

81/85

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

10

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL

المسيرة الوطنية للعلوم الهندسية  
الكنية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

BATIMENT

INDUSTRIEL

EN

CHARPENTE

METALLIQUE

Proposé par : Batimetal

Etudié par : Sennour

Dirigé par : chenaf

Sid. Ahmed

PROMOTION : JUIN 85

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR

NATIONALE

POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT

GENIE CIVIL

D'ALGER

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT  
INDUSTRIEL EN  
CHARPENTE MÉTALLIQUE

PROMOTEURS :

CHENAF

BOUSHAKI

ÉTUDIÉ PAR :

SENNOUR

SID-AHMED

PROMOTION : JUIN 85



tement: GENIE CIVIL  
teurs: M.H. CHENAF Et BOUSHAKI  
s Ingénieurs : R. SID AHMED ML. SENNOUR

مصلحة : الهندسية المدنية  
موجة : حسن مناد منان وبوسحاتي  
تلاميذ مهندسين : سيد احمد وسنور

### الموضوع : دراسة مبنى صناعي بالحديد

الملغى : تتكون المبنى من أربعة فواصل طول الواحد منهم 24 م ، بحيث في الطرفين يمكن تشغيل جسرين متحركين سعة الواحد 30 طاً ، في الفواصل الوسطى يمكن تشغيل ثمانية أجزاء متحركة سعة الوحدة طنين .  
يعلو المبنى مئذنة في كل فاصل ، علوه ثلاث متر ، عرضه 12 م وطوله 48 م .  
المساحة المغطاة للمبنى 96 x 120 م موجهة للاستعمال الصناعي ، سيسبنى بالحجوب ولاية البليدة ذات درجة الزلزال متوسطة .

ujet:

### BATIMENT INDUSTRIEL EN CHARPENTE METALLIQUE

sumé:

L'ouvrage Comporte quatre travées de 24 m chacune , telles que les extrêmes Permettent La circulation de deux ponts roulants de 30 t chaucun et les intermédiaires la circulation de 8 poutres roulantes de 2 t chacune .  
Il est surmonté d'un lanterneau par travée de hauteur 3m et de largeur 12m sur une longueur de 48m .

L'emprise du bâtiment est de 96 x 120 m implanté à Hadjout Wilaya de Blida de Sismicité moyenne , destiné à un usage industriel .

ject: STUDY OF INDUSTRIAL BUILDING IN STEEL

tract:

The building is made of four bays of 24 m every one , The bays Are such as to allow The Travelling of Tow cranes of 30t every One at The ends and eight Travelling beams in the middle of 2t Each bay is hopped corth a skylight of hight 12m widthand 48m length .

The building is for industrial covers à Surface of 96x120 m and situated at hadjout Blida's département of middle earthquake -résistant .

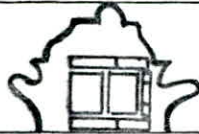
# بسم الله الرحمن الرحيم

Je dedie mon projet a mon père, ma mère, mes frères et plus particulièrement ma petite sœur, a toute ma famille et a la memoire de ma grande mère.

Je le dedie spécialement a mon Collègue Sid. Ahmed Rachid, a tous mes amis, a toute ma promotion, a tous ce qui m'ont cotoyé de près ou de loin et spécialement a tous mes professeurs qui ont contribué a ma formation

Je le dedie également a mes amis intimes Acheli - Issiakhem - Lahlouh et Bensedira Amar

"M.L. Sennour"



Je dedie ce modeste travail a toute ma famille et spécialement a mon petit frère Kamel, Aux petits fils de mon frère et ma sœur.

Je le dédie a mon binôme du Projet Sennour Mohand Karbi ; a mes amis LAHLOUH ISSIAKHEM et Acheli avec qui j'ai passé d'agréables moments.

Je le dédie également a mes amis intimes Diab Mustapha et Merazka Nourreddine et a tous mes amis.

Je le dedie aussi a tous mes Professeurs.

"S. Sid. Ahmed"



# REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord  
nos promoteurs Messieurs :  
CHENAF et Boushaki

Le Directeur technique de Batimetal M<sup>r</sup> Zerchi

Les ingénieurs en charpente : Messieurs :

Bouktouta, Dali et Methia

Les projeteurs : Benzamouche et Zoubir

Les ingénieurs informaticiens : M<sup>r</sup> KASSY

Bencide et Sabet.

Le service documentation composé de :

M<sup>r</sup> : Touati

Le service formation et plus spécialement M<sup>me</sup> Tifouri  
Le Directeur de l'unité M<sup>r</sup> Menouar. pour son  
attention aux polytechniciens.

Nous remercions également les enseignants  
de l'école polytechnique : M<sup>rs</sup> ABED,

BARAKA, KORDJANI, BAGHDADI, HAFIDI

Tout le département Genie Civil

Nous remercions

M<sup>r</sup> STROE Ingénieur au CTC.

Le Directeur du département MDS au CTC.

Enfin tous ce qui ont contribué directe  
ou indirectement à l'étude de ce projet  
de Fin d'études

R. Sid-Ahmed. & M.L. Gennour.

# SOMMAIRE

Chap 1: Introduction

Chap 2: Les actions Climatiques :

2.1 Etude Au Vent

2.2 Effets de la Neige

Chap 3: Etude des Pannes

Chap 4: Ossature de Bardage

Chap 5: Les Voies de Roulement

5.1 Ponts Roulants

5.2 Poutres Roulantes

Chap 6: Elements Secondaires

6.1 Empannon

6.2 Sablières - Faitières

Chap 7: Predimensionnement du Portique

Chap 8: Etude Sismique

Chap 9: Verifications du Portique

Chap 10: Stabilités et Contreventement

Chap 11: Ancrages et Assemblages

Chap 12: Fondations



# **INTRODUCTION**

# INTRODUCTION

## 1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le sujet qui nous a été proposé pour la thèse de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment en charpente métallique pour usage industriel obtenu par le batimetal en réponse à une offre du ministère de l'industrie lourde (O.V.P.). Le cahier des charges comportait notamment :

une esquisse du bâtiment.

un rapport de sol.

Les recommandations suivantes :

L'étude se fera selon les règlements en vigueur en Algérie et doit résister aux effets sismiques imposés par le RPA.

L'encombrement à l'intérieur du bâtiment ne devrait en aucun cas être inférieur à 12 m.

L'éclairage du bâtiment est zenital en ce sens les lanterneaux doivent avoir une hauteur minimale de 3 m.

L'étude des chemins de roulement se fera conformément aux recommandations du CTICM et leur conception doit répondre aux exigences des groupes F.E.M.

## 2. DESCRIPTION :

Le bâtiment a une emprise totale de 120 m x 96 m de hauteur 12,60 m sans lanterneau et 15,40 m avec lanterneau.

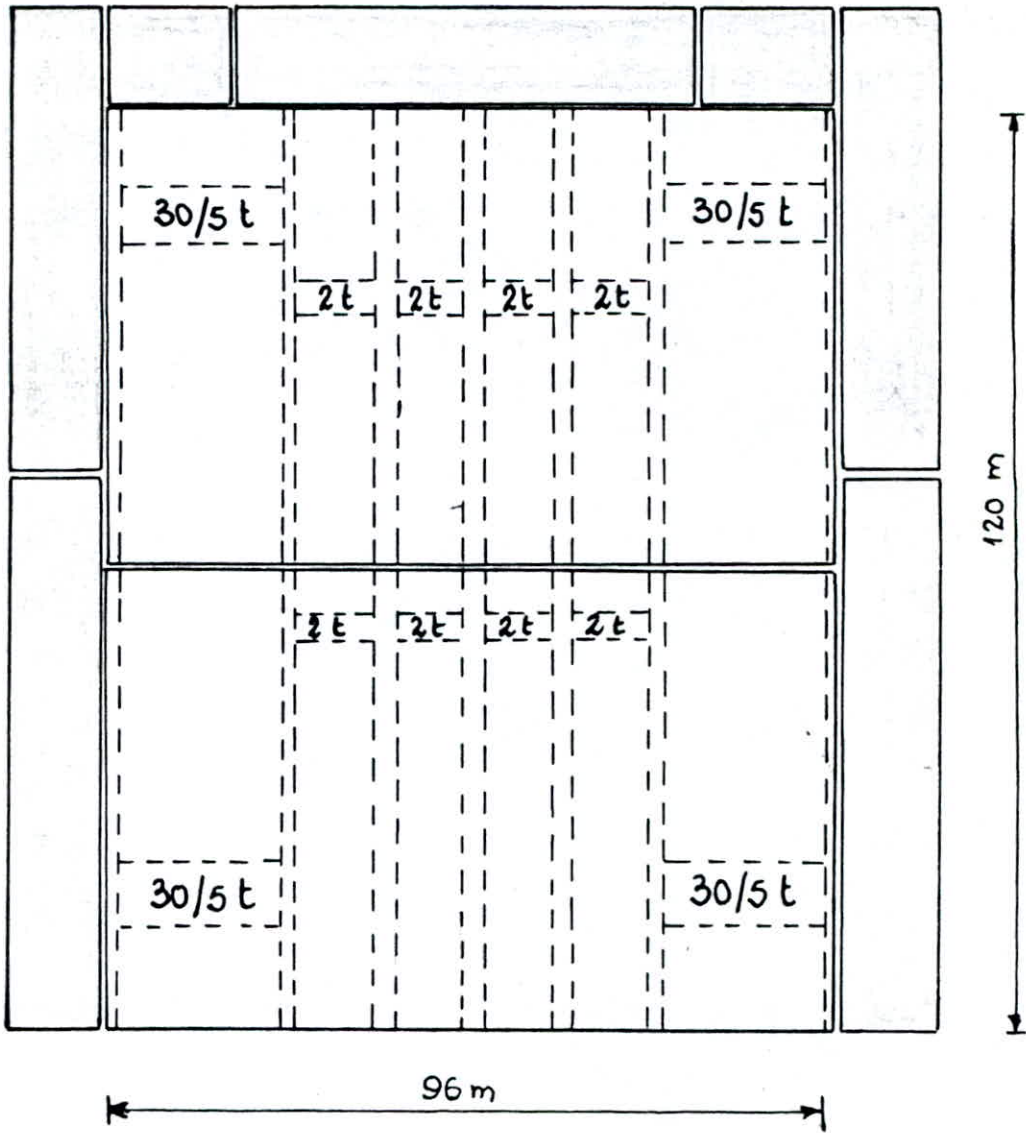
Il est masqué sur trois faces par des appentis de 9 m de hauteur qui font l'objet d'un autre projet.

Transversalement le bâtiment est décomposé intérieurement en quatre halls.

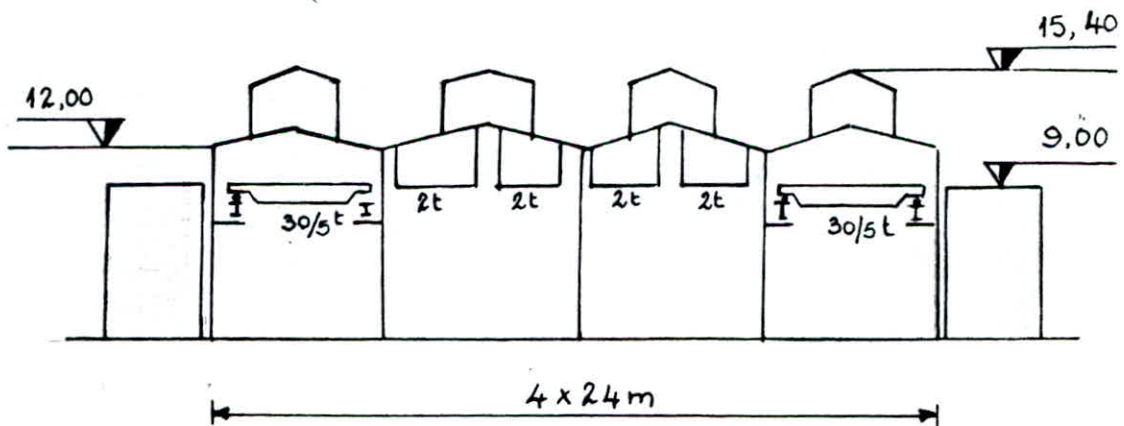
Dans les deux halls extrêmes peuvent circuler des ponts roulants de 30<sup>t</sup> chacun (deux ponts roulants dans chaque hall) et dans les deux halls intermédiaires on a quatre voies de roulement (deux voies par hall) sur lesquelles roulent des poutres roulantes de 2<sup>t</sup> chacune, sur chaque voie de roulement peuvent circuler deux poutres roulantes ; Exception faite pour une voie où peuvent circuler trois poutres roulantes.



VUE - EN - PLAN



COUPE SUR PIGNON



### 3. MATERIAUX:

#### 3.1. Acier:

L'acier utilisé pour la charpente est de nuance FeE 24 dont la contrainte nominale  $\sigma_n = 2400 \text{ daN/cm}^2$ .

L'acier utilisé pour les éléments en béton armé est de nuance FeE 40 du type haute adhérence.

Dans les assemblages boulonnés on utilisera soit des boulons ordinaires, soit des boulons HR. suivant la nature des sollicitations.

#### 3.2. Béton

Le béton de propreté est dosé soit à  $150 \text{ kg/m}^3$ , soit à  $250 \text{ kg/m}^3$  CPA 325

Le béton confectionné pour les fondations est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de CPA 325, non contrôlé, avec des agrégats concassés 15/25 dont la contrainte nominale à 28 jours donnée par le CCBA 68:

A la compression  $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

A la traction  $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

### 4. CONCEPTION:

Dans le sens du pignon il sera tenu compte de l'effet de la température mais dans le sens du long pan on disposera d'un joint de dilatation au milieu.

L'ouvrage est entièrement conçu en profilés pleins qui sont soit laminés ou reconstitués par soudure.

On évitera au maximum les problèmes de maintenance des éléments et également les soudures sur chantier.

Les portiques seront espacés de 12 m (exigé par le cahier des charges) reliés par des sablières et des faitières qui constituent un contreventement primaire.



