63.923,83.402,80.46,83.459,83.167
0740 DATA 85.426,63.167,84.422,65.464,84.46,63.4073,86.033
0750 DATA 62.407,85.426,86.471,85.464,61.845,87.462,61.614
0760 DATA 86.433,87.867,86.471,80.857,80.873,80.852,87.462
0770 DATA 88.47,87.462,80.089,89.427,80.832,88.473,89.495,88.47
0780 DATA 59.362
0790 END

```

```

0010 DIM T(87),S(87),C(87),F(61)
0020 REM LECTURE DES ANGLES
0030 MAT READ T
0040 FOR I=1 TO 87
0050 S(I)=SIN(RAD(T(I)))
0060 C(I)=COS(RAD(T(I)))
0070 NEXT I
0080 REM S(I) CONTIENT LE SINUS DE THETA I
0090 REM C(I) CONTIENT LE COS DE THETA I
0100 LET J=0
0110 PRINT FLP, 'ANGLES'
0120 PRINT FLP,
0130 FOR I=1 TO 87
0140 PRINT USING FLP,0150, C(I),S(I);
0150 : ##- ###,#### I
0160 LET J=J+1
0170 IF J<6 GOTO 0200
0180 LET J=0
0190 PRINT FLP,
0200 NEXT I
0210 PRINT FLP,
0220 FOR K=1 TO 15
0230 LET H=0
0240 LET N=1
0250 LET X=3*K
0260 LET R=X/90
0270 LET I=1
0280 LET F(N)=-R
0290 LET F(N+1)=0
0300 LET F(N+2)=(-F(N)*S(I+1))/(C(I+1)*S(I+2)+C(I+2)*S(I+1))
0310 LET F(N+3)=(F(N)*S(I+2))/(C(I+1)*S(I+2)+C(I+2)*S(I+1))
0320 LET I=-2
0330 FOR N=4 TO 56 STEP 4
0340 LET H=H+1
0350 LET I=I+6
0360 LET A=F(N-1)*S(I+1)+F(N-2)*S(I+2)
0370 LET B=F(N-1)*C(I+1)-F(N-2)*C(I+2)
0380 LET F(N+1)=-(A*C(I)+B*S(I))/S(I)
0390 LET F(N+2)=A/S(I)
0400 LET A=(F(N)*C(I+4)+F(N+1))*S(I+5)+F(N)*S(I+4)*C(I+5)
0410 LET B=C(I+3)*S(I+5)+S(I+3)*C(I+5)
0420 LET F(N+4)=A/B
0430 LET A=F(N)*S(I+4)*C(I+3)-(F(N)*C(I+4)+F(N+1))*S(I+3)
0440 LET B=C(I+3)*S(I+5)+S(I+3)*C(I+5)
0450 LET F(N+3)=A/B

```

programme
 établi
 à partir de
 l'appui B

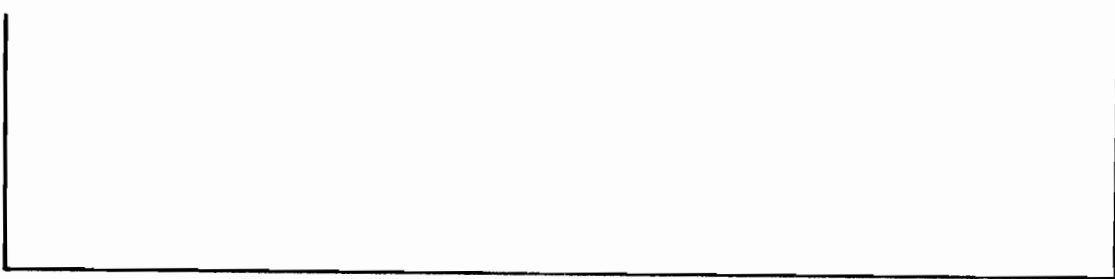
```
0460 NEXT N
0470 PRINT FLP,
0480 PRINT FLP, 'EFFORTS DANS LES BARRIS'
0490 PRINT FLP,
0500 LET I=0
0510 FOR J=1 TO 5
0520 LET I=I+1
0530 PRINT USING FLP,0540,1,F(J);
0540 :   F(##)= ####.#####   I
0550 NEXT J
0560 PRINT FLP,
0570 IF I<60 GOTO 0510
0580 PAUSE
0590 NEXT K
0600 DATA 75.551,76.676,70.076,76.504,70.076,75.551,76.649
0610 DATA 75.676,69.3016,77.465,69.302,76.504,77.574,76.649
0620 DATA 68.562,78.452,68.562,77.465,78.562,77.574,67.765
0630 DATA 79.427,67.765,78.452,79.519,78.562,67.003,80.408
0640 DATA 67.003,79.427,80.501,79.519,66.273,81.413,66.273
0650 DATA 80.408,81.488,80.501,65.46,82.405,65.46,81.413
0660 DATA 82.481,81.488,64.71,83.402,64.71,82.405,83.459,82.481
0670 DATA 63.923,84.422,63.923,83.402,84.46,83.459,63.167
0680 DATA 85.426,63.167,84.422,85.464,84.46,62.4073,86.433
0690 DATA 62.407,85.426,86.471,85.464,61.645,87.462,61.645
0700 DATA 86.433,87.462,86.471,60.852,88.473,60.852,87.462
0710 DATA 88.47,87.462,60.089,89.427,60.089,88.473,89.599,88.47
0720 DATA 59.382
0730 END
```

ANGLES

1-	75.5510		2-	76.6760		3-	70.0760		4-	76.5040	
7-	76.6490		8-	75.6760		9-	69.3016		10-	77.4650	
13-	77.5740		14-	76.6490		15-	68.5620		16-	78.4520	
19-	78.5620		20-	77.5740		21-	67.7650		22-	79.4270	
25-	79.5190		26-	78.5620		27-	67.0030		28-	80.4080	
31-	80.5010		32-	79.5190		33-	66.2730		34-	81.4130	
37-	81.4880		38-	80.5010		39-	65.4600		40-	82.4050	
43-	82.4810		44-	81.4880		45-	64.7100		46-	83.4020	
49-	83.4590		50-	82.4810		51-	63.9230		52-	84.4220	
55-	84.4600		56-	83.4590		57-	63.1670		58-	85.4260	
61-	85.4640		62-	84.4600		63-	62.4073		64-	86.4330	
67-	86.4710		68-	85.4640		69-	61.6450		70-	87.4620	
73-	87.4620		74-	86.4710		75-	60.8520		76-	88.4730	
79-	88.4700		80-	87.4620		81-	60.0890		82-	89.4270	
85-	89.5990		86-	88.4700		87-	59.3820				



	5-	70.0760		6-	75.5510	
	11-	69.3020		12-	76.5040	
	17-	68.5620		18-	77.4650	
	23-	67.7650		24-	78.4520	
	29-	67.0030		30-	79.4270	
	35-	66.2730		36-	80.4080	
	41-	65.4600		42-	81.4130	
	47-	64.7100		48-	82.4050	
	53-	63.9230		54-	83.4020	
	59-	63.1670		60-	84.4220	
	65-	62.4070		66-	85.4260	
	71-	61.6450		72-	86.4330	
	77-	60.8520		78-	87.4620	
	83-	60.0890		84-	88.4730	



EFFORTS DANS LES BARRES

N°i

F(1)= -	.966667		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.715681
F(6)=	1.658796		F(7)=	.001241		F(8)= -	1.651883
F(11)= -	.000870		F(12)= -	1.644962		F(13)=	.029556
F(16)= -	1.637949		F(17)=	.029105		F(18)=	1.640178
F(21)=	.029730		F(22)=	1.633056		F(23)= -	.002514
F(26)=	1.626152		F(27)= -	.003725		F(28)= -	1.615416
F(31)= -	.003957		F(32)= -	1.607869		F(33)=	.030458
F(36)= -	1.599765		F(37)=	.031581		F(38)=	1.603859
F(41)=	.031596		F(42)=	1.595537		F(43)= -	.006806
F(46)=	1.587499		F(47)= -	.007105		F(48)= -	1.574244
F(51)= -	.009385		F(52)= -	1.564597		F(53)=	.032673
F(56)= -	1.555080		F(57)=	.031146		F(58)=	1.561517

Partie gauche du pont

F = 1t à 3m de l'appui A

F(4)= -	1.657609		F(5)= -	.971784	
F(9)=	.027804		F(10)=	1.653566	
F(14)=	1.646674		F(15)= -	.001091	
F(19)= -	.002289		F(20)= -	1.630517	
F(24)= -	1.623268		F(25)=	.030327	
F(29)=	.030401		F(30)=	1.618736	
F(34)=	1.611631		F(35)= -	.005224	
F(39)= -	.006510		F(40)= -	1.590974	
F(44)= -	1.582468		F(45)=	.031624	
F(49)=	.032188		F(50)=	1.579721	
F(54)=	1.570532		F(55)= -	.009848	
F(59)= -	.000980		F(60)= -	1.553721	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°

F(1)= -	.0333333		F(2)=	0,000000		F(3)=	.059161
F(6)=	.057200		F(7)=	.057765		F(8)= -	.114573
F(11)=	.060599		F(12)= -	.171510		F(13)= -	.031662
F(16)= -	.229192		F(17)= -	.030826		F(18)=	.228762
F(21)= -	.029866		F(22)=	.130397		F(23)=	.062661
F(26)=	.343060		F(27)=	.063083		F(28)= -	.400780
F(31)=	.063799		F(32)= -	.417983		F(33)= -	.026919
F(36)= -	.514991		F(37)= -	.025628		F(38)=	.514312
F(41)= -	.024650		F(42)=	.571202		F(43)=	.065044
F(46)=	.628246		F(47)=	.066635		F(48)= -	.685851
F(51)=	.065260		F(52)= -	.742274		F(53)= -	.021207
F(56)= -	.798758		F(57)= -	.020763		F(58)=	.798751

Partie droite du pont
 $F = 1t$ à 3m de D appui A

F(4)= -	.057159		F(5)= -	.033510	
F(9)= -	.032666		F(10)=	.170443	
F(14)=	.171595		F(15)=	.061317	
F(19)=	.061891		F(20)= -	.386390	
F(24)= -	.393689		F(25)= -	.028805	
F(29)= -	.027863		F(30)=	.400114	
F(34)=	.457317		F(35)=	.064115	
F(39)=	.034445		F(40)= -	.571815	
F(44)= -	.628760		F(45)= -	.023663	
F(49)= -	.022439		F(50)=	.685461	
F(54)=	.742048		F(55)=	.065675	
F(59)=	.071219		F(60)= -	.859783	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°i

F(1)= -	.933333		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.656520
F(6)=	1.601596		F(7)=	1.679016		F(8)= -	3.208039
F(11)= -	.055802		F(12)= -	3.143022		F(13)=	.087346
F(16)= -	3.078079		F(17)=	.085578		F(18)=	3.075848
F(21)=	.085829		F(22)=	3.011087		F(23)= -	.060265
F(26)=	2.946852		F(27)= -	.062839		F(28)= -	2.881720
F(31)= -	.063704		F(32)= -	2.816598		F(33)=	.084357
F(36)= -	2.750743		F(37)=	.085353		F(38)=	2.752550
F(41)=	.084412		F(42)=	2.686578		F(43)= -	.069798
F(46)=	2.621241		F(47)= -	.070673		F(48)= -	2.552129
F(51)= -	.074667		F(52)= -	2.484516		F(53)=	.083230
F(56)= -	2.417314		F(57)=	.079864		F(58)=	2.423252

Partie gauche du pont.

F = 1t à 6m de l'appui A

	F(4)= -	1.600450		F(5)= -	.938274	
	F(9)= -	.915128		F(10)=	3.204397	
	F(14)=	3.139629		F(15)= -	.056662	
	F(19)= -	.059353		F(20)= -	3.012576	
	F(24)= -	2.947556		F(25)=	.085993	
	F(29)=	.085191		F(30)=	2.881939	
	F(34)=	2.817720		F(35)= -	.066290	
	F(39)= -	.068915		F(40)= -	2.683879	
	F(44)= -	2.617683		F(45)=	.083493	
	F(49)=	.083442		F(50)=	2.556476	
	F(54)=	2.489641		F(55)= -	.075711	
	F(59)= -	.062547		F(60)= -	2.362683	

EFFORTS DANS LES BARRES

Nⁱ

F(1)= -	.066667		F(2)=	0.000000		F(3)=	.118323	
F(6)=	.114400		F(7)=	.119930		F(8)= -	.229146	
F(11)=	.121198		F(12)= -	.393819		F(13)= -	.063323	
F(16)= -	.458383		F(17)= -	.061655		F(18)=	.457524	
F(21)= -	.059671		F(22)=	.571693		F(23)=	.125322	
F(26)=	.686121		F(27)=	.126176		F(28)= -	.801561	
F(31)=	.127597		F(32)= -	.915975		F(33)= -	.053837	
F(36)= -	1.029981		F(37)= -	.051257		F(38)=	1.028625	
F(41)= -	.049299		F(42)=	1.102904		F(43)=	.130088	
F(46)=	1.256491		F(47)=	.131269		F(48)= -	1.371701	
F(51)=	.130521		F(52)= -	1.434548		F(53)= -	.042413	
F(56)= -	1.597515		F(57)= -	.041925		F(58)=	1.597502	

Partie droite du pont

F = 1 t à 6 m de l'appui A

F(4)= -	.114318		F(5)= -	.067020	
F(9)= -	.065366		F(10)=	.228886	
F(14)=	.343189		F(15)=	.122633	
F(19)=	.123782		F(20)= -	.572780	
F(24)= -	.687378		F(25)= -	.057610	
F(29)= -	.055725		F(30)=	.800229	
F(34)=	.914634		F(35)=	.128231	
F(39)=	.128889		F(40)= -	1.143630	
F(44)= -	1.257519		F(45)= -	.047326	
F(49)= -	.044878		F(50)=	1.370921	
F(54)=	1.484095		F(55)=	.131349	
F(59)=	.142437		F(60)= -	1.719567	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°

F(1)= -	.900000		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.597358	
F(6)=	1.544396		F(7)=	1.619051		F(8)= -	3.093466	
F(11)=	1.636172		F(12)= -	4.641562		F(13)= -	.854866	
F(16)= -	4.518705		F(17)=	.142048		F(18)=	4.512008	
F(21)=	.141926		F(22)=	4.389626		F(23)= -	.117996	
F(26)=	4.268078		F(27)= -	.121932		F(28)= -	4.148572	
F(31)= -	.123429		F(32)= -	4.025893		F(33)=	.138254	
F(36)= -	3.902306		F(37)=	.139124		F(38)=	3.901820	
F(41)=	.137227		F(42)=	3.778216		F(43)= -	.132768	
F(46)=	3.655597		F(47)= -	.134220		F(48)= -	3.530654	
F(51)= -	.139927		F(52)= -	3.405091		F(53)=	.133787	
F(56)= -	3.280223		F(57)=	.128581		F(58)=	3.285658	

Partie gauche du pont

F = 1 t à 9 m de l'appui A

F(4)= -	1.543291		F(5)= -	.904764	