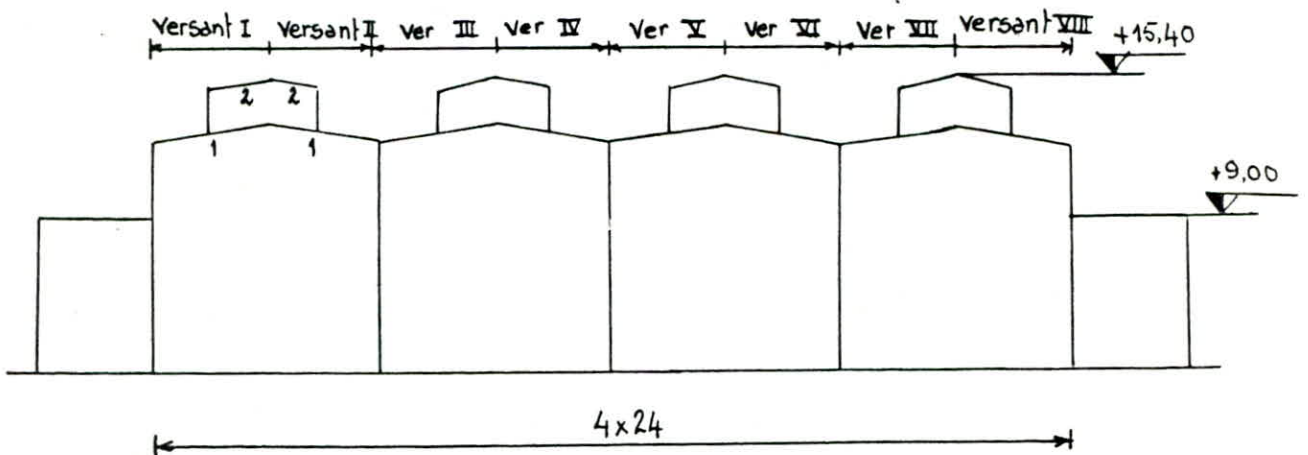
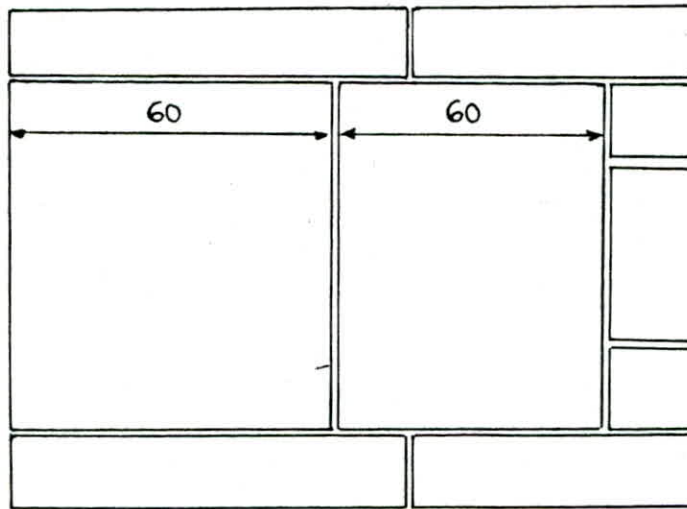
**ACTIONS'**  
**C'IMATIQUES'**

# LES ACTIONS CLIMATIQUES

## A. ETUDE - AU - VENT :

### 1. PRESENTATION - DE - L'OUVRAGE - ET - INTRODUCTION :

VUE EN PLAN



Les actions climatiques sont déterminées suivant les règlements en vigueur en ALGERIE à savoir le NV65.

La direction du vent étant supposée horizontale et agit normalement sur les faces.

La pression du vent sur une face est déterminée par la relation :

$$q = C Q$$

Où  $C = C_e - C_i$

Avec :  $C_e$  : Coefficient des actions extérieures  
 $C_i$  : Coefficient des actions intérieures.  
 $C$  : Coefficient de pression.

$Q$  étant la pression dynamique de base donnée par :

$$Q = q_H k_s k_m \beta \delta$$



## 2. EVALUATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE : Q

### 2.1 Pression dynamique de base a 10 m de hauteur : $q_{10}$

La carte climatique des regions d'Algerie n'étant pas encore établie, Le CTC autorise de prendre en compte une pression de base uniforme de  $70 \text{ dan/m}^2$  pour tout le territoire national correspondant à la region II en France (Art 1.232 NV65)

$$q_{10} = 70 \text{ dan/m}^2$$

### 2.2. Coefficients modifiant la pression dynamique de base

#### 2.2.1 Effet de la hauteur :

$$q_H = 2,5 q_{10} \frac{H+18}{H+60} \quad \text{Avec } H=15,40 \text{ m.}$$

$$q_H = 77,5 \text{ dan/m}^2$$

#### 2.2.2 Effet de masque :

Notre ouvrage est entouré par trois autres blocs, donc trois de ses faces sont masquées, ce cas n'étant pas visé par le NV65 On considèrera le cas le plus défavorable en prenant :

$$k_m = 1,00$$

#### 2.2.3. Effet de site :

L'ouvrage sera implanté en region II, site normal, à une altitude de 250 m.

$$k_s = 1,00 \quad (\text{Art 1.242 NV65})$$

#### 2.2.4. Coefficient de majoration dynamique : $\beta$

Le coefficient de majoration dynamique est donné par la formule :

$$\beta = \theta (1 + \xi \tau)$$

Dépendant de la période propre de vibration de l'ouvrage

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0,09 \frac{H}{\sqrt{96}} = 0,14 \text{ s} \quad (\text{RPA 81})$$

Du coefficient de réponse  $\xi$  donné par le diagramme RIII3 NV65 en fonction de T.

$$\xi = 0,1$$

Du coefficient de pulsation donné par la fig IR III 4 NV 65 en fonction de la hauteur H de l'ouvrage.

$$H = 15,40 \text{ m} \quad \tau = 0,35$$

Du Coefficient global dépendant de la géométrie de l'ouvrage.  
Construction prismatique  $\theta = 1$

Enfin :

$$\beta = 1(1 + 0,1 \cdot 0,35) = 1,035$$

### 2.2.5. Coefficient de dimension : $\delta$

Ce Coefficient est donné par le diagramme IR III 2 NV 65 en fonction de la hauteur H et de la plus grande dimension offerte au vent.

$$H = 15,40 \text{ m} \quad a = 120 \text{ m} \quad \delta_a = 0,7$$

$$H = 15,40 \text{ m} \quad b = 96 \text{ m} \quad \delta_b = 0,7$$

### 2.3 Calcul de la pression dynamique : Q

$$Q = q_H \cdot k_s \cdot k_m \cdot \beta \cdot \delta$$

$$Q = 77,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,035 \cdot 0,7$$

$$Q = 56 \text{ dan/m}^2$$

### 2.4 Rapports de dimension : $\lambda$

$$H = 15,40 \text{ m} \quad a = 120 \text{ m} \quad b = 96 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = 1,25 \quad \lambda_a = \frac{H}{a} = 0,128 \quad \lambda_b = \frac{H}{b} = 0,16$$

### 2.5 Coefficient : $\gamma_0$

Le Coefficient  $\gamma_0$  est donné par le diagramme IR III 5 NV 65 en fonction de  $\lambda$ .

façade  $S_a$  :  $\lambda_a = 0,128 < 0,5$   $\gamma_0$  est fonction de  $\lambda_b$   
 $\lambda_b = 0,16$   $\gamma_0 = 0,85$

Pignon  $S_b$  :  $\lambda_b = 0,16 < 1$   $\gamma_0$  est fonction de  $\lambda_a$   
 $\lambda_a = 0,128$   $\gamma_0 = 0,85$

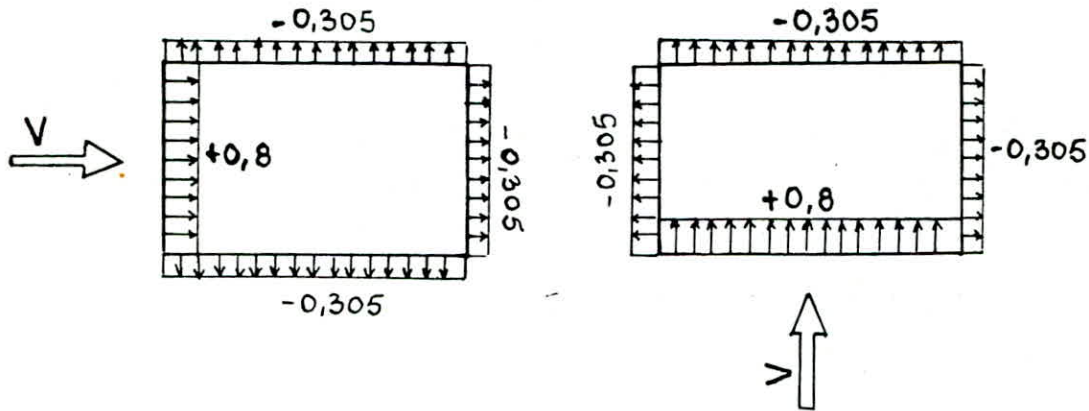


## 2.6 Actions exterieures : $C_e$

### 2.6.1 Parois verticales :

Face au vent :  $C_e = +0,8$  Quelle que soit la valeur de  $\lambda_0$

Face sous le vent :  $C_e = -(1,3\lambda_0 - 0,8) = -(1,3 \cdot 0,85 - 0,8) = -0,305$



### 2.6.2. Versants de toiture :

#### a. Vent normal aux generatrices :

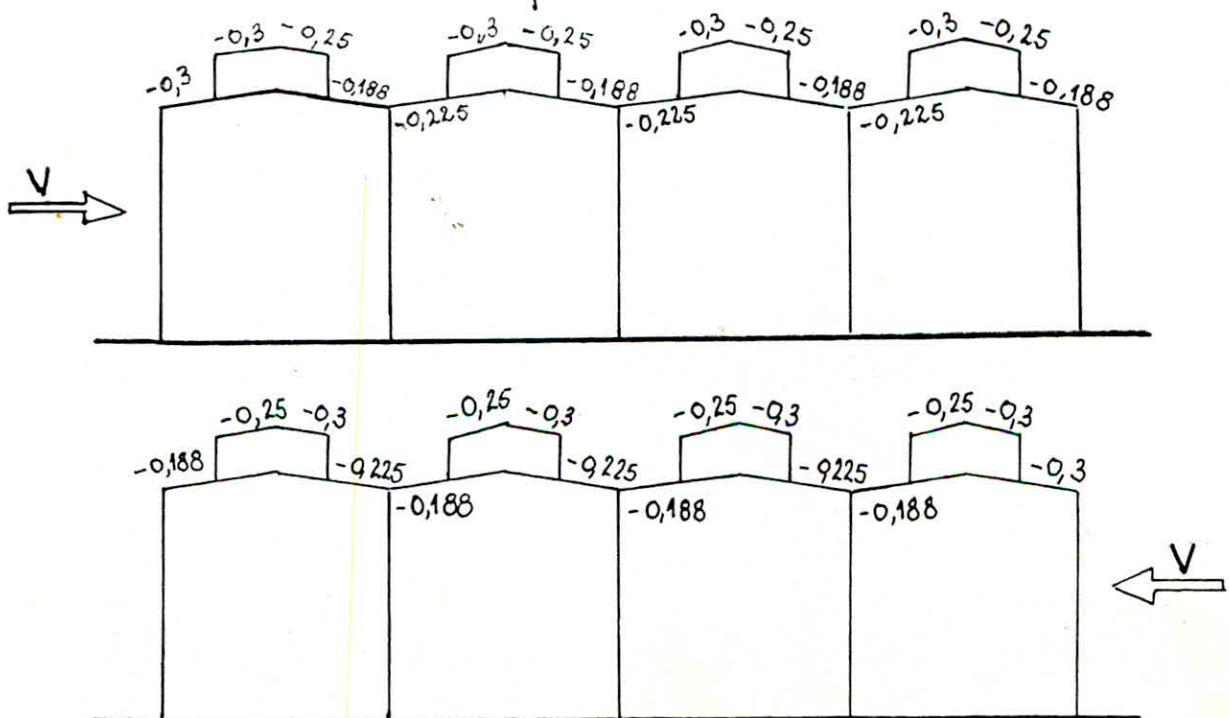
L'ouvrage comporte une toiture multiple d'apres l'art 3 du NV 65  
Le coefficient  $C_e$  correspond a celui d'une toiture unique pour  
le premier et le dernier versant, pour les autres versants  $C_e$   
est reduit de 25%.

Cas d'une toiture unique :  $\alpha = 2,86^\circ$  (5%)

Faces au vent :  $C_e = -0,3$  fig R III 6

Faces sous le vent :  $C_e = -0,25$

Cas d'une toiture multiple :



b. Vent parallele aux Generatrices:

$$\alpha = 0 \quad C_e = -0,28 \quad \text{fig III 6 NV 65}$$

## 2.7 Actions interieures : $C_i$

Les actions interieures sont determinees en fonction de la permeabilite  $M$  de chaque parois.

### 2.7.1 Calcul des permeabilites :

La permeabilite d'une parois est definie comme suit :

$$M = \frac{\text{Surface des ouvertures sur la parois considerée}}{\text{Surface brute de la parois considerée}}$$

Parois file 1 :  $M_1 = \frac{162}{1552} \cdot 100\% = 10,45\%$

$$5\% \leq M_1 \leq 35\% \quad \text{parois partiellement ouverte.}$$

Parois file 24 :  $M_{24} = \frac{76,8}{1552} \cdot 100\% = 4,95\% < 5\%$  parois fermée

Parois file A :  $M_A = \frac{88}{1881,6} \cdot 100\% = 4,68\% < 5\%$  parois fermée

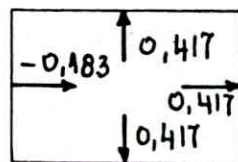
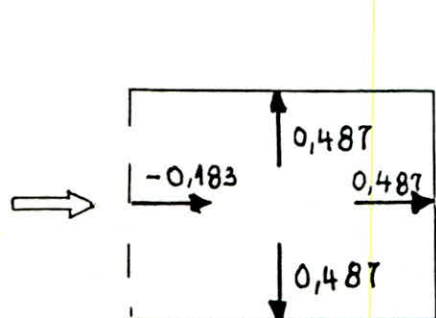
Parois file Y :  $M_Y = \frac{88}{1881,6} \cdot 100\% = 4,68\% < 5\%$  parois fermée

### CONCLUSION :

L'ouvrage comporte une seule parois partiellement ouverte.