F(9)= -	.882445		F(10)=	3.089955	
F(14)=	4.633058		F(15)= -	.112213	
F(19)= -	.116398		F(20)= -	4.395148	
F(24)= -	4.272375		F(25)=	.141656	
F(29)=	.139978		F(30)=	4.145685	
F(34)=	4.024370		F(35)= -	.127334	
F(39)= -	.131299		F(40)= -	3.777387	
F(44)= -	3.653519		F(45)=	.135361	
F(49)=	.134695		F(50)=	3.533865	
F(54)=	3.409402		F(55)= -	.141552	
F(59)= -	.124089		F(60)= -	3.172343	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°i

F(1)= -	.100000		F(7)=	0.500000		F(3)=	.177484
F(6)=	.171600		F(7)=	.176395		F(8)= -	.343718
F(11)=	.181797		F(12)= -	.515725		F(13)= -	.094985
F(16)= -	.687575		F(17)= -	.092079		F(18)=	.686287
F(21)= -	.089507		F(22)=	.857500		F(23)=	.187983
F(26)=	1.029181		F(27)=	.189264		F(28)= -	1.202341
F(31)=	.191396		F(32)= -	0.373963		F(33)= -	.080756
F(36)= -	1.544972		F(37)= -	.076885		F(38)=	1.542937
F(41)= -	.073949		F(42)=	1.713005		F(43)=	.195132
F(46)=	1.884737		F(47)=	.196900		F(48)= -	2.057552
F(51)=	.195781		F(52)= -	2.226022		F(53)= -	.066620
F(56)= -	2.396273		F(57)= -	.062083		F(58)=	2.396253

Partie droite du pont

F = 1 t ~~à~~ 9 m de l'appui A

F(4)= -	.171477		F(5)= -	.100529	
F(9)= -	.098049		F(10)=	.343328	
F(14)=	.514784		F(15)=	.183950	
F(19)=	.185673		F(20)= -	.859171	
F(24)= -	1.031067		F(25)= -	.086416	
F(29)= -	.083583		F(30)=	1.200343	
F(34)=	1.371951		F(35)=	.192346	
F(39)=	.193334		F(40)= -	1.715445	
F(44)= -	1.886779		F(45)= -	.070939	
F(49)= -	.067317		F(50)=	2.056382	
F(54)=	2.226144		F(55)=	.197024	
F(59)=	.213656		F(60)= -	2.572350	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°:

F(1)= - .866667		F(2)= 0.000000		F(3)= 1.538197
F(6)= 1.487196		F(7)= 1.559087		F(8)= - 2.978893
F(11)= 1.575573		F(12)= - 4.469652		F(13)= - .823205
F(16)= - 5.958980		F(17)= - .801487		F(18)= 5.947818
F(21)= .198018		F(22)= 5.767815		F(23)= - .175728
F(26)= 5.588953		F(27)= - .181027		F(28)= - 5.415074
F(31)= - .183155		F(32)= - 5.234837		F(33)= .192145
F(36)= - 5.053517		F(37)= .192889		F(38)= 5.050740
F(41)= .190036		F(42)= 4.869503		F(43)= - .195739
F(46)= 4.689604		F(47)= - .197768		F(48)= - 4.508827
F(51)= - .205187		F(52)= - 4.325317		F(53)= .184337
F(56)= - 4.142782		F(57)= .177292		F(58)= 4.147715

Partie gauche du pont

F = 1t , à 12m de l'appui A

	F(4)= - 1.486132		F(5)= - .871255	
	F(9)= - .849762		F(10)= 2.975512	
	F(14)= 4.461463		F(15)= 1.594232	
	F(19)= - .173443		F(20)= - 5.777369	
	F(24)= - 5.596843		F(25)= .197314	
	F(29)= .194760		F(30)= 5.409081	
	F(34)= 5.230670		F(35)= - .188379	
	F(39)= - .193683		F(40)= - 4.870544	
	F(44)= - 4.689004		F(45)= .187223	
	F(49)= .185942		F(50)= 4.510904	
	F(54)= 4.328813		F(55)= - .207394	
	F(59)= - .185633		F(60)= - 3.981651	

EFFORTS DANS LES BARRES N°:

F(1)= - .133333		F(2)= 0.000000		F(3)= .236646
F(6)= .228799		F(7)= .239809		F(8)= - .458291
F(11)= .242396		F(12)= - .687639		F(13)= - .126647
F(16)= - .916766		F(17)= - .123306		F(18)= .915049
F(21)= - .119342		F(22)= 1.143307		F(23)= .250644
F(26)= 1.372242		F(27)= .252352		F(28)= - 1.603121
F(31)= .255194		F(32)= - 1.831951		F(33)= - .107674
F(36)= - 2.059963		F(37)= - .102514		F(38)= 2.057249
F(41)= - .098599		F(42)= 2.284807		F(43)= .260176
F(46)= 2.512982		F(47)= .262538		F(48)= - 2.743402
F(51)= .261041		F(52)= - 2.969096		F(53)= - .084827
F(56)= - 3.195030		F(57)= - .083851		F(58)= 3.195005

Partie droite du pont

F = 1t à 12 m de l'appui A

	F(4)= - .228636		F(5)= - .134039	
	F(9)= - .130733		F(10)= .457771	
	F(14)= .686379		F(15)= .245267	
	F(19)= .247563		F(20)= - 1.145561	
	F(24)= - 1.374755		F(25)= - .115221	
	F(29)= - .111450		F(30)= 1.600458	
	F(34)= 1.829268		F(35)= .256462	
	F(39)= .257779		F(40)= - 2.287260	
	F(44)= - 2.515038		F(45)= - .094652	
	F(49)= - .089755		F(50)= 2.741843	
	F(54)= 2.968191		F(55)= .262699	
	F(59)= .284875		F(60)= - 3.439134	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°:

F(1)= - .833333		F(2)= 0.000000		F(3)= 1.479036	
F(6)= 1.429996		F(7)= 1.499122		F(8)= - 2.864321	
F(11)= 1.514974		F(12)= - 4.297743		F(13)= - .791543	
F(16)= - 5.729789		F(17)= - .770660		F(18)= 5.719056	
F(21)= - .745888		F(22)= 7.146169		F(23)= - .233459	
F(26)= 6.909994		F(27)= - .240121		F(28)= - 6.681741	
F(31)= - .242881		F(32)= - 6.443946		F(33)= .246038	
F(36)= - 6.204895		F(37)= .246657		F(38)= 6.199825	
F(41)= .242848		F(42)= 5.960956		F(43)= - .258710	
F(46)= 5.723776		F(47)= - .261315		F(48)= - 5.487166	
F(51)= - .270448		F(52)= - 5.245708		F(53)= .234891	
F(56)= - 5.005506		F(57)= .226007		F(58)= 5.009936	

Partie gauche du pont

F = 1 t - à 15m de l'appui A.

F(4)= - 1.428973		F(5)= - .837745	
F(9)= - .817079		F(10)= 2.861069	
F(14)= 4.289868		F(15)= 1.532916	
F(19)= 1.547272		F(20)= - 7.159756	
F(24)= - 6.921476		F(25)= .252975	
F(29)= .249545		F(30)= 6.672642	
F(34)= 6.437136		F(35)= - .249424	
F(39)= - .256068		F(40)= - 5.963866	
F(44)= - 5.724655		F(45)= .239088	
F(49)= .237191		F(50)= 5.488108	
F(54)= 5.248389		F(55)= - .273235	
F(59)= - .247176		F(60)= - 4.791124	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°i

F(1)= -	.166667		F(2)=	0,000000		F(3)=	.295807	
F(6)=	.285999		F(7)=	.299829		F(8)= -	.572864	
F(11)=	.302995		F(12)= -	.859598		F(13)= -	.158309	
F(16)= -	1.145958		F(17)= -	.159137		F(18)=	1.145811	
F(21)= -	.149178		F(22)=	1.909554		F(23)=	.313305	
F(26)=	1.715302		F(27)=	.310499		F(28)= -	2.005902	
F(31)=	.318993		F(32)= -	2.199230		F(33)= -	.134593	
F(36)= -	2.574953		F(37)= -	.128192		F(38)=	2.571561	
F(41)= -	.123243		F(42)=	2.856607		F(43)=	.325220	
F(46)=	3.141228		F(47)=	.328173		F(48)= -	3.429253	
F(51)=	.326301		F(52)= -	3.713371		F(53)= -	.106033	
F(56)= -	3.993788		F(57)= -	.100814		F(58)=	3.993756	

L'artie droite du pont

$F = 1t$ à 15 m de l'appui A

F(4)= -	.285795		F(5)=	.167549	
F(9)= -	.163916		F(10)=	.572214	
F(14)=	.857974		F(15)=	.306583	
F(19)=	.309454		F(20)= -	1.931951	
F(24)= -	1.718444		F(25)= -	.144026	
F(29)= -	.159313		F(30)=	2.000572	
F(34)=	2.286585		F(35)=	.320577	
F(39)=	.322224		F(40)= -	2.859075	
F(44)= -	3.143798		F(45)= -	.118315	
F(49)= -	.112194		F(50)=	3.427304	
F(54)=	3.710239		F(55)=	.328373	
F(59)=	.356094		F(60)= -	4.298917	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°

F (1) = -	1.800000	F (2) =	0.000000	F (3) =	1.419874
F (6) =	1.372796	F (7) =	1.439157	F (8) = -	2.749748
F (11) =	1.454375	F (12) = -	4.125833	F (13) = -	1.759881
F (16) = -	5.500597	F (17) = -	1.739834	F (18) =	5.490294
F (21) = -	1.716052	F (22) =	6.860322	F (23) =	1.503864
F (26) =	8.233452	F (27) = -	1.299209	F (28) = -	7.950830
F (31) = -	1.302601	F (32) = -	7.655477	F (33) =	1.299971
F (36) = -	7.358692	F (37) =	1.300465	F (38) =	7.351326
F (41) =	1.295701	F (42) =	7.054824	F (43) = -	1.321677
F (46) =	6.760363	F (47) = -	1.324859	F (48) = -	6.467923
F (51) = -	1.335708	F (52) = -	6.168514	F (53) =	1.285488
F (56) = -	5.870644	F (57) =	1.274761	F (58) =	5.874570

Rate gauche du pont
 $F = 1E$ à 18m de l'appui A

F (4) = -	1.371814	F (5) = -	1.804235	F (9) = -	2.746626
F (14) =	4.118273	F (15) =	1.471599	F (19) =	1.485381
F (24) = -	8.248532	F (25) = -	1.691326	F (29) =	1.304368
F (34) =	7.646017	F (35) = -	1.310464	F (39) = -	1.318449
F (44) = -	6.762723	F (45) =	1.290994	F (49) =	1.288483
F (54) =	6.170379	F (55) = -	1.339077	F (59) = -	1.308705

EFFORTS DANS LES BARRES

N°

F (1) = -	, 200000	F (2) =	0, 000000	F (3) =	, 354969
F (6) =	, 343199	F (7) =	, 355789	F (8) = -	, 687437
F (11) =	, 363594	F (12) = -	, 001450	F (13) = -	, 189970
F (16) = -	, 1, 375149	F (17) = -	, 184950	F (18) =	, 1, 372573
F (21) = -	, 179013	F (22) =	, 1, 710880	F (23) =	, 375966
F (26) =	, 2, 058363	F (27) =	, 2, 077720	F (28) = -	, 2, 4004682
F (31) =	, 382792	F (32) = -	, 153771	F (33) =	, 161511
F (36) = -	, 3, 089944	F (37) = -	, 3, 427211	F (38) =	, 5, 085874
F (41) = -	, 147898	F (42) =	, 3, 232807	F (43) =	, 3, 290264
F (46) =	, 3, 769474	F (47) =	, 4, 193645	F (48) = -	, 4, 115103
F (51) =	, 391562	F (52) = -	, 125777	F (53) = -	, 127240
F (56) = -	, 4, 792546	F (57) = -		F (58) =	, 4, 792507

Partie droite du pont

$F = Ae \text{ à } 18m \text{ de l'appui } \uparrow$

F (4) = -	, 342954	F (5) = -	, 201059	F (6) = -	, 686657
F (9) = -	, 196099	F (10) =	, 367900	F (11) =	, 1, 718341
F (14) =	, 1, 029568	F (15) =	, 172831	F (16) = -	, 2, 400686
F (19) =	, 371345	F (20) = -	, 384693	F (21) =	, 3, 450890
F (24) = -	, 2, 062133	F (25) = -	, 141978	F (26) =	, 4, 112764
F (29) = -	, 1, 67176	F (30) =	, 394048	F (31) =	, 4, 794048
F (34) =	, 2, 743902	F (35) =	, 5, 158701	F (36) =	
F (39) =	, 686668	F (40) = -		F (41) =	
F (44) = -	, 3, 72957	F (45) = -		F (46) =	
F (49) = -	, 134633	F (50) =		F (51) =	
F (54) =	, 4, 452287	F (55) =		F (56) =	
F (59) =	, 427312	F (60) = -		F (61) =	

EFFORTS DANS LES BARRES N°2

F(1)= -	.766667		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.360713
F(6)=	1.315597		F(7)=	1.379192		F(8)= -	2.635175
F(11)=	1.393776		F(12)= -	3.953923		F(13)= -	.728219
F(16)= -	5.271406		F(17)= -	.709007		F(18)=	5.261531
F(21)= -	.686217		F(22)=	6.574475		F(23)=	1.441203
F(26)=	7.890391		F(27)=	1.451023		F(28)= -	9.217948
F(31)= -	.362326		F(32)= -	8.965037		F(33)=	.353872
F(36)= -	8.510520		F(37)=	.354241		F(38)=	8.500860
F(41)=	.348521		F(42)=	8.146726		F(43)= -	.384647
F(46)=	7.794984		F(47)= -	.388405		F(48)= -	7.446711
F(51)= -	.400968		F(52)= -	7.089354		F(53)=	.336049
F(56)= -	6.733817		F(57)=	.323483		F(58)=	6.737240

Partie gauche du pont

F = 1t à 21m de l'appui A

F(4)= -	1.314655		F(5)= -	.770725	
F(9)= -	.751713		F(10)=	2.632184	
F(14)=	3.946679		F(15)=	1.410282	
F(19)=	1.423490		F(20)= -	6.586975	
F(24)= -	7.904844		F(25)= -	.662521	
F(29)= -	.640840		F(30)=	9.202631	
F(34)=	8.852932		F(35)= -	.371508	
F(39)= -	.380833		F(40)= -	8.153378	
F(44)= -	7.798823		F(45)=	.342867	
F(49)=	.339741		F(50)=	7.445381	
F(54)=	7.090404		F(55)= -	.404918	
F(59)= -	.370245		F(60)= -	6.412947	