### 2.7.2. Actions interieures :

a. Vent normal a la parois file 1:



Pression :

$$C_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,417$$

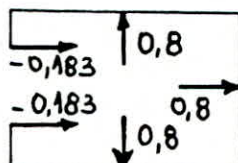
Suction :

$$C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,183$$

$$M \leq 5\% \quad C_i = +0,8$$

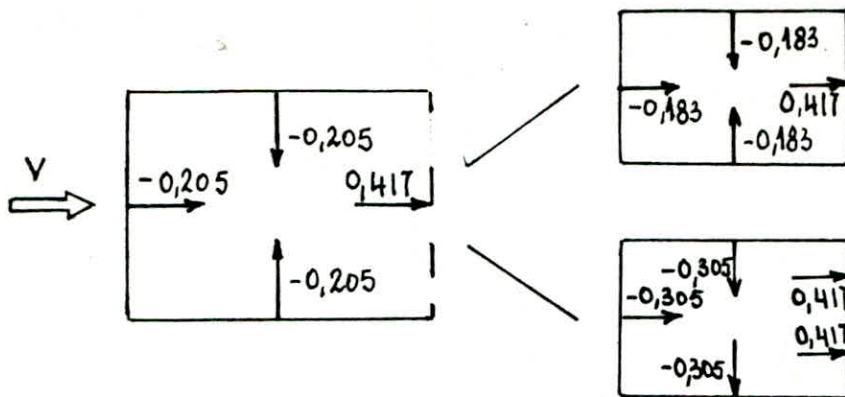
$$M \geq 35\%$$

$$C_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,183$$





b. Vent normal a la parois file 24:



Pression :

$$C_i = 0,417$$

Succion :

$$C_i = -0,183$$

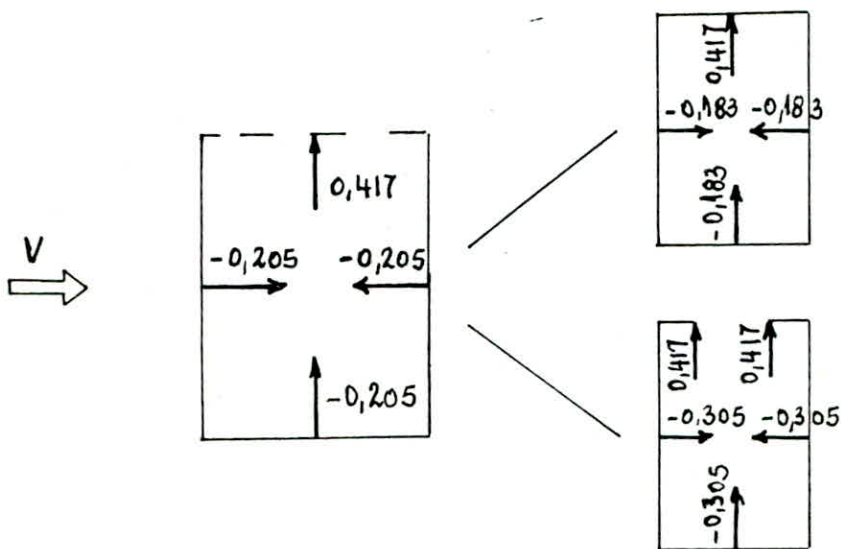
$M \leq 5\%$

$$C_i = -(1,380 - 0,8) = -0,305$$

$M \geq 35\%$

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,380) = 0,417$$

c. Vent normal a la parois file A:



Pression :

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,380) = 0,417$$

Succion :

$$C_i = -0,6 (1,380 - 0,8) = -0,183$$

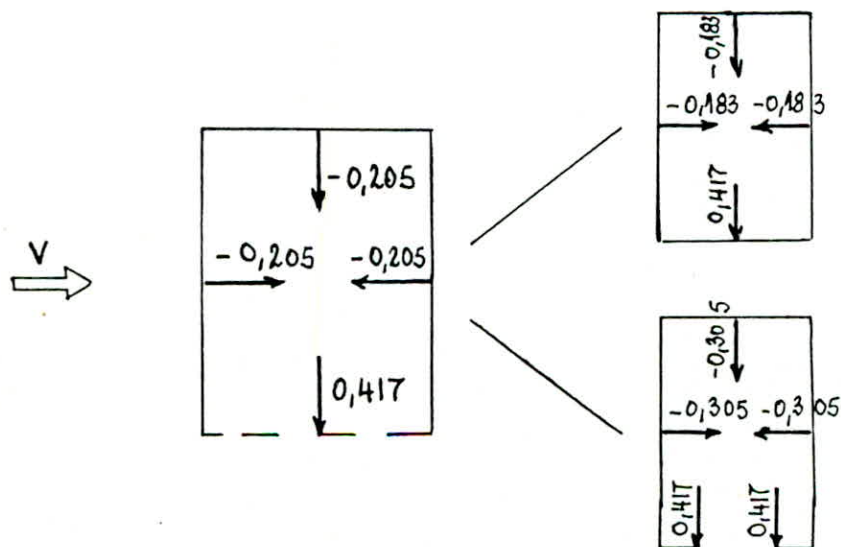
$M \leq 5\%$

$$C_i = -(1,380 - 0,8) = -0,305$$

$M \geq 35\%$

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,380) = 0,417$$

d. Vent normal a la parois file y:



Pression :

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,380) = 0,417$$

Succion :

$$C_i = -0,6 (1,380 - 0,8) = -0,183$$

$M \leq 5\%$

$$C_i = -(1,380 - 0,8) = -0,305$$

$M \geq 35\%$

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,380) = 0,417$$

Le tableau ci apres regroupera tous les resultats de l'etude au Vent.

Remarque: les valeurs des  $c_i$  inferieures a  $\pm 0,3$  sont prises egales a  $\pm 0,3$





## B. NEIGE :

La neige est une surcharge climatique différant du vent par son action gravitationnelle.  
Son effet se retrouve sur les éléments non verticaux

A savoir les versants de toiture et des lanterneaux.

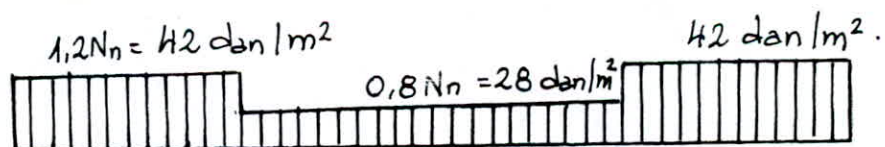
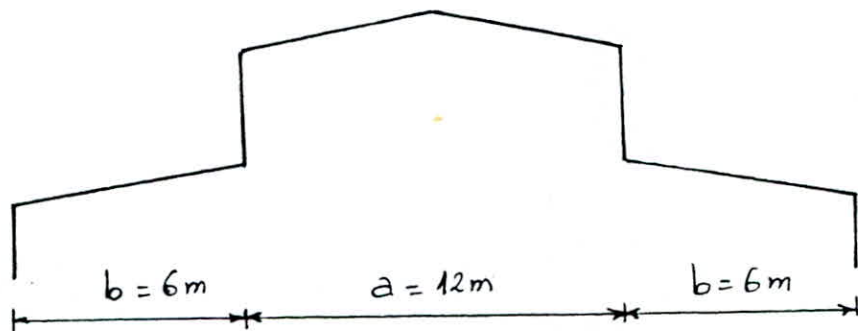
La surcharge de neige normale de base à prendre en compte pour les régions non montagneuses de l'Algérie est de  $30 \text{ dan/m}^2$  celle-ci correspond à une altitude inférieure à  $200 \text{ m}$ .

Pour les altitudes qui sont supérieures à  $200 \text{ m}$  et inférieures à  $500 \text{ m}$  la surcharge normale de base sera donnée par la formule: (Art 2.2 NV65).

$$N_n = 30 + \frac{A - 200}{10} = 30 + \frac{250 - 200}{10} = 35 \text{ dan/m}^2$$

car notre ouvrage est implanté dans une région ayant une altitude de  $\sim 250 \text{ m}$ .

Les effets de la neige à prendre en compte dans le cas des constructions comportant des lanterneaux sont dictés par l'Article 1.2 de l'Annexe 1. NV65.

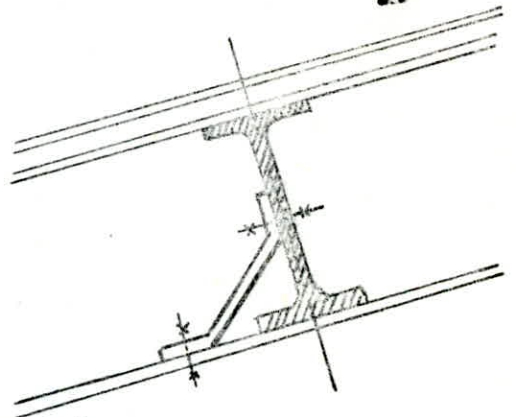
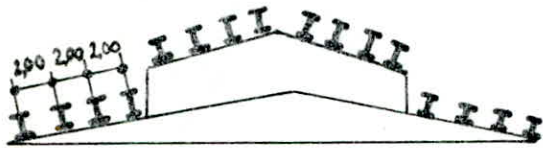


**PAINNES'**

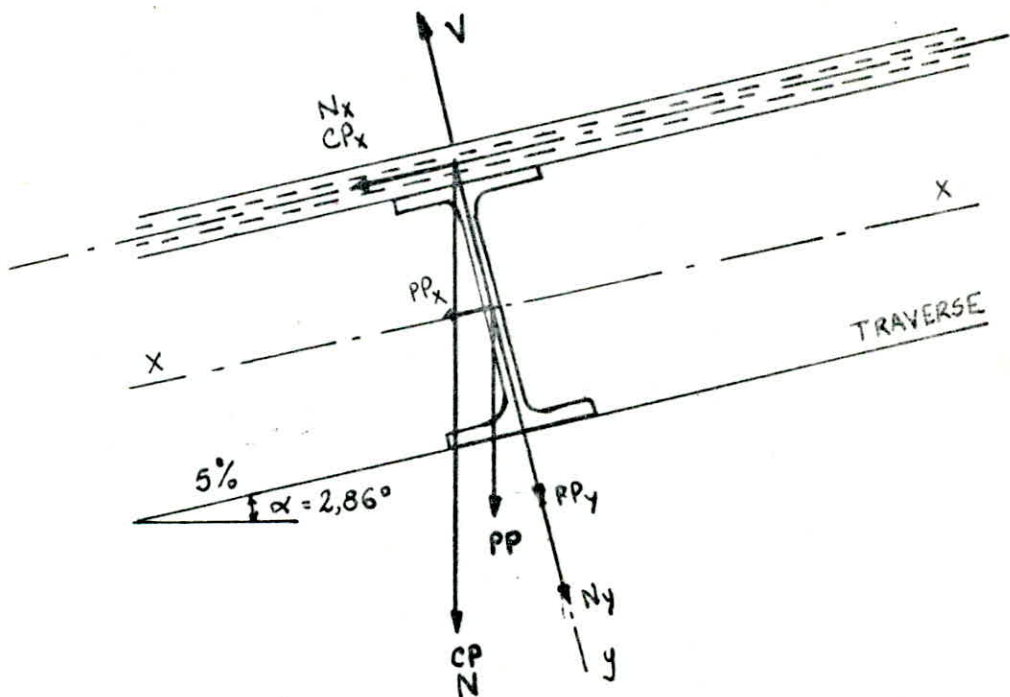
# DIMENSIONNEMENT . DES . PANNES

## 1. DISPOSITION . DES . PANNES . SUR . TOITURE :

Les pannes disposées sur les versants de toiture et sur les lanterneaux seront espacées de 2,00m car le type de couverture le permet et que la jonction des panneaux sandwich n'est pas à craindre.



### 1.1. Disposition des charges sollicitant les pannes :



Pour réduire la portée des pannes qui est de 12m, on disposera au milieu d'un empannon s'appuyant sur la sablière; L'empannon permet également d'alléger les traverses.

### Remarque :

Pour éviter les risques d'erreur dans l'exécution, les pannes sablières seront identiques aux pannes intermédiaires. Pour économiser de l'acier si possible on dimensionnera séparément une panne du versant de toiture et une panne du lanterneau puisque les charges diffèrent.



## 1.2. Schema statique :

Suivant les deux plans la panne sera calculée comme une poutre continue sur trois appuis et sans lien intermédiaire.



## 2. EVALUATION DES EFFORTS :

### 2.1. Evaluation des charges :

#### 2.1.1. Charges permanentes :

Couverture et accessoires :  $20 \text{ dan/m}^2 \times 2 = \dots\dots\dots$  CP =  $40 \text{ dan/m}$   
Poids propre des pannes : PP =  $13 \text{ dan/m}$

#### 2.1.2. Surcharge d'exploitation :

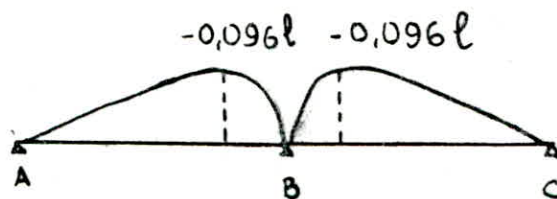
La toiture est inaccessible, pour cela on ne prendra en compte que la surcharge qui interviendra en cas de réparation de la toiture en considérant dans des positions les plus défavorables deux ouvriers avec leurs outils schématisés par deux charges concentrées d'intensité  $100 \text{ dan}$  chacune.

Mais la surcharge d'exploitation et la surcharge de neige ne peuvent pas exister simultanément, chacune doit être totalement prise en compte dans les vérifications qu'il y a lieu d'effectuer en l'absence de l'autre (Art 1.16 CIM 66).

Donc on compare les effets des deux surcharges et on considérera celle qui produira l'effet le plus défavorable.

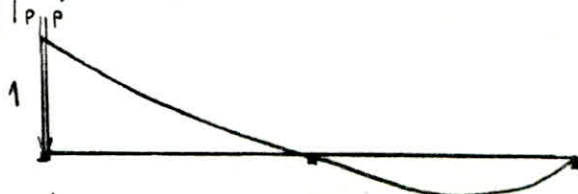
Effets de la surcharge d'exploitation :

Les lignes d'influence nous donnent la position des charges pour laquelle le moment est maximal sur appui intermédiaire.



$$M_{\max B} = 0,096 \cdot 100 \cdot 6 = 0,058 \text{ t.m.}$$

L'effort tranchant maximal est obtenu en disposant les deux charges à l'appui extrême.