EFFORTS DANS LES BARRES

N^o:

F(1)= -	.233333		F(2)=	0.000000		F(3)=	.414130
F(6)=	.400399		F(7)=	.419754		F(8)= -	.802010
F(11)=	.424193		F(12)= -	1.203368		F(13)= -	.221632
F(16)= -	1.604341		F(17)= -	.215735		F(18)=	1.601336
F(21)= -	.208849		F(22)=	2.000577		F(23)=	.438627
F(26)=	2.401423		F(27)=	.441615		F(28)= -	2.805462
F(31)=	.446590		F(32)= -	3.202213		F(33)= -	.188430
F(36)= -	3.604935		F(37)= -	.179398		F(38)=	3.600186
F(41)= -	.172548		F(42)=	3.803912		F(43)=	.455308
F(46)=	4.397719		F(47)=	.459407		F(48)= -	4.800954
F(51)=	.456822		F(52)= -	5.195919		F(53)= -	.198447
F(56)= -	5.591303		F(57)= -	.196790		F(58)=	5.591258

Partie droite du pont

F = 1t à 21 m, de l'appui A

F(4)= -	.400112		F(5)= -	.234569	
F(9)= -	.228782		F(10)=	.301099	
F(14)=	1.201163		F(15)=	.429216	
F(19)=	.433236		F(20)= -	2.004732	
F(24)= -	2.405822		F(25)= -	.201637	
F(29)= -	.195038		F(30)=	2.300801	
F(34)=	3.201219		F(35)=	.443808	
F(39)=	.451113		F(40)= -	4.002705	
F(44)= -	4.401317		F(45)= -	.165641	
F(49)= -	.157072		F(50)=	4.798225	
F(54)=	5.194335		F(55)=	.459723	
F(59)=	.498531		F(60)= -	6.018484	

EFFORTS DANS LES BARRES

N^o

F(1)= -	.733333		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.301551	
F(6)=	1.258397		F(7)=	1.319227		F(8)= -	2.520602	
F(11)=	1.333177		F(12)= -	3.782014		F(13)= -	.696558	
F(16)= -	5.042214		F(17)= -	.678181		F(18)=	5.032769	
F(21)= -	.656381		F(22)=	6.288628		F(23)=	1.378542	
F(26)=	7.547331		F(27)=	1.387935		F(28)= -	8.817167	
F(31)=	1.403569		F(32)= -	10.075728		F(33)= -	.592208	
F(36)= -	9.663477		F(37)=	.408036		F(38)=	9.651523	
F(41)=	.401360		F(42)=	9.239756		F(43)= -	.447616	
F(46)=	8.830732		F(47)= -	.451950		F(48)= -	8.426629	
F(51)= -	.466228		F(52)= -	8.011321		F(53)=	.386631	
F(56)= -	7.598117		F(57)=	.372224		F(58)=	7.601037	

Partie gauche du pont

F = 1 t à 24 m de l'appui A

!	F(4)= -	1.257496		F(5)= -	.737215	
	F(9)= -	.719029		F(10)=	2.517741	
!	F(14)=	3.775084		F(15)=	1.348966	
!	F(19)=	1.361599		F(20)= -	6.300585	
!	F(24)= -	7.561155		F(25)= -	.633715	
!	F(29)= -	.612977		F(30)=	8.802516	
!	F(34)=	10.060976		F(35)= -	.432550	
!	F(39)= -	.443215		F(40)= -	9.248280	
!	F(44)= -	8.836052		F(45)=	.394759	
!	F(49)=	.391018		F(50)=	8.424162	
!	F(54)=	8.011556		F(55)= -	.470760	
!	F(59)= -	.431779		F(60)= -	7.224004	

EFFORTS DANS LES BARRES N^1

F(1)= -	.266667		F(2)=	0,000000		F(3)=	.473291
F(6)=	.457599		F(7)=	.479719		F(8)= -	.916583
F(11)=	.484792		F(12)= -	1,375278		F(13)= -	.253294
F(16)= -	1,833532		F(17)= -	.206611		F(18)=	1,830098
F(21)= -	.238684		F(22)=	2,286774		F(23)=	.501288
F(26)=	2,744484		F(27)=	.504704		F(28)= -	3,206243
F(31)=	.510389		F(32)= -	3,663901		F(33)= -	.215348
F(36)= -	4,119925		F(37)= -	.205078		F(38)=	4,114498
F(41)= -	.197197		F(42)=	4,569814		F(43)=	.520352
F(46)=	5,025965		F(47)=	.525076		F(48)= -	5,486804
F(51)=	.522082		F(52)= -	5,938193		F(53)= -	.169654
F(56)= -	6,390061		F(57)= -	.167702		F(58)=	6,390009

Partie droite du pont

$F = 1t$ à 20 m de l'appui A.

	F(4)= -	.457271		F(5)= -	.268078	
	F(9)= -	.261465		F(10)=	.915542	
	F(14)=	1,372758		F(15)=	.490533	
	F(19)=	.495127		F(20)= -	2,291122	
	F(24)= -	2,749511		F(25)= -	.230442	
	F(29)= -	.222901		F(30)=	3,200915	
	F(34)=	3,658537		F(35)=	.512923	
	F(39)=	.515558		F(40)= -	4,574520	
	F(44)= -	5,030076		F(45)= -	.189304	
	F(49)= -	.179511		F(50)=	5,486686	
	F(54)=	5,936383		F(55)=	.525397	
	F(59)=	.569750		F(60)= -	6,378268	

EFFORTS DANS LES BARRES

Nⁱ

F(1)= -	.700000		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.242390	
F(6)=	1.201197		F(7)=	1.259262		F(8)= -	2.406029	
F(11)=	1.272578		F(12)= -	3.610104		F(13)= -	.664896	
F(16)= -	4.813023		F(17)= -	.647355		F(18)=	4.804007	
F(21)= -	.626546		F(22)=	6.002782		F(23)=	1.315881	
F(26)=	7.204270		F(27)=	1.324847		F(28)= -	8.416387	
F(31)=	1.339770		F(32)= -	9.617740		F(33)= -	.565290	
F(36)= -	10.814804		F(37)= -	.538197		F(38)=	10.800558	
F(41)=	.454171		F(42)=	10.331159		F(43)= -	.510586	
F(46)=	9.864854		F(47)= -	.515498		F(48)= -	9.404918	
F(51)= -	.531489		F(52)= -	8.931662		F(53)=	.437184	
F(56)= -	8.460791		F(57)=	.420937		F(58)=	8.463208	

Partie gauche du pont
 $F = 1t$ à 27 m de l'appui A.

F(4)= -	1.200337		F(5)= -	.703706	
F(9)= -	.686346		F(10)=	2.403298	
F(14)=	3.603489		F(15)=	1.287649	
F(19)=	1.299708		F(20)= -	6.014195	
F(24)= -	7.217466		F(25)= -	.604910	
F(29)= -	.585115		F(30)=	8.402402	
F(34)=	9.603658		F(35)=	1.346424	
F(39)= -	.505599		F(40)= -	10.341552	
F(44)= -	9.871653		F(45)=	.446623	
F(49)=	.442267		F(50)=	9.401316	
F(54)=	8.931082		F(55)= -	.536601	
F(59)= -	.493322		F(60)= -	8.033427	

EFFORTS DANS LES BARRES

 N_i

F(1)= -	.300000		F(2)=	0.000000		F(3)=	.532453	
F(6)=	.514799		F(7)=	.539334		F(8)= -	1.031155	
F(11)=	.545391		F(12)= -	1.547137		F(13)= -	.284955	
F(16)= -	2.062724		F(17)= -	.272433		F(18)=	2.058860	
F(21)= -	.268520		F(22)=	2.572621		F(23)=	.563949	
F(26)=	3.087544		F(27)=	.567792		F(28)= -	3.607023	
F(31)=	.574187		F(32)= -	4.121337		F(33)= -	.242267	
F(36)= -	4.634914		F(37)= -	.230656		F(38)=	4.628810	
F(41)= -	.221847		F(42)=	5.140816		F(43)=	.585396	
F(46)=	5.654210		F(47)=	.590711		F(48)= -	6.172655	
F(51)=	.587342		F(52)= -	6.680467		F(53)= -	.190860	
F(56)= -	7.188818		F(57)= -	.108665		F(58)=	7.188760	

Partie droite du pont

F = 1 t , à 27 m de l'appui A.

F(4)= -	.514430		F(5)= -	.501588	
F(9)= -	.294148		F(10)=	1.029985	
F(14)=	1.544353		F(15)=	.551850	
F(19)=	.557018		F(20)= -	2.577512	
F(24)= -	3.093200		F(25)= -	.259247	
F(29)= -	.250763		F(30)=	3.601029	
F(34)=	4.115854		F(35)=	.577039	
F(39)=	.580002		F(40)= -	5.146335	
F(44)= -	5.658836		F(45)= -	.212966	
F(49)= -	.201950		F(50)=	6.169147	
F(54)=	6.678431		F(55)=	.591072	
F(59)=	.640968		F(60)= -	7.738051	

EFFORTS DANS LES BARRES

Nⁱ

F(1)= -	.666667		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.183228	
F(6)=	1.143997		F(7)=	1.199297		F(8)= -	2.291457	
F(11)=	1.211979		F(12)= -	3.438194		F(13)= -	.633234	
F(16)= -	4.583831		F(17)= -	.616528		F(18)=	4.575245	
F(21)= -	.596710		F(22)=	5.716935		F(23)=	1.253220	
F(26)=	6.861210		F(27)=	1.261759		F(28)= -	8.015607	
F(31)=	1.275972		F(32)= -	9.159753		F(33)= -	.538371	
F(36)= -	10.299813		F(37)= -	.512569		F(38)=	10.286245	
F(41)= -	.492993		F(42)=	11.424035		F(43)= -	.573555	
F(46)=	10.900450		F(47)= -	.579043		F(48)= -	10.384682	
F(51)= -	.596749		F(52)= -	9.853477		F(53)=	.487763	
F(56)= -	9.324938		F(57)=	.469675		F(58)=	9.326851	

Partie gauche du pont

F = 1 t à 30 m de l'appui A

F(4)= -	1.143178		F(5)= -	.670196	
F(9)= -	.653663		F(10)=	2.288855	
F(14)=	3.431895		F(15)=	1.226333	
F(19)=	1.237817		F(20)= -	5.727805	
F(24)= -	6.873777		F(25)= -	.576105	
F(29)= -	.557252		F(30)=	8.002288	
F(34)=	9.146341		F(35)=	1.282309	
F(39)=	1.288894		F(40)= -	11.436300	
F(44)= -	10.908729		F(45)=	.498513	
F(49)=	.493541		F(50)=	10.379944	
F(54)=	9.852081		F(55)= -	.602443	
F(59)= -	.554856		F(60)= -	8.844330	

EFFORTS DANS LES BARRES N_i

F(1)= -	.333333		F(2)=	0.000000		F(6)=	.591614	
F(6)=	.571998		F(7)=	.588509		F(8)= -	1.145728	
F(11)=	.605990		F(12)= -	1.719097		F(13)= -	.316617	
F(16)= -	2.291916		F(17)= -	.308769		F(18)=	2.287622	
F(21)= -	.298355		F(22)=	2.850967		F(23)=	.626610	
F(26)=	3.430605		F(27)=	.630300		F(28)= -	4.007803	
F(31)=	.637986		F(32)= -	4.579376		F(33)= -	.269186	
F(36)= -	5.149907		F(37)= -	.236700		F(38)=	5.143123	
F(41)= -	.246496		F(42)=	5.712018		F(43)=	.650440	
F(46)=	6.282456		F(47)=	.656395		F(48)= -	6.858505	
F(51)=	.652603		F(52)= -	7.422001		F(53)= -	.212067	
F(56)= -	7.987576		F(57)= -	.209628		F(58)=	7.987511	

Partie droite du pont

$F = 1t$ à 30 m de l'appui A.

F(4)= -	.571589		F(5)= -	.335098	
F(9)= -	.626832		F(10)=	1.144428	
F(14)=	1.715947		F(15)=	.613166	
F(19)=	.618909		F(20)= -	2.863902	
F(24)= -	3.436889		F(25)= -	.288052	
F(29)= -	.278626		F(30)=	4.001144	
F(34)=	4.573171		F(35)=	.641154	
F(39)=	.644447		F(40)= -	5.718150	
F(44)= -	6.287595		F(45)= -	.236629	
F(49)= -	.224388		F(50)=	6.854607	
F(54)=	7.420479		F(55)=	.656746	
F(59)=	.712187		F(60)= -	8.597834	

EFFORTS DANS LES BARRES

Nⁱ

F(1)= -	.633333		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.124067
F(6)=	1.086797		F(7)=	1.139333		F(8)= -	2.176884
F(11)=	1.151380		F(12)= -	3.266284		F(13)= -	.601573
F(16)= -	4.354639		F(17)= -	.585702		F(18)=	4.346482
F(21)= -	.566875		F(22)=	5.431088		F(23)=	1.190559
F(26)=	6.518149		F(27)=	1.198671		F(28)= -	7.614826
F(31)=	1.212173		F(32)= -	8.701765		F(33)= -	.511453
F(36)= -	9.784823		F(37)= -	.486941		F(38)=	9.771933
F(41)= -	.468343		F(42)=	10.852833		F(43)=	1.235837
F(46)=	11.936666		F(47)= -	.642572		F(48)= -	11.365087
F(51)= -	.661993		F(52)= -	10.775945		F(53)=	.538345
F(56)= -	10.189752		F(57)=	.518416		F(58)=	10.191158

Partie gauche du pont

F = 1t à 33 m de l'appui A.

F(4)= -	1.086020		F(5)= -	.636686	
F(9)= -	.620980		F(10)=	2.174413	
F(14)=	3.260300		F(15)=	1.165016	
F(19)=	1.175927		F(20)= -	5.441414	
F(24)= -	6.530088		F(25)= -	.547300	
F(29)= -	.529389		F(30)=	7.602173	
F(34)=	8.689024		F(35)=	1.218193	
F(39)=	1.224449		F(40)= -	10.864485	
F(44)= -	11.946431		F(45)= -	.449596	
F(49)=	.544818		F(50)=	11.359207	
F(54)=	10.773730		F(55)= -	.668268	
F(59)= -	.616370		F(60)= -	9.655919	

EFFORTS DANS LES BARRES N^i

F(1)= -	.366667		F(2)=	0,000000		F(3)=	.650776	
F(6)=	.629198		F(7)=	.609604		F(8)= -	1,260301	
F(11)=	.666589		F(12)= -	1,891007		F(13)= -	.348279	
F(16)= -	2,521107		F(17)= -	.369091		F(18)=	2,516385	
F(21)= -	.328191		F(22)=	3,144504		F(23)=	.689271	
F(26)=	3,773665		F(27)=	.693763		F(28)= -	4,408584	
F(31)=	.701785		F(32)= -	5,037864		F(33)= -	.296104	
F(36)= -	5,664897		F(37)= -	.281913		F(38)=	5,657435	
F(41)= -	.271146		F(42)=	6,286512		F(43)=	.715484	
F(46)=	6,910702		F(47)=	.721900		F(48)= -	7,544356	
F(51)=	.717863		F(52)= -	8,166000		F(53)= -	.236274	
F(56)= -	8,786334		F(57)=	.240121		F(58)=	8,786263	

Partie droite du pont

$F = 1t$ à 33 m de l'appui A

?

F(4)= -	.628748		F(5)= -	.368608	
F(9)= -	.359515		F(10)=	1,258870	
F(14)=	1,887542		F(15)=	.679483	
F(19)=	.680800		F(20)= -	3,158223	
F(24)= -	3,780577		F(25)= -	.316858	
F(29)= -	.306489		F(30)=	4,401258	
F(34)=	5,030488		F(35)=	.705270	
F(39)=	.708892		F(40)= -	6,289965	
F(44)= -	6,916355		F(45)= -	.260292	
F(49)= -	.246827		F(50)=	7,540068	
F(54)=	8,162526		F(55)=	.722421	
F(59)=	.783406		F(60)= -	9,457618	

EFFORTS DANS LES BARRES

N^o:

F(1)= - .600000		F(2)= 0.000000		F(3)= 1.064906	
F(6)= 1.029597		F(7)= 1.079368		F(8)= - 2.062311	
F(11)= 1.090781		F(12)= - 3.094375		F(13)= - .569911	
F(16)= - 4.125448		F(17)= - .554875		F(18)= 4.117720	
F(21)= - .537039		F(22)= 5.145241		F(23)= 1.127898	
F(26)= 6.175089		F(27)= 1.135583		F(28)= - 7.214046	
F(31)= 1.148375		F(32)= - 8.243777		F(33)= - .484534	
F(36)= - 9.269832		F(37)= - .461312		F(38)= 9.257621	
F(41)= - .443694		F(42)= 10.281632		F(43)= 1.170793	
F(46)= 11.308421		F(47)= 1.181422		F(48)= - 12.345309	
F(51)= - .727253		F(52)= - 11.698218		F(53)= .588932	
F(56)= - 11.054357		F(57)= .567161		F(58)= 11.055259	

Partie gauche du pont

F = 1t à 36 m de l'appui A

F(4)= - 1.028851		F(5)= - .603176	
F(9)= - .588297		F(10)= 2.059970	
F(14)= 3.088705		F(15)= 1.103699	
F(19)= 1.114036		F(20)= - 5.155024	
F(24)= - 6.186399		F(25)= - .518494	
F(29)= - .501527		F(30)= 7.202059	
F(34)= 8.231707		F(35)= 1.154078	
F(39)= 1.160005		F(40)= - 10.292670	
F(44)= - 11.317672		F(45)= - .425933	
F(49)= - .403899		F(50)= 12.338293	
F(54)= 11.695186		F(55)= - .734109	
F(59)= - .677902		F(60)= - 10.467282	

EFFORTS DANS LES BARRES

Nⁱ

F(1)= -	.400000		F(2)=	0.000000		F(3)=	.709957	
F(6)=	.686398		F(7)=	.719573		F(8)= -	1.379874	
F(11)=	.727187		F(12)= -	2.062516		F(13)= -	.679943	
F(16)= -	2.750299		F(17)= -	.669917		F(18)=	2.745147	
F(21)= -	.358026		F(22)=	3.430181		F(23)=	.751952	
F(26)=	4.116726		F(27)=	.757056		F(28)= -	4.809364	
F(31)=	.765583		F(32)= -	5.495885		F(33)= -	.676023	
F(36)= -	6.179888		F(37)= -	.607541		F(38)=	6.171747	
F(41)= -	.295796		F(42)=	6.859421		F(43)=	.780528	
F(46)=	7.538947		F(47)=	.787619		F(48)= -	8.230206	
F(51)=	.783123		F(52)= -	8.907209		F(53)= -	.259480	
F(56)= -	9.585091		F(57)= -	.251700		F(58)=	9.585014	

Partie droite du pont

F = 1t à 36m de l'appui A.