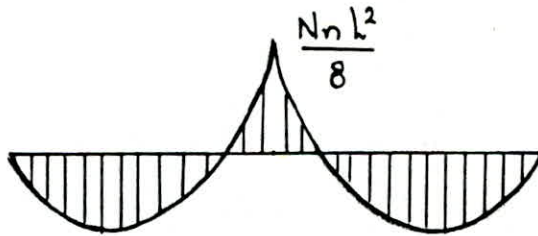
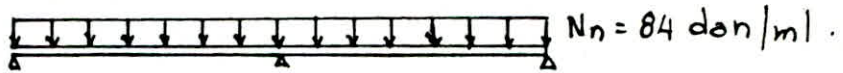


$$T_{\max} = 2P = 200 \text{ dan.}$$

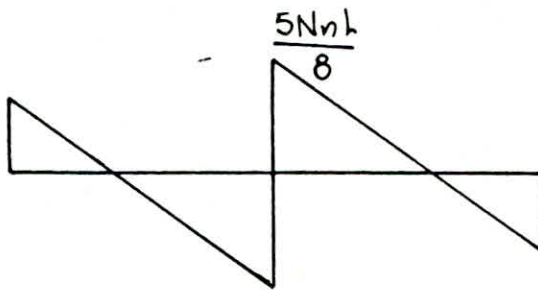
## 2.1.3 surcharges climatiques:

a. versant de toiture:

Effet de la neige normale :  $42 \text{ dan/m}^2 \times 2 = \dots \dots \dots N_n = 84 \text{ dan/m}^2$



$$M_{\max} = 0,378 \text{ t.m}$$



$$T_{\max} = 0,315 \text{ t.}$$

Neige extreme :  $\frac{5}{3} N_n \dots \dots \dots N_{ex} = 140 \text{ dan/m}^2$

Vent normal:

descendant :  $17 \times 2$   
Ascendant :  $44 \times 2$

$$V_n^+ = 34 \text{ dan/m}^2$$

$$V_n^- = 88 \text{ dan/m}^2$$

Vent extreme:

descendant :  $1,75 \cdot 34$   
Ascendant :  $1,75 \cdot 88$

$$V_e^+ = 59,5 \text{ dan/m}^2$$

$$V_e^- = 154 \text{ dan/m}^2$$

b. Lanterneau:

Neige normale :  $28 \times 2$   
Neige extrême :  $\frac{5}{3} 56$

$$N_n = 56 \text{ dan/m}^2$$

$$N_{ex} = 93 \text{ dan/m}^2$$

Vent normal :

Ascendant :  $44 \times 2$

$$V_n^- = 88 \text{ dan/m}^2$$

Vent extrême :

Ascendant :  $1,75 \cdot 88$

$$V_{ex} = 154 \text{ dan/m}^2$$

## 2.2. Combinaison défavorable:

En comparant les effets de la surcharge d'exploitation et de la surcharge de neige, cette dernière produit les effets les plus défavorables.

d'où la combinaison la plus défavorable:

$$Q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} N_n = \frac{4}{3} 53 + \frac{3}{2} 84 = 197 \text{ dan/m}^2$$



### 3. PREDIMENSIONNEMENT :

La panne est sollicitée en flexion déviée, son predimensionnement sera fait à la résistance.

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

En posant :  $\frac{W_x}{W_y} = \eta$  pour les IPE  $\eta = 6 \text{ à } 9$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left( 1 + \eta \frac{M_y}{W_x} \right) \quad \text{Avec } \eta = 7.$$

$$Q = 197 \text{ dan/ml.}$$

$$Q_x = Q \cos 2,86 = 197 \cos 2,86 = 197 \text{ dan/ml} \quad M_x = 0,887 \text{ t.m.}$$

$$Q_y = Q \sin 2,86 = 197 \sin 2,86 = 9,83 \text{ dan/ml} \quad M_y = 0,044 \text{ t.m.}$$

$$W_x \geq \frac{0,887}{2400} \cdot 10^5 \left( 1 + 7 \frac{0,044}{0,887} \right) = 50 \text{ cm}^3$$

D'après ce module d'inertie un IPE 120 conviendrait mais celui-ci ne passe pas au déversement pour cela on prendra un IPE 140.

Caractéristiques (DTVA).

$$P = 12,9 \text{ kg/ml.}$$

$$A = 16,1 \text{ cm}^2$$

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

$$b = 73 \text{ mm.}$$

$$d = 4,7 \text{ mm.}$$

$$e = 6,9 \text{ mm}$$

$$I_x = 541 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 30,4 \text{ cm}^3$$

$$C_x = 4,9 \text{ cm}$$

$$J = 2,54 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 44,9 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 9,15 \text{ cm}^3$$

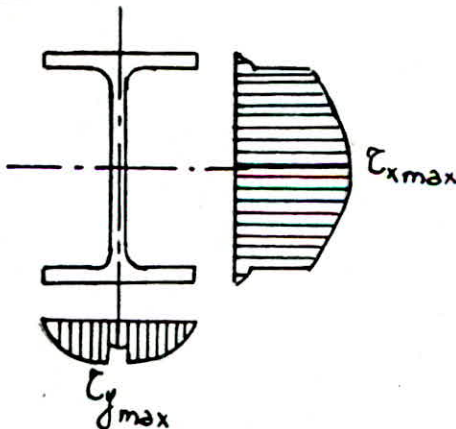
$$J_y = 1,65 \text{ cm}^4$$

### 4. VERIFICATIONS DIVERSES :

#### 4.1. Résistance :

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \left( \frac{0,887}{77,3} + \frac{0,044}{12,3} \right) \cdot 10^5 = 1505 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{Vérifiée.}$$

#### 4.2. Cisaillement :



$$1,54 \text{ Sup } (\tau_{x\max}, \tau_{y\max}) < \sigma_e$$

$$\tau_{x\max} = \frac{T_x S_x}{I_x d} \quad T_x = 0,739 \text{ t.}$$

$$\tau_{x\max} = \frac{0,739 \cdot 10^3 \cdot 30,4}{541 \cdot 0,47} = 88,35 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{y\max} = \frac{T_y S_y}{I_y \cdot e} \quad T_y = 0,037 \text{ t.}$$

$$\tau_{y\max} = \frac{0,037 \cdot 10^3 \cdot 9,15}{44,9 \cdot 0,69} = 11 \text{ dan/cm}^2$$



$$1,54 \text{ Sup}(88,35 ; 11) = 1,54 \cdot 88,35 = 136 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

#### 4.3. flechess:

Pour les elements de couverture la fleche admissible est limitée à :  $\bar{f} = \frac{l}{200}$  (Art 5.253 CM66).

Pour une poutre continue sur appuis chargée uniformément la fleche donnée par la RDM est :

$$f_x = \frac{q_x l^4}{192 EI_x} \quad \text{et} \quad f_y = \frac{q_y l^4}{192 EI_y}$$

Avec :  $q = G + N_z = 53 + 84 = 137 \text{ dan/ml}$   
 $q_x = q \cos 2,86 = 137 \cdot \cos 2,86 = 137 \text{ dan/ml}$   
 $q_y = q \sin 2,86 = 137 \cdot \sin 2,86 = 6,84 \text{ dan/ml}$

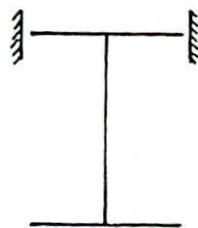
$$f_x = \frac{137 \cdot 10^{-2} (600)^4}{192 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 541} = 0,8 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$f_y = \frac{6,84 \cdot 10^{-2} (600)^4}{192 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 44,9} = 0,5 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$$

$$f_R = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{(0,8)^2 + (0,5)^2} = 0,94 \text{ cm} < \bar{f} \quad \text{Vérifié}$$

#### 4.4. Deversement:

Les efforts de soulèvement dus au vent entraînent pratiquement dans tous les cas des efforts de compression (flexion de la panne) dans la membrure inférieure des pannes, il en résulte un flambement latéral qu'on appelle deversement.



membrure inferieure comprimée.

Vérification préliminaire : (Art 3.602 CM66)

Si la condition  $k_y \bar{\sigma}_p \leq \bar{\sigma}_c$  est satisfaite aucune vérification de la stabilité au deversement n'est nécessaire.

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \cdot \frac{i_x}{v} = \frac{600 \cdot 4,9}{1,65 \cdot 7} = 255$$

Du tableau 1 de la page 211 Annexe II du CM 66 on tire  $k_y = 10,04$ .

$$\sigma_p = \frac{0,887 \cdot 10^5}{77,3} = 1147,5 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_y \sigma_p = 10,04 \cdot 1147,5 = 11520 \text{ dan/cm}^2 > \sigma_e \text{ la vérification au déversement est nécessaire.}$$

la pièce, est symétriquement chargée et symétriquement appuyée.

L'instabilité au déversement apparaît pour une certaine valeur de la contrainte appelée contrainte de non déversement  $\sigma_d$  donnée par la relation:

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l'^2} (D-1) BC.$$

Calcul des coefficients B, C, D:

D: Coefficient tenant compte des dimensions de la pièce

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J l'^2}{I_y h^2}} \quad \text{avec } l': \text{longueur de déversement}$$

$$l' = 0,75 l = 0,75 \cdot 6 = 4,5 \text{ m}$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{2,54 \cdot (450)^2}{44,9 \cdot (14)^2}} = 3,181.$$

C: Coefficient tenant compte de la répartition longitudinale des charges donne par le tableau p 91 CM66 pour une poutre sans encastrement suivant les deux plans chargée uniformément.  $C = 1,132$ .

$\beta$ : poutre sans encastrement suivant les deux plans uniformément chargée. donne par le tableau p 95 CM66  $\beta = 1$ .

B: Coefficient tenant compte du niveau d'application des charges.

La charge est appliquée au niveau de la semelle inférieure (Art 3.643 CM66).

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} + 0,405 \frac{\beta C}{D}$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{1 \cdot 1,132}{3,181}\right)^2} + 0,405 \frac{1 \cdot 1,132}{3,181} = 1,154.$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{44,9}{541} \left(\frac{14}{450}\right)^2 (3,181 - 1) \cdot 1,154 \cdot 1,132 = 915 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

La vérification suivante s'impose:  $k_d \sigma_{p_x} + \sigma_{p_y} \leq \sigma_e$

Elancement fictif de la pièce:



$$\lambda_0 = \frac{l'}{h} \sqrt{\frac{4}{\theta c} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{450}{14} \sqrt{\frac{4}{1,154 \cdot 1,132} \frac{541}{44,9} \left(1 - \frac{915}{2400}\right)}$$

$$\lambda_0 = 154 \text{ --- tab 1 p 211 CM 66 --- } \rightarrow k_0 = 3,858$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = \frac{3,858}{1 + \frac{915}{2400} (3,858 - 1)} = 1,846$$

$$\sigma_{fx}^p = \frac{M_x}{W_x} = \frac{Q'_x l^2}{8 W_x} = \frac{101,36 \cdot 10^2}{8 \cdot 77,3} = 588 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{fy}^p = \frac{M_y}{W_y} = \frac{Q'_y l^2}{8 W_y} = \frac{5,04 \cdot 36 \cdot 10^2}{8 \cdot 12,3} = 185 \text{ dan/cm}^2$$

Verification :

$$k_d \sigma_{fx}^p + \sigma_{fy}^p = 1,846 \cdot 588 + 185 = 1270 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

La semelle inferieure de la panne ne risque pas de se deverser.

Remarque :

En ce qui concerne les pannes du lanterneau seront egalement en IPE 140 car l'IPE 120 ne passe au deversement.

CONCLUSION :

Les pannes des versants de toiture et des lanterneaux seront en :

IPE 140



**(O)S'S'AITUIRES' DE  
BAIRIDAGE**

# OSSATURE DE BARDAGE

## INTRODUCTION:

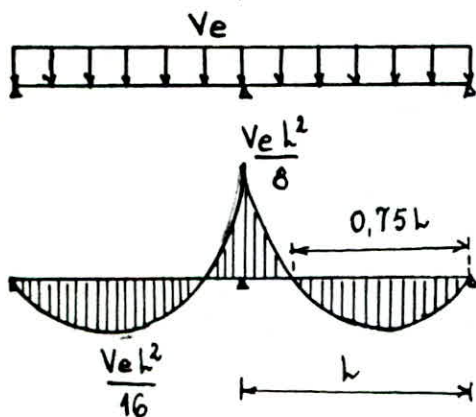
L'ossature de bardage se compose essentiellement de lisses et de potelets qui soutiennent le bardage en panneaux sandwich et jouent le rôle de premiers éléments de contreventement.

### a. Lisses:

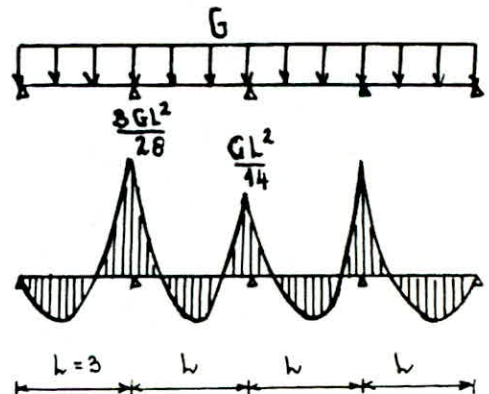
Les lisses seront en IPE de 12 m de portée sur trois appuis avec des liernes qui les soutiennent aux traverses.

Schema statique:

suivant le plan xx



suivant le plan YY:

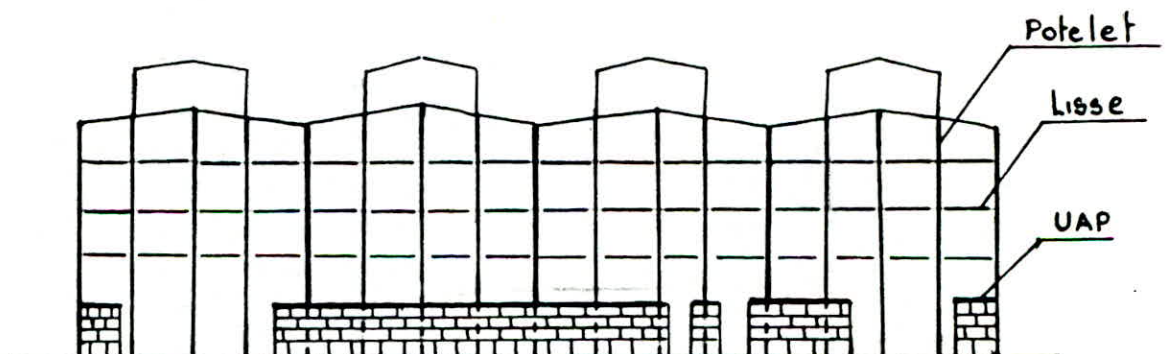


Les lisses sont espacées de 2,50 m sur le pignon de la file 1 et de 2,20 m sur les autres façades. 24, A et Y.

### b. Potelets:

Les potelets seront en H, supposés articulés à la base et à leurs extrémités (versant, sablière); seront espacés de 6 m. Les potelets de chaque face seront dimensionnés séparément et avec le plus haut, pour des raisons constructives les moins hauts seront identiques.

### A. PIGNON FILE 1:



## 1. DIMENSIONNEMENT DES LISSES :

### 1.1 Evaluation des efforts :

Suivant xx:  $V_n = 55 \text{ dan/m}^2$  [Pignon 1 au vent]

$$q_x = 1,75 \cdot 55 \cdot 2,50 = 241 \text{ dan/ml.}$$

$$M_x = q_x \frac{l_x^2}{8} = 241 \cdot \frac{36}{8} = 1,085 \text{ t.m.}$$

$$T_x = 3 q_x \frac{l_x}{8} = 0,542 \text{ t.}$$

Suivant YY:  $G = 20 \text{ dan/m}^2$  (bardage)

$$q_y = \frac{4}{3} \cdot (2,5 \cdot 20) = 67 \text{ dan/ml}$$

$$M_{y \text{ corresp}} = -q_y \frac{l_y^2}{14} = 67 \cdot \frac{9}{14} = 0,043 \text{ t.m.}$$

### 1.2 Predimensionnement :

Le predimensionnement sera fait par la condition de résistance :

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \left( 1 + \eta \frac{M_y}{M_x} \right) \quad \text{Pour les IPE } \eta = 7$$

$$W_x \geq \frac{1,085 \cdot 10^5}{2400} \left( 1 + 7 \cdot \frac{0,043}{1,085} \right) = 58 \text{ cm}^3$$

un IPE 120 conviendrait mais la semelle interieure risque de se deverser pour cela on optera pour un IPE 140

### CARACTERISTIQUES DE L'IPE 140 :

$$P = 12,9 \text{ kg/ml.}$$

$$I_x = 541 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 44,9 \text{ cm}^4$$

$$J = 2,54 \text{ cm}^4.$$

$$W_x = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 12,3 \text{ cm}^3$$

### 1.3 Verifications diverses :

#### a. Resistance :

$$q_y = \frac{4}{3} (50 + 12,9) = 84 \text{ dan/ml.}$$

$$M_y = 84 \cdot \frac{9}{14} = 0,054 \text{ t.m.}$$

$$M_x = 1,085 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \left( \frac{1,085}{77,3} + \frac{0,054}{12,3} \right) \cdot 10^5 = 1843 \text{ dan/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

#### b. Deversement :

En cas de suction la semelle interieure de la lisse risque de se deverser.

$$\text{suction : } V_n = -40 \text{ dan/m}^2$$



$$q_x = 1,75 (2,5 \cdot 40) = 175 \text{ dan/ml}$$

$$M_x = q_x \frac{w_x^2}{16} = 175 \cdot \frac{36}{16} = 0,394 \text{ t.m}$$

La longueur de deversement est prise egale a :  $l_0 = 0,75L$

$$l_0 = 0,75 \cdot 6 = 4,50 \text{ m.}$$

$$M_y = 3q_y \frac{w_y^2}{28} = 3 \cdot 84 \cdot \frac{9}{28} = 0,081 \text{ t.m}$$

Calcul des coefficients B, C, D.

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{2,54}{44,9} \cdot \left(\frac{450}{14}\right)^2} = 3,181$$

$C = 1,132$  } Poutre uniformement chargée et sans encastrement  
 $\beta = 1$  } suivant les deux plans.

La charge est appliquee au niveau de la semelle inferieure :

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{1 \cdot 1,132}{3,181}\right)^2} + 0,405 \frac{1 \cdot 1,132}{3,181} = 1,154$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{44,9}{541} \left(\frac{14}{450}\right)^2 (3,181 - 1) 1,132 \cdot 1,154 = 916 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\lambda_0 = \frac{450}{14} \sqrt{\frac{4}{1,132 \cdot 1,154} \frac{541}{44,9} \left(1 - \frac{916}{2400}\right)} = 153,5$$

$$\lambda_0 = 153,5 \quad K_0 = 3,834$$

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)} = \frac{3,834}{1 + \frac{916}{2400} (3,834 - 1)} = 1,842$$

Verification:

$$K_d \tilde{\sigma}_{f_x} + \tilde{\sigma}_{f_y} = \left[1,842 \frac{0,394}{77,3} + \frac{0,081}{12,3}\right] \cdot 10^5 = 1597 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

verifiee.

CONCLUSION : Les Lisses seront en :

IPE 140

#### 1.4 - Liernes :

Les liernes reprennent les réactions d'appuis de chaque Lisse à savoir:  
 $N = 3R = 3(3 \cdot 67) = 603 \text{ dan}$ .

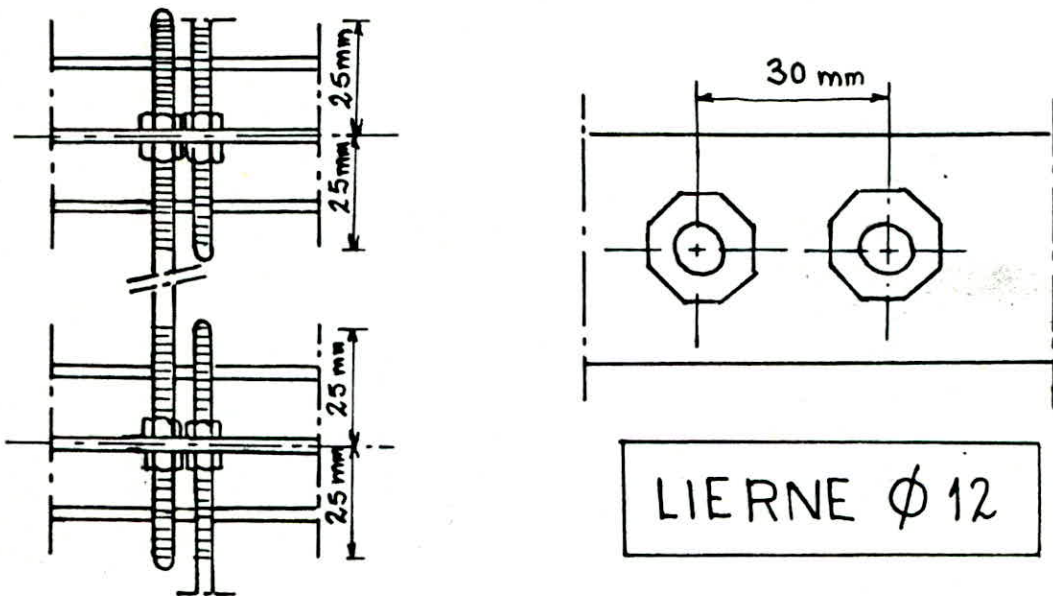
Le dimensionnement sera fait à la résistance:  $\frac{N}{A_r} \leq \sigma_e$

Avec  $A_r$  étant la section résistante  $A_r = 0,8A$

$$A_r \geq \frac{N}{\sigma_e} = \frac{603}{2400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

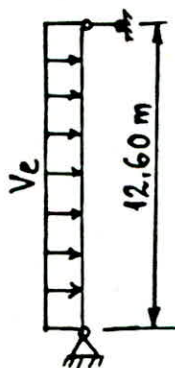
La section non filetée de la tige sera:  $A = \frac{A_r}{0,8} = 0,314 \text{ cm}^2$

Correspondant à un diamètre de 8 mm, pour éviter les problèmes de corrosion et la fatigue de l'acier on prendra un  $\phi 12$



#### 2. DIMENSIONNEMENT DES POTELETS:

##### 2.1. Schema statique et charges:



$$V_e = 1,75 (6 \cdot 55) = 577,5 \text{ dan/ml}$$

$$G = \frac{4}{3} (6 \cdot 20) = 160 \text{ dan/ml}$$

Remarque:

La semelle intérieure peut se déverser lorsque le pignon est sous le vent avec  $V_n = -40 \text{ dan/m}^2$ .

## 2.2. Predimensionnement:

Les potelets sont sollicités en flexion avec flambement dans son plan. La vérification est:  $k_1 \sigma + k_p \sigma_f \leq \sigma_e$   
pour le predimensionnement on suppose que la flexion reprend 70% de l'effort.

$$\frac{M_x}{W_x} \leq 0,7 \sigma_e \quad \text{d'où} \quad W_x \geq \frac{M_x}{0,7 \sigma_e}$$

$$\text{Avec: } M_x = q_x \frac{L_x^2}{8} = 577,5 \frac{(12,6)^2}{8} = 11,46 \text{ t.m}$$

$$W_x \geq \frac{11,46 \cdot 10^5}{0,7 \cdot 2400} = 682 \text{ cm}^3 \quad \text{soit un HEA 240}$$

## Caracteristiques:

$P = 60,3 \text{ kg/ml}$	$I_x = 7763 \text{ cm}^4$	$I_y = 2769 \text{ cm}^4$
$A = 76,8 \text{ cm}^2$	$W_x = 675 \text{ cm}^3$	$W_y = 231 \text{ cm}^3$
$H = 23 \text{ cm}$	$L_x = 12,5 \text{ cm}$	

## 2.3 Vérifications diverses:

### a. Résistance:

$$G = 160 + \frac{4}{3} \cdot 60,3 = 240,4 \text{ dan/ml}$$

$$N = 240,4 \cdot 12,6 = 3029 \text{ dan} = 3,029 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{3029}{76,8} = 39 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_0}{L_x} = \frac{1260}{12,5} = 101 \quad \sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{(3,14)^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{(101)^2} = 2032 \text{ dan/cm}^2$$

$$M = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{2032}{39} = 52$$

$$k_1 = \frac{M-1}{M-1,3} = 1,006 \quad k_p = \frac{M+0,25}{M-1,3} = 1,031$$

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{11,46 \cdot 10^5}{675} = 1698 \text{ dan/cm}^2$$

Vérification:

$$k_1 \sigma + k_p \sigma_f = 1,006 \cdot 39 + 1,031 \cdot 1698 = 1790 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{Vérifié.}$$

### b. Deversement:

La vérification nécessaire est:  $k_1 \sigma + k_d k_p \sigma_f \leq \sigma_e$

$$q_x = 1,75 \cdot (40 \cdot 6) = 420 \text{ dan/ml}$$

$$M_x = 420 \cdot \frac{(12,6)^2}{8} = 8,335 \text{ t.m.}$$

$$\sigma_f = \frac{8,335 \cdot 10^5}{675} = 1234 \text{ dan/cm}^2$$



Calcul des coefficients  $\beta, C, D$ :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{38,2}{2769} \frac{(1260)^2}{(23)^2}} = 2,731$$

$C = 1,132$   
 $\beta = 1$  } poutre uniformément chargée et sans encastrement suivant les deux plans.

Les charges sont appliquées au niveau de la semelle inférieure.

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{1 \cdot 1,132}{2,731}\right)^2} + 0,405 \frac{1 \cdot 1,132}{2,731} = 1,182.$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{2769}{7763} \left(\frac{23}{1260}\right)^2 (2,731 - 1) \cdot 1,182 \cdot 1,132 = 1101 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\lambda_0 = \frac{1260}{23} \sqrt{\frac{4}{1,182 \cdot 1,132} \cdot \frac{7763}{2769} \left(1 - \frac{1101}{2400}\right)} = 117 \quad K_0 = 2,39$$

$$\sigma_{k_0} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2} = 1523$$

$$K_d = \frac{2,39}{1 + \frac{1101}{2400} (2,39 - 1)} = 1,46$$

Verification :

$$K_1 \sigma + K_d K_f \sigma_f = 1,006 \cdot 39 + 1,46 \cdot 1,031 \cdot 1234 = 1896 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifié}$$

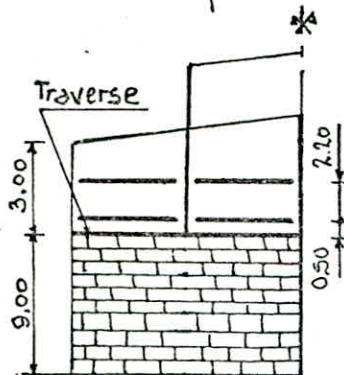
Conclusion :

Les potelets seront en HEA 240

HEA 240

## B. PIGNON FILE 21 :

En ce qui concerne ce pignon, il est masqué sur 9m de hauteur à partir du sol.



On a deux lisses qui soutiennent le bardage et la menuiserie métallique dont le poids peut être pris égal à celui du panneau sandwich.

On garde les mêmes profilés précédents, seulement on procédera à leurs vérifications avec les efforts correspondants à ce pignon.

On aura à redimensionner les potelets et à dimensionner la traverse qui soutient ces derniers.

### 1. LISSES :

#### 1.1. Efforts :

$$V_n^+ = 56 \text{ dan/m}^2 \quad V_n^- = -44 \text{ dan/m}^2$$

$$Q_x = 1,75 (1,10 + 0,6) \cdot 56 = 166,6 \text{ dan/m}^2 \quad M_x = q_x \frac{l^2}{8} = 0,750 \text{ t.m.}$$

$$G = (1,10 + 0,6) \cdot 20 = 34 \text{ dan/ml.}$$

$$q_y = \frac{4}{3} G = \frac{4}{3} \cdot 34 = 45,3 \text{ dan/ml}$$

$$M_y = q_y \frac{L^2}{14} = 0,029 \text{ t.m.}$$

On remarque que les efforts sont moins importants que ceux agissant sur le pignon 1, donc on peut réduire le 'profil' constituant les lisses. En prenant un IPE 120.

Caractéristiques:

$$I_x = 318 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 27,7 \text{ cm}^4$$

$$P = 10,4 \text{ kg/ml.}$$

$$W_x = 53 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 8,65 \text{ cm}^3$$

$$J = 1,45 \text{ cm}^4$$

$$q_y = 45,3 + \frac{4}{3} \cdot 10,3 = 59 \text{ dan/ml}$$

$$M_y = 0,038 \text{ t.m.}$$

## 1.2. Verifications diverses :

### a. Resistance :

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \left( \frac{0,75}{53} + \frac{0,038}{8,65} \right) \cdot 10^5 = 1854 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ Verifiée.}$$

### b. Deversement :

$$V_n = -44 \text{ dan/m}^2$$

$$q_x = 1,75 (44 \cdot 1,7) = 131 \text{ dan/ml.}$$

En suivant la même démarche précédente on trouve les valeurs suivantes :

$$D = 3,533$$

$$C = 1,132$$

$$\beta = 1$$

$$B = 1,138$$

$$\sigma_d = 809 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\lambda_0 = 182$$

$$K_0 = 5,254$$

$$K_d = 2,159$$

$$M_x = q_x \frac{L^2}{16} = 131 \cdot \frac{36}{16} = 0,295 \text{ t.m.}$$

$$M_y = 3 q_y \frac{l_y}{28} = 3 \cdot 59 \cdot \frac{9}{28} = 0,057 \text{ t.m.}$$

Verification :

$$K_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy} = \left[ 2,159 \cdot \frac{0,295}{53} + \frac{0,057}{8,65} \right] \cdot 10^5 = 1861 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

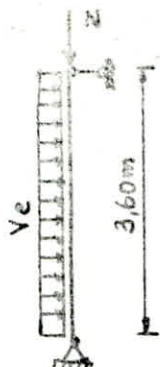
CONCLUSION:

IPE 120

LIERNES  $\phi 12$

## 2. SUSPENTES :

### 2.1. schema statique et efforts :



$$V_e = 1,75 \cdot 55 = 98 \text{ dan/m}^2$$

$$q_x = 98 \cdot 6 = 588 \text{ dan/ml.}$$

$$M_x = q_x \frac{l^2}{8} = \frac{588 (3,60)^2}{8} = 953 \text{ dan}\cdot\text{m.}$$

$$N = \frac{4}{3} (3,6 \cdot 20 \cdot 6 + 3,6 p)$$

### 2.2. Predimensionnement :

Comme les potelets sont sollicités en flexion avec flambement dans le plan de flexion.