F(4)= -	.685907		F(5)= -	.802118	
F(9)= -	.392198		F(10)=	1.473313	
F(14)=	2.059137		F(15)=	.735800	
F(19)=	.742690		F(20)= -	3.036683	
F(24)= -	4.124266		F(25)= -	.645663	
F(29)= -	.664511		F(30)=	4.801373	
F(34)=	5.487805		F(35)=	.769385	
F(39)=	.773335		F(40)= -	6.861780	
F(44)= -	7.505114		F(45)= -	.283955	
F(49)= -	.269266		F(50)=	8.225529	
F(54)=	8.904574		F(55)=	.788096	
F(59)=	.854425		F(60)= -	10.317401	

EFFORTS DANS LES BARRES N°i

F(1)= -	.566667		F(2)=	0.000000		F(3)=	1.005744	
F(6)=	.972397		F(7)=	1.019403		F(8)= -	1.947738	
F(11)=	1.030182		F(12)= -	2.922465		F(13)= -	.538249	
F(16)= -	3.896256		F(17)= -	.524049		F(18)=	3.888958	
F(21)= -	.507204		F(22)=	4.859395		F(23)=	1.065237	
F(26)=	5.832028		F(27)=	1.072495		F(28)= -	6.813266	
F(31)=	1.084576		F(32)= -	7.785790		F(33)= -	.457615	
F(36)= -	8.754841		F(37)= -	.435684		F(38)=	8.743309	
F(41)= -	.419044		F(42)=	9.710430		F(43)=	1.105749	
F(46)=	10.680175		F(47)=	1.115787		F(48)= -	11.659459	
F(51)=	1.109425		F(52)= -	12.618660		F(53)= -	.360514	
F(56)= -	11.917132		F(57)=	.615877		F(58)=	11.917532	

Partie gauche du pont

F = 1t à 39m de l'appui A.

F(4)= -	.971702		F(5)= -	.569667	
F(9)= -	.555614		F(10)=	1.945527	
F(14)=	2.917110		F(15)=	1.042383	
F(19)=	1.052145		F(20)= -	4.868634	
F(24)= -	5.842711		F(25)= -	.489689	
F(29)= -	.473664		F(30)=	6.801944	
F(34)=	7.774390		F(35)=	1.089962	
F(39)=	1.095560		F(40)= -	9.720855	
F(44)= -	10.688912		F(45)= -	.402270	
F(49)= -	.381460		F(50)=	11.652832	
F(54)=	12.614814		F(55)= -	.799951	
F(59)= -	.739445		F(60)= -	11.276807	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°i

F(1)=	-	.433333		F(7)=	0,000000		F(13)=	.769099			
F(6)=		.743598		F(12)=	-	2,259917		F(18)=	-	1,489447	
F(11)=		.787786		F(17)=		.900201		F(23)=		.814593	
F(16)=	-	2,979490		F(22)=	-	5,716000		F(28)=	-	5,210194	
F(21)=	-	.387862		F(27)=		.137019		F(33)=	-	.349943	
F(26)=		4,459786		F(32)=	-	5,953337		F(38)=		6,686060	
F(31)=		.829382		F(37)=	-	.333170		F(43)=		.845572	
F(36)=	-	6,694879		F(42)=		1,425615		F(48)=	-	8,916057	
F(41)=	-	.320445		F(47)=		.353297		F(53)=	-	.775687	
F(46)=		8,167193		F(52)=	-	9,649265		F(58)=		10,583767	
F(51)=		.848384		F(57)=		.177515					
F(56)=	-	10,383849									

Partie droite du pont

F = 1t à 39 m de l'appui A.

F(4)=	-	.743066		F(10)=		1,407756	
F(9)=	-	.424881		F(15)=		.777115	
F(14)=		2,230731		F(20)=	-	5,755073	
F(19)=		.809361		F(25)=	-	.378963	
F(24)=	-	4,467955		F(30)=	-	5,201437	
F(29)=	-	.362219		F(35)=		.333501	
F(34)=		5,945122		F(40)=	-	7,933595	
F(39)=		.337781		F(45)=	-	.107518	
F(44)=	-	8,173874		F(50)=		5,710990	
F(49)=	-	.291705		F(55)=		.903270	
F(54)=		9,646622		F(60)=	-	11,177085	
F(59)=		.925845					

EFFORTS DANS LES BARRES

Nⁱ

F(1)= -	.533333		F(2)=	0.000000		F(3)=	.946583	
F(6)=	.915198		F(7)=	.959438		F(8)= -	1.833165	
F(11)=	.969583		F(12)= -	2.750555		F(13)= -	.506587	
F(16)= -	3.667065		F(17)= -	.493223		F(18)=	3.660196	
F(21)= -	.477368		F(22)=	4.573548		F(23)=	1.002576	
F(26)=	5.488968		F(27)=	1.009408		F(28)= -	6.412485	
F(31)=	1.020777		F(32)= -	7.327802		F(33)= -	.430697	
F(36)= -	8.239851		F(37)= -	.410055		F(38)=	8.228996	
F(41)= -	.394394		F(42)=	9.139228		F(43)=	1.040705	
F(46)=	10.051930		F(47)=	1.050153		F(48)= -	10.973608	
F(51)=	1.044164		F(52)= -	11.876386		F(53)= -	.339307	
F(56)= -	12.780122		F(57)= -	.335405		F(58)=	12.780018	

Partie gauche du pont

F = 1t à 42 m de l'appui A

F(4)= -	.914543		F(5)= -	.536157	
F(9)= -	.522930		F(10)=	1.831084	
F(14)=	2.745516		F(15)=	.981066	
F(19)=	.990254		F(20)= -	4.582244	
F(24)= -	5.499022		F(25)= -	.460884	
F(29)= -	.445802		F(30)=	6.401830	
F(34)=	7.317073		F(35)=	1.025847	
F(39)=	1.031115		F(40)= -	9.149040	
F(44)= -	10.060153		F(45)= -	.378607	
F(49)= -	.359021		F(50)=	10.967372	
F(54)=	11.872766		F(55)=	1.050794	
F(59)= -	.800986		F(60)= -	12.086547	

EFFORTS DANS LES BARRES

N°i

F(1)= -	.466667		F(2)=	0.000000		F(3)=	.828260
F(6)=	.800798		F(7)=	.339503		F(8)= -	1.604020
F(11)=	.848385		F(12)= -	2.406736		F(13)= -	.443264
F(16)= -	3.208682		F(17)= -	.481570		F(18)=	3.202671
F(21)= -	.417697		F(22)=	4.001850		F(23)=	.877254
F(26)=	4.802847		F(27)=	.331525		F(28)= -	5.610925
F(31)=	.893180		F(32)= -	6.411627		F(33)= -	.376860
F(36)= -	7.209869		F(37)= -	.358798		F(38)=	7.200372
F(41)= -	.345095		F(42)=	7.996805		F(43)=	.910617
F(46)=	8.795438		F(47)=	.918885		F(48)= -	9.601907
F(51)=	.913644		F(52)= -	10.391357		F(53)= -	.296894
F(56)= -	11.182607		F(57)= -	.293479		F(58)=	11.182516

Partie droite du pont

 $F = 1t$ à 4 m de l'appui A

F(4)= -	.800225		F(5)= -	.469137	
F(9)= -	.457564		F(10)=	1.602199	
F(14)=	2.402326		F(15)=	.858433	
F(19)=	.866472		F(20)= -	4.009443	
F(24)= -	4.811644		F(25)= -	.403273	
F(29)= -	.390076		F(30)=	5.601601	
F(34)=	6.402439		F(35)=	.897616	
F(39)=	.902226		F(40)= -	8.005410	
F(44)= -	8.802634		F(45)= -	.331281	
F(49)= -	.314144		F(50)=	9.596450	
F(54)=	10.388670		F(55)=	.919445	
F(59)=	.997062		F(60)= -	12.036968	

EFFORTS DANS LES BARRES

Nⁱ

F(1)= -	.500000		F(2)=	0.000000		F(3)=	.887421	
F(6)=	.857998		F(7)=	.899473		F(8)= -	1.718592	
F(11)=	.908984		F(12)= -	2.578646		F(13)= -	.474926	
F(16)= -	3.437873		F(17)= -	.462396		F(18)=	3.431433	
F(21)= -	.447533		F(22)=	4.287701		F(23)=	.939915	
F(26)=	5.145907		F(27)=	.946320		F(28)= -	6.011705	
F(31)=	.956979		F(32)= -	6.869815		F(33)= -	.403778	
F(36)= -	7.724860		F(37)= -	.384427		F(38)=	7.714684	
F(41)= -	.369745		F(42)=	8.568026		F(43)=	.975661	
F(46)=	9.423684		F(47)=	.984518		F(48)= -	10.287758	
F(51)=	.978904		F(52)= -	11.134112		F(53)= -	.318100	
F(56)= -	11.981364		F(57)= -	.314442		F(58)=	11.981267	

Partie gauche du pont

F = 2t à 45m de l'appui A.

F(4)= -	.857384		F(5)= -	.502647	
F(9)= -	.490247		F(10)=	1.716641	
F(14)=	2.573921		F(15)=	.919749	
F(19)=	.928363		F(20)= -	4.295853	
F(24)= -	5.155333		F(25)= -	.432079	
F(29)= -	.417939		F(30)=	6.001716	
F(34)=	6.859756		F(35)=	.961731	
F(39)=	.966671		F(40)= -	8.577225	
F(44)= -	9.431393		F(45)= -	.354944	
F(49)= -	.336583		F(50)=	10.281911	
F(54)=	11.130718		F(55)=	.985120	
F(59)=	1.068281		F(60)= -	12.896752	

EFFORTS DANS LES BARRES :

N°:

F(1)=	-	,500000		F(2)=	0,000000		F(3)=	,307423	
F(6)=		,857998		F(7)=	,3079475		F(8)=	- 1,718592	
F(11)=		,908984		F(12)=	- 2,722008		F(13)=	- ,074926	
F(16)=	-	3,437873		F(17)=	- ,267373		F(18)=	3,431033	
F(21)=	-	,447533		F(22)=	4,237700		F(23)=	,939915	
F(26)=	5,145907		F(27)=	,296328		F(28)=	- 6,011705		
F(31)=	,956979		F(32)=	- 6,266105		F(33)=	- ,403778		
F(36)=	- 7,724860		F(37)=	- ,389017		F(38)=	7,719684		
F(41)=	- ,369745		F(42)=	8,168015		F(43)=	,975661		
F(46)=	9,423684		F(47)=	,989111		F(48)=	- 10,287758		
F(51)=	,978904		F(52)=	- 11,134117		F(53)=	- ,318100		
F(56)=	- 11,981364		F(57)=	- ,318111		F(58)=	11,981267		

Partie droite du pont

F = 1t à 45m de l'appui A

F(4)=	-	,857384		F(5)=	-	,502647	
F(9)=	-	,490247		F(10)=	1,716641		
F(14)=	2,573921		F(15)=	,919749			
F(19)=	,928363		F(20)=	- 4,295853			
F(24)=	- 5,155333		F(25)=	- ,432079			
F(29)=	- ,417259		F(30)=	6,001716			
F(34)=	6,859756		F(35)=	,961741			
F(39)=	,966671		F(40)=	- 8,577225			
F(44)=	- 9,431393		F(45)=	- ,354944			
F(49)=	- ,336583		F(50)=	10,281911			
F(54)=	11,130718		F(55)=	,985120			
F(59)=	1,068231		F(60)=	- 12,076752			

G. Conclusion et Discussion

Cet avant-projet, bien qu'il ne soit pas terminé, a atteint son but.

C'est au niveau du dimensionnement que se pose le véritable problème de génie, ainsi qu'au choix de matériaux.

Dans notre cas, le tablier étant simplement constitué de ses divers éléments sans couverture, on a pensé avoir recours à des traverses en bois pour la simple raison, qu'il n'est pas très affecté par des effets répétés et même une dalle en béton armé pour le trottoir.

Cette dalle comme on l'a vu sert de support aux appuis latéraux, dans le cas où le déversement latéral est à craindre. Entre deux longerons, on utilisera des contreventements pour éviter également le déversement latéral.

Dans le cas où l'axe d'un profilé est faible, on utilise des raidisseurs de soutien pour la renforcer. Notons que dans ce projet on n'a pas tenu compte des effets horizontaux tels que : effet des au freinage ou au démarrage, aux vents, à la houle du garde-corps.

H- Bibliographie

REUNION D'INGENIEURS,

Cours de ponts, pages: 23-27-29-114-175

Eyrolles, Editeur - Paris - 1966

P. A. LORIN, Construction métallique

pages: 129-130-131-132-133-134-138

145-159

Aide-Mémoire, Dunod Editeur - 1968

BERNARD DUBUISSON, Encyclopédie
pratique de la construction et du bâtiment

TOME III . pages: 103-115 à 117

124 à 140 - 422, à 476.

Librairie Aristide Quillet, 278 Boulevard

Saint-Germain Paris VII^e - 1972

G. KIENERT, Constructions métalliques
rivées et soudées. tome 3. Les charpentes

pages: 43 à 51

Eyrolles, Editeur - Paris . 1965

C. BLANCHARD ET H. CHARLOT
Notions élémentaires de Métré, de Marchés
publics - page 154.

Eyrolles, Editeur - Paris - 1954

F. BERNARD - A. L. TOURANCHEAU
A. BRU, Éléments de Construction à l'usage
de l'ingénieur, pages: 81 à 87 - 99 -
106 - 319 à 324 - Tome 7

Dunod Editeur - Paris - 1971

GROUPE DE COORDINATION DES
TEXTES TECHNIQUES, Règles tech-
niques de Conception et de calcul des ouvra-
ges et Constructions en béton armé.

pages 3 - 4 - 7 - 9 - 11 - 16 - 63 - 65

Eyrolles - Editeur - Paris 1970

PIERRE STIBILLE, Constructions métal-
liques I no. 1413, pages: 1-1, à 1-7
3-1 à 3-15 - 4-1 à 4-36 -

Ecole Polytechnique - MONTREAL

PIERRE SIBILLE, Constructions métalliques I - M. 1.413. Applications de la norme ACNOR S16.1-1974 pages: 1-1, 1-7, 1-8, 1-9, 1-10, 3-1, 3-2, 4-1 à 4-4, 4-27
 École Polytechnique - Montréal.

COMITEE ON STEEL STRUCTURES FOR BUILDINGS, Steel structures for buildings - limit states design.
 pages: 23-28-29-31-32-34 à 34-48 à 50-91
 Rexdale, December, 1974, CANADA

REGIE DES CHEMINS DE FER DE L'A.O.F. DIRECTION FEDERALE.
Instructions générales I-49-402
Adaptation aux réseaux de l'A.O.F. du règlement ministériel du 10. Mai 1927 pour le Calcul des Ouvrages sous Voie ferrée - fascicule.
 R.-Ch.-F. 1950.