En première approximation on estime que la flexion reprend 70% des efforts.

$$W_x > \frac{M_x}{0,7 \cdot \sigma_e} = \frac{953 \cdot 10^2}{0,7 \cdot 2400} = 57 \text{ cm}^3.$$

soit un IPE 140

### Caracteristiques.

$$P = 12,9 \text{ kg/ml.} \quad I_x = 541 \text{ cm}^4 \quad I_y = 44,9 \text{ cm}^4$$

$$A = 16,4 \text{ cm}^2 \quad W_x = 77,3 \text{ cm}^3 \quad W_y = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$h = 14 \text{ cm.} \quad l_x = 5,74 \text{ cm.} \quad l_y = 1,65 \text{ cm}$$

$$\delta = 4,7 \text{ mm.} \quad S = 44,2 \text{ cm}^3 \quad J = 2,54 \text{ cm}^4.$$

### 2.3. Verifications diverses :

#### 2.3.1. Resistance :

$$k_1 \sigma + k_f \bar{\sigma}_f \leq \bar{\sigma}_e.$$

$$\text{Avec: } \lambda_x = \frac{360}{5,74} = 62,7 \quad \bar{\sigma}_e = 5272 \text{ dan/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{N}{A} = \frac{4/3 (3,6 \cdot 20 \cdot 6 + 3,6 \cdot 12,9)}{16,4} = 39 \text{ dan/cm}^2$$

$$M = \frac{\bar{\sigma}_e}{\bar{\sigma}} = \frac{5272}{39} = 135,2.$$

$$k_1 = \frac{M-1}{M-1,3} = \frac{135,2-1}{135,2-1,3} = 1,002.$$

$$k_f = \frac{M+0,03}{M-1,3} = \frac{135,2+0,03}{135,2-1,3} = 1,01.$$



### Vérification:

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,002 \cdot 39 + \frac{953 \cdot 10^2}{77,3} \cdot 1,01 = 1284 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 2.3.2 Deversement:

lorsque le pignon est sous le vent (en cas de succion) la semelle inférieure risque de se deverser.

Donc on doit effectuer la vérification suivante :

$$k_1 \sigma + k_d k_f \sigma_f \leq \sigma_e.$$

calcul de la contrainte de non deversement :

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} (D-1) BC$$

Avec :  $D = 6,197.$

$$C = 1,132 \quad \beta = 1.$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} + 0,405 \frac{\beta C}{D}$$

charges appliquées au niveau de la semelle inférieure.

$$B = 1,077.$$

$\sigma_d = 3181 \text{ dan/cm}^2 > \sigma_e$  pas de risque de deversement et la vérification de la stabilité au deversement n'est pas nécessaire.

### 2.3.3. Flèche:

Le fleche admissible pour ce type d'éléments est limitée à :

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{360}{200} = 1,8 \text{ cm}$$

celle donnée par la RDM :

$$f = \frac{5 q l^4}{384 EI_x} = \frac{5 \cdot 336 \cdot 10^{-2} (360)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 541} = 0,65 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f}$$

### CONCLUSION:

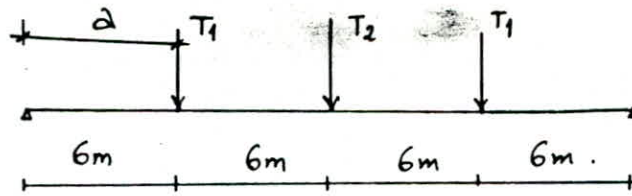
LES SUSPENTES-PIGNON FILE 21 EN IPE 140

et Pour des raisons de fixation sur la traverse on prendra un IPE 240

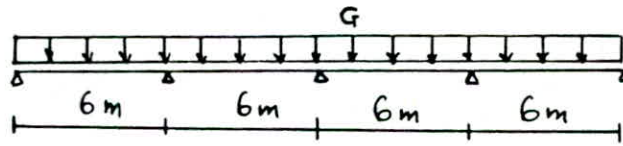
### 3. TRAVERSE :

#### 3.1. schema statique et efforts :

Suivant xx:



Suivant yy



Avec  $T_1, T_2$  les efforts tranchants provenant des potelets sous l'action du vent.

$$T_1 = \frac{56 \cdot 6 \cdot 3,30}{2} = 554 \text{ dan.}$$

$$T_2 = \frac{56 \cdot 6 \cdot 3,60}{2} = 605 \text{ dan.}$$

Et  $G$  étant le poids propre de la traverse :  
estimé à  $100 \text{ kg/ml}$ .

$$G = \frac{4}{3} 100 = 134 \text{ kg/ml.}$$

#### 3.2. Pre dimensionnement:

Le pre dimensionnement de la traverse sera fait en limitant la fleche qui est la plus preponderante. Suivant le plan xx.

Dans ce cas la fleche admissible est limitee a  $\frac{l}{200} = \frac{2400}{200} = 12 \text{ cm}$

cette fleche est tres importante mais elle a une probabilité d'existence qui est tres faible.

la fleche calculee par la RDM :

$$f = \frac{2T_1 a (3l^2 - 4a^2) + T_2 l^3}{48 E I_x} \leq \bar{f}$$

$$I_x \geq \frac{2T_1 a (3l^2 - 4a^2) + T_2 l^3}{48 E \bar{f}}$$

$$I_x \geq \frac{2 \cdot 554 \cdot 600 (3 \cdot 2400^2 - 4 \cdot 600^2) + 605 \cdot 2400^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 12} = 15620 \text{ cm}^4$$

soit un HEA 300 dont les caracteristiques sont:

$$P = 88,3 \text{ kg/ml.}$$

$$A = 112,5 \text{ cm}^2$$

$$h = 29 \text{ cm.}$$

$$a = 0,85 \text{ cm}$$

$$I_x = 18260 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 1260 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 6310 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 421 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 7,49 \text{ cm.}$$

$$L_x = 12,7 \text{ cm}$$

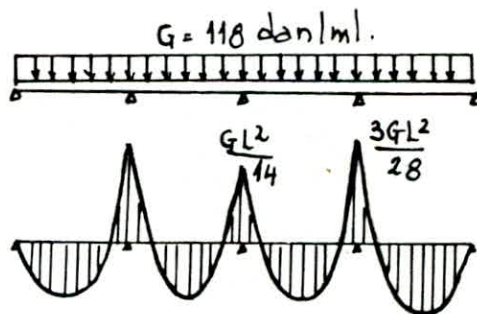
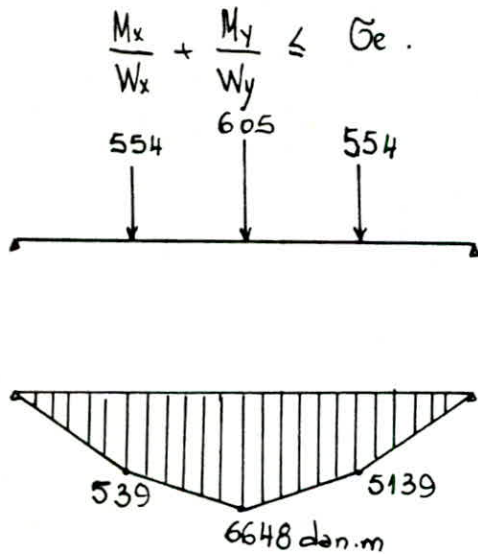
$$S = 692 \text{ cm}^3$$

$$J = 75,3 \text{ cm}^4.$$

### 3.3. Verifications diverserse

#### 3.3.1. Resistance :

La traverse est sollicitée en flexion déviée :



$$M_{x\max} = 6648 \text{ dan.m} \quad T_{x\max} = 856,5 \text{ dan.}$$

$$M_{y\text{corresp}} = \frac{GL^2}{14} = \frac{118 \cdot 36}{14} = 304 \text{ dan.m} \quad T_y = 1,14 \cdot GL = 1,14 \cdot 118 \cdot 6$$
$$T_y = 807 \text{ dan.}$$

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{6648 \cdot 10^2}{1260} + \frac{304 \cdot 10^2}{421} = 600 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_e$$

#### 3.3.2. Cisaillement :

$$\tau = 1,54 \frac{T_x S}{I_x a} = 1,54 \cdot \frac{856,5 \cdot 692}{18260 \cdot 0,85} = 59 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_e$$

#### 3.3.3. Déversement :

Verification préliminaire:  $K_y \bar{\sigma}_f \leq \bar{\sigma}_e$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \cdot \frac{i_x}{v} = \frac{2400}{7,49} \cdot \frac{12,7}{14,5} = 281 \longrightarrow K_y = 12,13$$

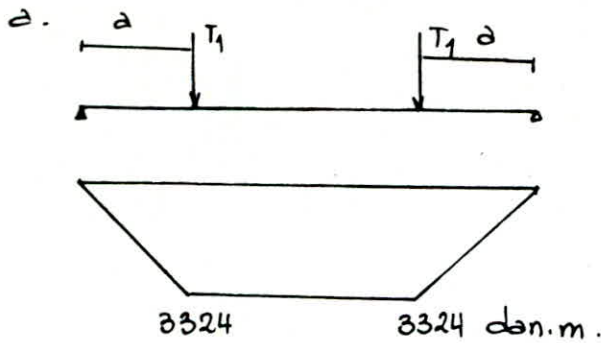
$$\bar{\sigma}_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{6648 \cdot 10^2}{1260} = 527,62 \text{ dan/cm}^2$$

$K_y \bar{\sigma}_f = 12,13 \cdot 527,62 = 6400 \text{ dan/cm}^2 > \bar{\sigma}_e$  la verification au déversement est nécessaire.

la traverse est symétriquement chargée et symétriquement appuyée dont les charges sont appliquées au niveau de la semelle supérieure :



Calcul des coefficients B, C, D :



$$C_1 = 1 + 2,92 \left(\frac{a}{l}\right)^3$$

$$C_1 = 1 + 2,92 \left(\frac{6}{24}\right)^3 = 1,046.$$

$$\beta_1 = 6 \frac{a}{l} - 8 \frac{a^2}{l^2}$$

$$\beta_1 = 6 \cdot \frac{6}{24} - 8 \cdot \left(\frac{6}{24}\right)^2 = 1.$$

$$D = 3,708$$

$$B_1 = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta_1 C_1}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{\beta_1 C_1}{D} = 0,892.$$

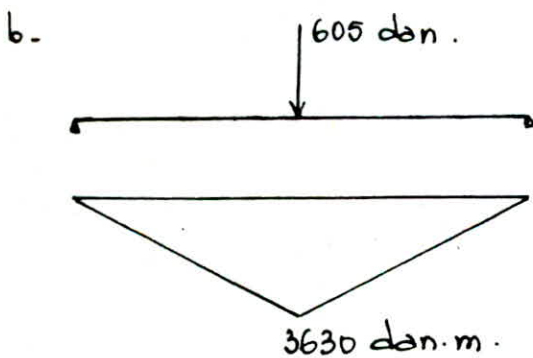
$$\sigma_{d1} = 4 \cdot 10^6 \frac{6310}{18260} \left(\frac{29}{2400}\right)^2 (3,708 - 1) B_1 C_1 = 546,53 B_1 C_1.$$

$$\sigma_{d1} = 546,53 \cdot 0,892 \cdot 1,046 = 510 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\lambda_{01} = \frac{2400}{29} \sqrt{\frac{4 \cdot 18260}{0,892 \cdot 1,046 \cdot 6310} \left(1 - \frac{510}{2400}\right)} = 259.$$

$$K_{01} = 10,35$$

$$K_{d1} = \frac{10,35}{1 + \frac{510}{2400} (10,35 - 1)} = 3,465.$$



$$C_2 = 1,365.$$

$$\beta_1 = 1.$$

$$B_2 = 0,862.$$

$$\sigma_{d2} = 648 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_{02} = 230 \quad K_{02} = 8,22$$

$$K_{d2} = 2,801.$$

$$\sigma_{f_{x1}}^p = \frac{M_{x1}}{W_x} = \frac{3324 \cdot 10^2}{1260} = 263,81 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{f_{x2}}^p = \frac{M_{x2}}{W_x} = \frac{3630 \cdot 10^2}{1260} = 288 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{f_y}^p = \frac{M_y}{W_y} = \frac{304 \cdot 10^2}{421} = 72,21 \text{ dan/cm}^2$$

Verification:  $K_{d1} \sigma_{f_{x2}}^p + K_{d2} \sigma_{f_{x2}}^p + \sigma_{f_y}^p \leq \sigma_e.$

$$3,465 \cdot 263,81 + 2,801 \cdot 288 + 72,21 = 1793 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ ok!}$$

### 3.3.4. Flèche:

$$f = \frac{2T_1 a (3l^2 - 4a^2) + T_2 l^3}{48 EI_x} \leq \bar{f}$$

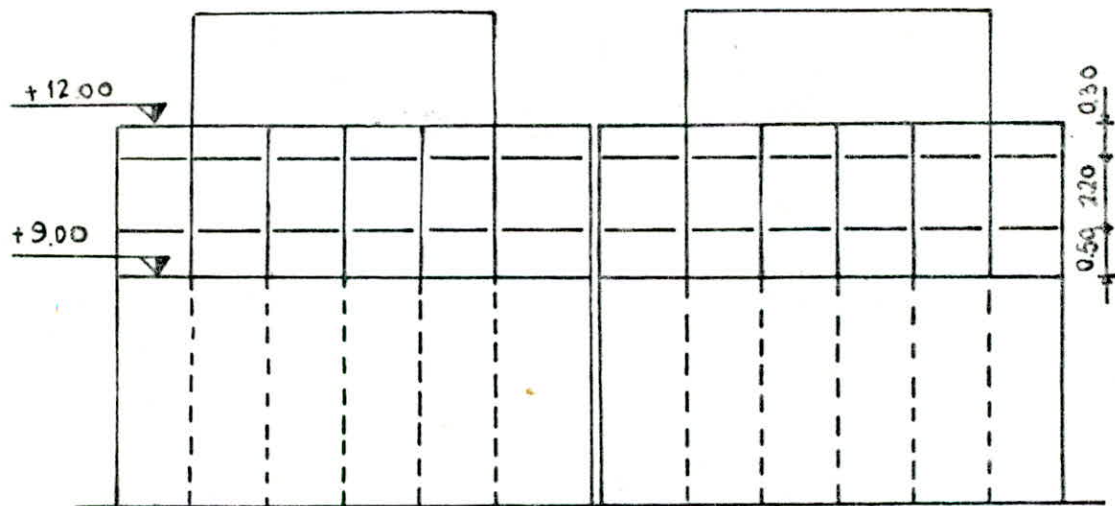
$$f = \frac{2 \cdot 554 \cdot 600 (3 \cdot 2400^2 - 4 \cdot 600^2) + 605 \cdot 2400^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 18260} = 10,27 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{2400}{200} = 12 \text{ cm} \quad f < \bar{f}$$

### Conclusion:

La traverse sera en HEA 300

### C. LONG.PAN:



La pression normale du vent sur les longs pans étant de  $44 \text{ daN/m}^2$ .  
d'où l'on remarque que celle-ci étant plus faible que celle agissant sur le pignon.  
En conservant les mêmes dispositions de lisses et potelets, on peut garder les mêmes profils.

LISSES : IPE 120

LIERNES  $\phi$  12

POTELETS : HEA 260

**VOIES DE  
ROULEMENT**

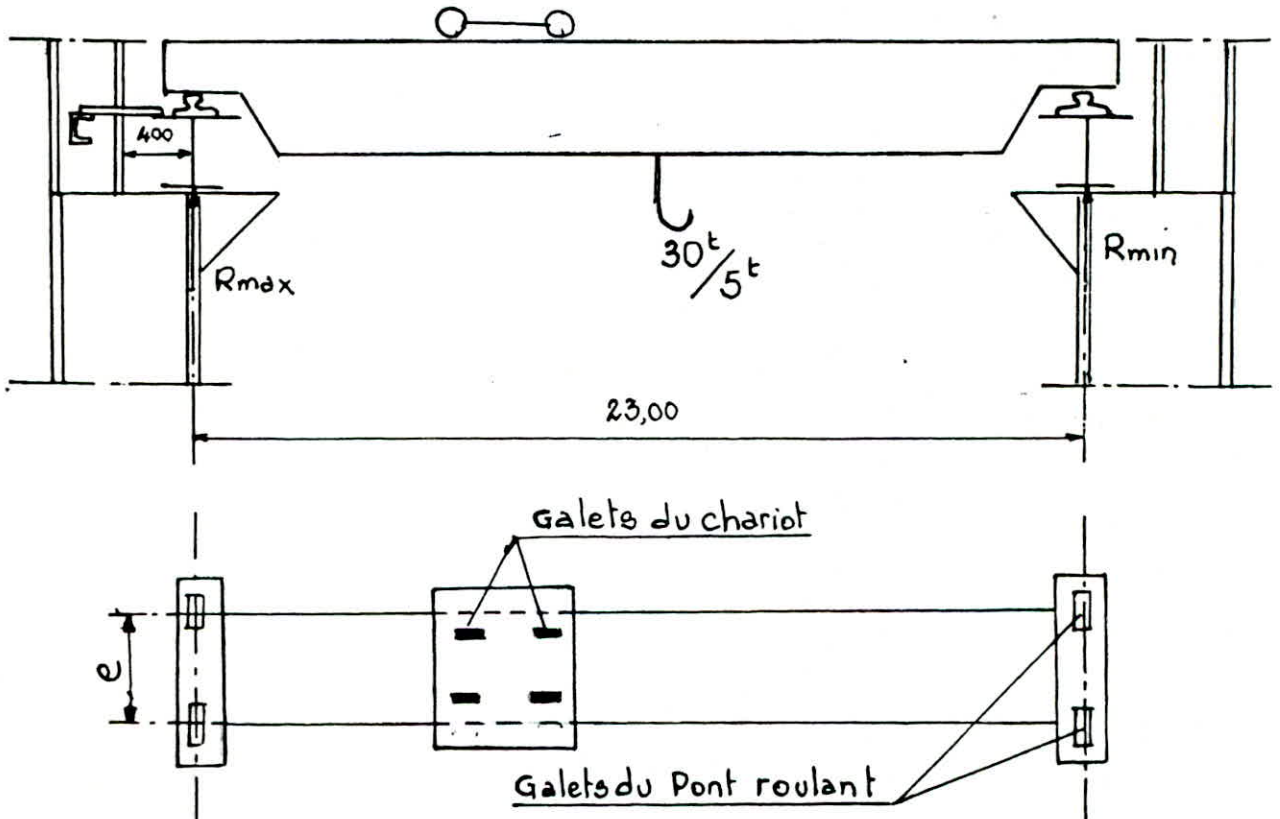


## A. PONT ROULANT

### 1. DESCRIPTION:

L'ouvrage comporte sur chacun des halls extrême un pont roulant de charge nominale de  $30\text{t}/5\text{t}$  standardisés par la S.N.Metal et qui obéissent aux recommandations CTICM et aux groupes FEM.

Caracteristiques des ponts roulants:



Pont roulant classe C groupe III

Portée : 23 m.

distance entre galets :  $e = 5,80\text{ m}$

distance hors tout : 7,60 m

Levage principal : 30 t

Levage secondaire : 5 t

vitesse de translation : 40 m/mn accélération :  $0,19\text{ m/s}^2$

Vitesse de levage principal et secondaire : 3 m/mn.

Hauteur de levage principal et secondaire : 8 m

Reaction maximale verticale : 24 t. sur Galet.

Reaction minimale verticale : 7,5 t. sur Galet.

Effort de tamponnement : 4 t.

En fonction du groupe de pont on en déduit les coefficients dynamiques :

Pour la poutre de roulement :  $\Psi = 1,25$

Pour les supports du chemin (Poteaux) :  $\Psi = 1,10$

## 2. PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE ROULEMENT:

### 2.1 Evaluation des efforts:

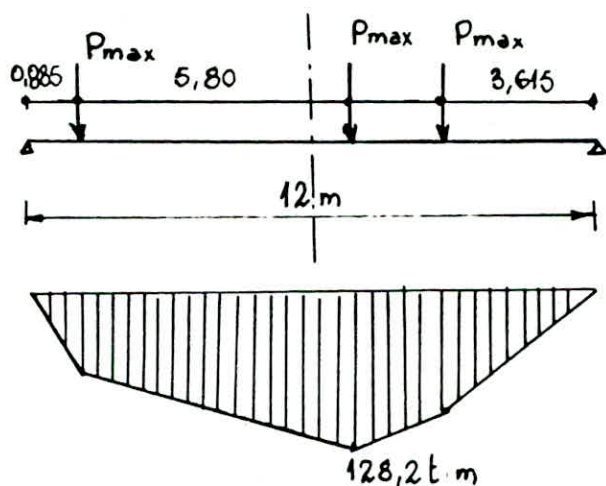
La portée de la poutre de roulement étant de 12 m ce qui permet la circulation de deux ponts roulants en même temps, mais trois galets seulement peuvent s'y trouver.

$$d_1 = 2 \cdot d = 2 \times 7,50 = 15 \text{ m} > 12 \text{ m}.$$

Remarque:

Il est plus préférable de disposer un potelet à mi-travée de la poutre de la poutre de roulement mais l'encombrement ne le permet pas.

La disposition donnant le moment maximal est établie par le Théorème de Barré.



### 2.2. Predimensionnement:

Les efforts sont très importants pour cela on est amené à reconstituer un profilé.

Pour la reconstitution de ce profilé la S.N. Métal nous facilite la tâche en standardisant les PRS les plus utilisés.

Le predimensionnement du PRS sera fait par la condition de résistance qui est plus prépondérante que la flèche dans le cas des PRS. On suppose que la flexion reprend 80% des efforts:

$$\frac{3}{2} \psi \frac{M_{max}}{W_x} \leq 0,8 \sigma_e \quad \text{d'où} \quad W_x \geq \frac{1,5 \psi M_{max}}{0,8 \sigma_e}$$

$$W_x \geq \frac{1,5 \cdot 1,25 \cdot 128,2 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 2400} = 12520$$

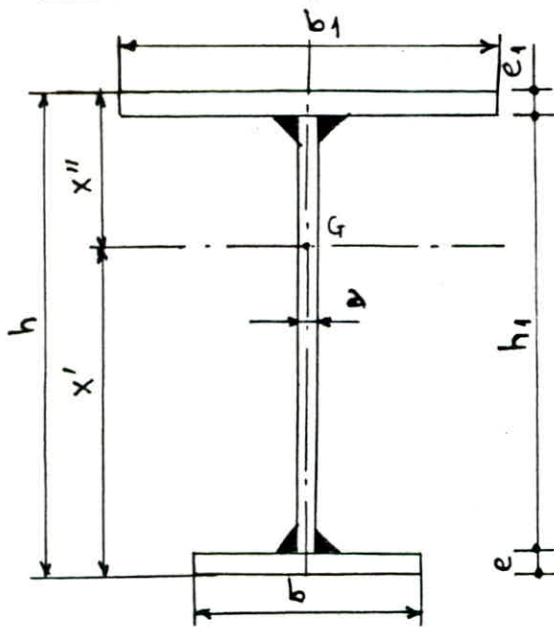
On choisira un PRS 1200/286

Remarque:

Pour une économie d'acier on choisira un PRS à ailes inégales. C'est à dire dont la semelle supérieure est plus large que la semelle inférieure.

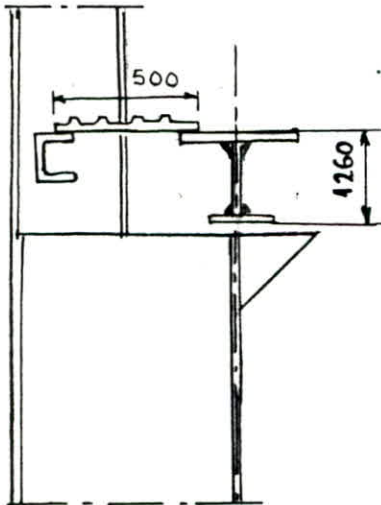


## Caracteristiques :



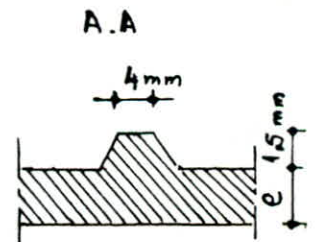
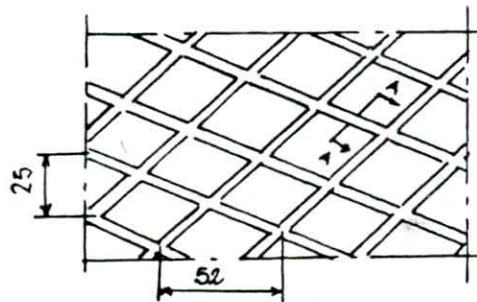
$$\begin{aligned}
 h &= 1260 \text{ mm} \\
 b &= 300 & e &= 20 \\
 b_1 &= 400 & e_1 &= 40 \\
 h_1 &= 1200 & a &= 12 \\
 A &= 364 \text{ cm}^2 \\
 P &= 287 \text{ kg/ml} \\
 I_x &= 903\,665 \text{ cm}^4 & W_{x1} &= 11410 \text{ cm}^3 \\
 & & W_{x''} &= 19310 \text{ cm}^3 \\
 & & i_x &= 49,82 \text{ cm} \\
 x' &= 792 \text{ mm} \\
 x'' &= 468 \text{ mm} \\
 I_y &= 25851 \text{ cm}^4 & W_y &= 1293 \text{ cm}^3 \\
 & & i_y &= 8,42 \text{ cm} \\
 \text{moment statique : } S &= 8267 \text{ cm}^3 \\
 \text{Cordon de Soudure } a &= 8 \text{ mm} .
 \end{aligned}$$

### 3. DIMENSIONNEMENT DE LA PASSERELLE :



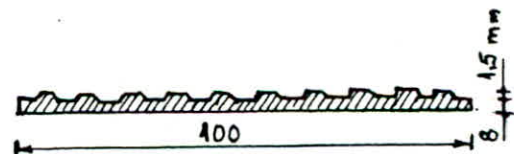
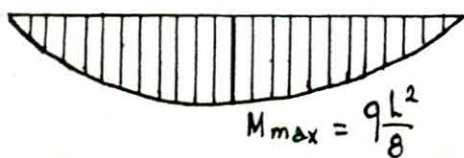
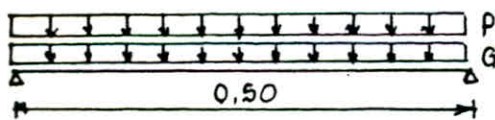
La passerelle joue un premier rôle de transmission des efforts transversaux, à la poutre de freinage et de support en cas de réparation pour cela on prendra en compte une surcharge d'exploitation de  $100 \text{ dan/m}^2$ .

La passerelle sera congue en tôle striée pour éviter les glissements.



Pour le dimensionnement de cette tôle on prendra une épaisseur d'après l'OTUA de 8/10 qu'on vérifiera.

#### 3.1 Evaluation des efforts :



$$G = 67,8 \text{ kg/m}^2 \times 1 = 67,8 \text{ kg/ml} .$$

$$\begin{aligned}
 W_x &= 10,7 \text{ cm}^3 & S &= 8 \text{ cm}^3 \\
 V &= 0,45 \text{ cm} \\
 I_x &= 4,8 \text{ cm}^4 \\
 P &= 100 \times 1 = 100 \text{ kg/ml} .
 \end{aligned}$$



$$q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = \frac{4}{3} 67,8 + \frac{3}{2} 100 = 241 \text{ dan/ml.}$$

$$M_{\max} = \frac{241 \cdot 0,50^2}{2} = 7,53 \text{ dan.m.}$$

$$T_{\max} = \frac{q l^2}{2} = \frac{241 \cdot 0,50}{2} = 60,25 \text{ dan.}$$

### 3.2. Verifications diverses :

#### 3.2.1. Resistance :

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{7,53 \cdot 10^2}{10,7} = 70,4 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ Verifié !}$$

#### 3.2.2. Cisaillement :

$$\tau = \frac{T S}{I_x a} = \frac{60,25 \cdot 8}{4,8 \cdot 100} = 1 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54} = 1558 \text{ dan/cm}^2$$

#### 3.2.3. Fleche :

La fleche admissible est limitée à  $\bar{f} = \frac{l}{300}$

La fleche calculée par la RDM pour une poutre isostatique chargée uniformément est :

$$f = \frac{5 q' l^4}{384 E I_x} \quad \text{Avec : } q' = G + P = 67,8 + 100 = 167,8 \text{ dan/ml.}$$

$$f = \frac{5 \cdot 167,8 \cdot (50)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 4,8} = 0,02 \text{ cm.} \quad f < \bar{f} \text{ Verifié !}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{50}{300} = 0,17 \text{ cm}$$

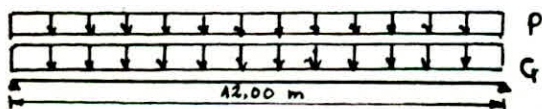
## 4. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE FREINAGE :

### 4.1 Rôle de la poutre de freinage :

La poutre de freinage est une poutre horizontale située au niveau de la semelle supérieure de la poutre de roulement dont le rôle est de renforcer cette semelle sollicitée en flexion par les charges horizontales de freinage du chariot.

### 4.2. Predimensionnement :

Pour la poutre de freinage la fleche est plus preponderante pour cela le predimensionnement se fera en limitant celle-ci à  $\bar{f} = \frac{l}{300}$



charges permanentes :

pois propre de la poutre de freinage (estimé) : 20 kg/ml  
charges provenant de la passerelle 17 kg/ml  

---

37 kg/ml

Surcharge d'exploitation :

Surcharge d'exploitation provenant de la passerelle : 25 kg/ml.

$$q = G + P = 37 + 25 = 62 \text{ dan/ml.}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_x} \leq \bar{f} = \frac{l}{300} \text{ d'où } I_x \geq \frac{1500 q l^3}{384 E} = \frac{1500 \cdot 62 \cdot 10^{-2} \cdot 1200^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6}$$

$$I_x \geq 1993 \text{ cm}^3$$

La poutre de freinage sera conçue en UAP 220

Caracteristiques:

$$P = 28,5 \text{ kg/ml} \quad I_x = 2710 \text{ cm}^4 \quad W_x = 247 \text{ cm}^3 \quad S = 145 \text{ cm}^3 \quad a = 0,8 \text{ cm}$$

4.3 Verifications diverses :

4.3.1. Resistance :

$$\left. \begin{array}{l} G = 28,5 + 20 = 48,5 \text{ dan/ml.} \\ P = 25 \text{ dan/ml.} \end{array} \right\} q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 102 \text{ dan/ml.}$$

$$M_x = \frac{q l^2}{8} = \frac{102 \cdot 12^2}{8} = 1,836 \text{ t.m.}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{102 \cdot 12}{2} = 0,612 \text{ t.}$$

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{1,836 \cdot 10^5}{247} = 743 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifiée !}$$

4.3.2 Cisaillement :

$$\tau = \frac{T S}{I_x a} = \frac{612 \cdot 145}{2710 \cdot 0,8} = 41 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54} = 1558 \text{ dan/cm}^2 \text{ OK!}$$

4.3.3 Fleche :

$$q' = 48,5 + 25 = 73,5 \text{ dan/ml.}$$

$$f = \frac{5 \cdot 73,5 \cdot 10^{-2} (1200)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2710} = 3,5 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} f < \bar{f} \text{ vérifiée !}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm.}$$

Conclusion :

La poutre de freinage est un UAP 220

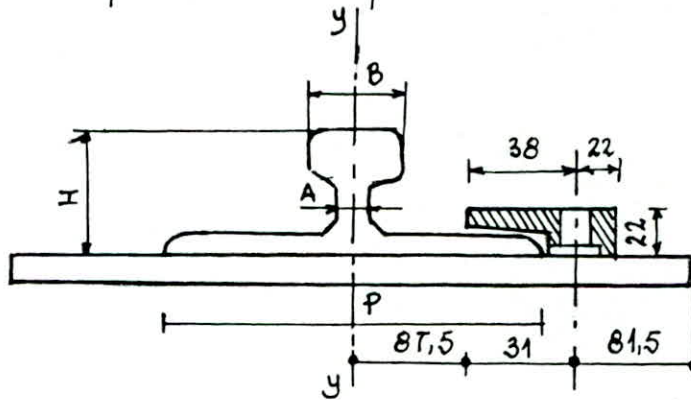


## 5. RAIL :

Le choix du rail est fait en suivant les recommandations du CTICM en fonction de la réaction maximale sur galet et du diamètre des galets.

On a :  $R_{max} = 24^t$   $D_{galet} = 600 \text{ mm}$

Ce qui correspond à une hauteur de rail de 75 mm soit un rail N°3. (tableau document Levert CTC)  
Et d'après la nomenclature des rails de la SN.Metal on peut définir le crapaud correspondant à ce rail.



### Caracteristiques :

$p = 43,5 \text{ kg/ml.}$

$H = 75 \text{ mm}$

$P = 175 \text{ mm.}$

$B = 65 \text{ mm}$

$A = 38 \text{ mm}$

$I_x = 327 \text{ cm}^4$

$W_x = 73,7 \text{ cm}^3$

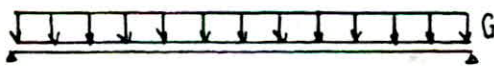
$I_y = 609 \text{ cm}^4$

$W_y = 69,6 \text{ cm}^3$

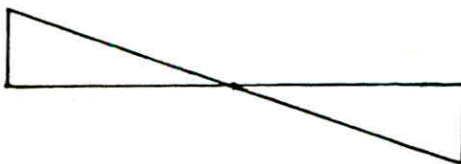
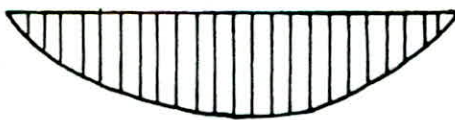
## 6. VERIFICATIONS D'ENSEMBLE :

### 6.1. Calcul des Contraintes :

#### 6.1.1 Contraintes dues aux poids propres :



12 m



$$G = G_{pres} + G_{pags} + G_{rail}$$

$$G = 287 + 20 + 43,5 = 350,5 \text{ kg/ml}$$

$$M = 6,309 \text{ t.m.}$$

$$T = 2.103 \text{ t.}$$

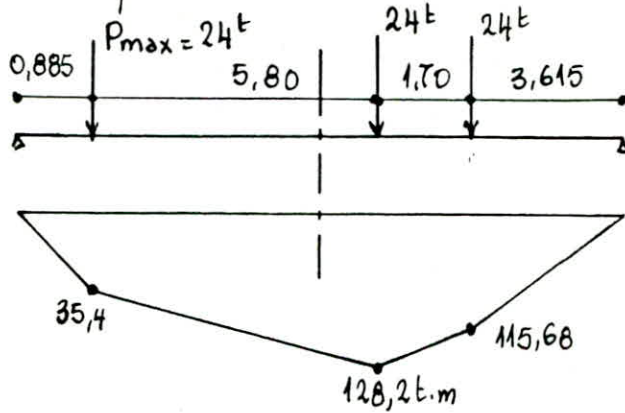
$$\sigma_p = \frac{M_x}{W_x} = \frac{6,309 \cdot 10^5}{19310} = 37 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_p = \frac{TS}{I_x a} = \frac{2103 \cdot 8267}{903665 \cdot 12} = 16 \text{ dan/cm}^2$$



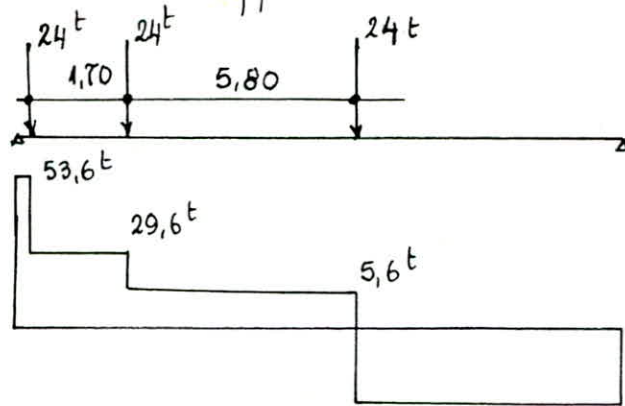
### 6.1.2. Contraintes dues aux reactions des galets :

La disposition la plus defavorable donnant le moment maximal est obtenue par le Theoreme de Barré.



$$M_{\max} = 128,2 \text{ t.m}$$

L'effort tranchant maximal est obtenu en disposant la charge la plus lourde a  $\delta$  de l'appui et les plus rapprochés le plus prés possible de l'appui.

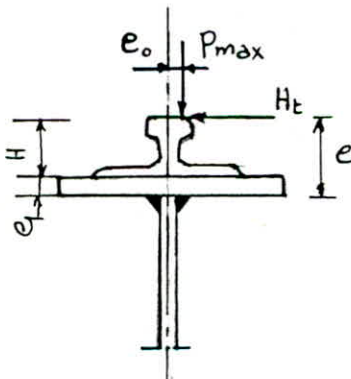


$$T_{\max} = 53,6 \text{ t}$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{\max}}{W_{x''}} = \frac{128,2 \cdot 10^5}{19310} = 664 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = \frac{T_{\max} S}{I_x \cdot a} = \frac{53600 \cdot 8267}{903665 \cdot 1,2} = 409 \text{ dan/cm}^2$$

### 6.1.3. Contraintes dues aux charges horizontales transversales :



Effort horizontale transversale supplémentaire du a la torsion :

La torsion est due :

- a l'excentricité des reactions horizontales par rapport au plan de la poutre de freinage "e"
- a l'excentricité des reactions verticales dues a la flexion du sommier de pont et a un défaut d'alignement du rail par rapport au plan moyen vertical de la poutre de roulement "e0"



$$W_{y'} = \frac{I_y}{x_G'} = \frac{188644}{52,6} = 3586 \text{ cm}^3 \quad W_{y''} = \frac{I_y}{x_G''} = \frac{188644}{35,4} = 5329 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} = A_1 (x_G - x_1) + A_2' (x_G - x_2')$$

$$A_2' = \frac{A_2}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}^2 \quad x_2' = 3 + \frac{25}{2} = 15,5 \text{ cm}$$

$$S_{yy} = 36,3(52,6 - 2,4) + 20(52,6 - 15,5) = 2564 \text{ cm}^3$$

Contraintes :

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{\max}}{W_{y'}} = \frac{16,078 \cdot 10^5}{3586} = 449 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s2} = \frac{T_{\max} S_{yy}}{I_y \cdot a} = \frac{6722 \cdot 2564}{188644 \cdot 0,8} = 115 \text{ dan/cm}^2$$

#### 6.1.4. Contraintes dues aux charges horizontales longitudinales:

Généralement ces contraintes sont faibles et peuvent être négliger :

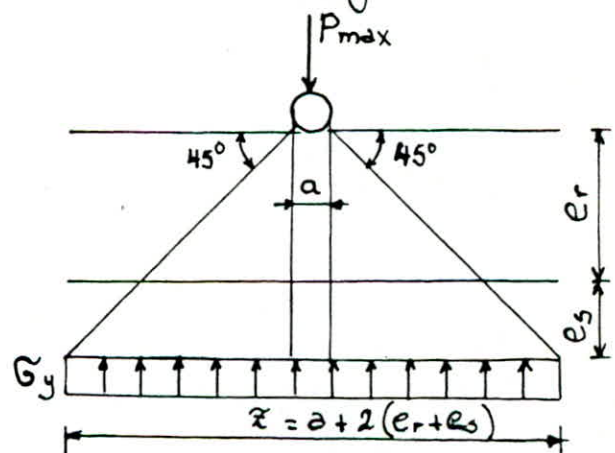
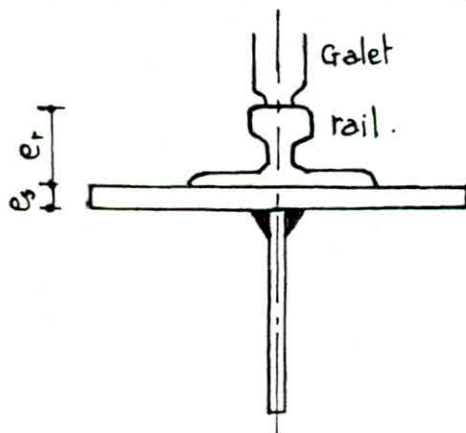
$$\sigma_{s3} = \frac{H_l}{A_s + 15e_a^2} \quad \text{avec} \quad H_l = \frac{1}{7} P_{\max} = \frac{24}{7} = 3,429 \text{ t}$$

$$\sigma_{s3} = \frac{3429}{40 \times 4 + 15(1,2)^2} = 19 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s3} = 0 \quad (\text{contrainte de compression simple}).$$

#### 6.1.5 Contraintes secondaires.

Contraintes dues à la Pression locale sous galet :



$$x = 1,2 + 2(7,5 + 4) = 24,2 \text{ cm}$$

D'après les recommandations du CTICM :

$$\sigma_y = \varphi_f \cdot \frac{P}{x \cdot a}$$

Avec  $\varphi_f$  : Coefficient de fatigue

Pont roulant Groupe III  $\varphi_f = 1,15$



$$\sigma_y = \frac{1,15 \cdot 24 \cdot 10^3}{24,2 \cdot 1,2} = 950 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_y = 0,2 \sigma_y = 0,2 \cdot 950 = 190 \text{ dan/cm}^2$$

## 6.2. Verifications usuelles :

6.2.1 Resistance : Pour un pont abrite' au vent :

a. Semelle superieure de la poutre de roulement :

$$\frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} \psi \sigma_{s1} \leq \sigma_e$$

$$\frac{4}{3} \cdot 37 + \frac{3}{2} \cdot 1,25 \cdot 664 = 1294 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{ok!}$$

$$\frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} (\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}) \leq \sigma_e$$

$$\frac{4}{3} \cdot 37 + \frac{3}{2} (664 + 449 + 19) = 1748 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{ok!}$$

b. Semelle inferieure :

$$\left( \frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} \psi \sigma_{s1} \right) \frac{W_x''}{W_x'} < \sigma_e$$

$$\left( \frac{4}{3} \cdot 37 + \frac{3}{2} \cdot 1,25 \cdot 664 \right) \cdot \frac{19310}{11410} = 2191 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{ok!}$$

## 6.2.2. Cisaillement :

$$\frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} \psi \tau_{s1} \leq \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\frac{4}{3} \cdot 16 + \frac{3}{2} \cdot 1,25 \cdot 409 = 788 < 1558 \text{ dan/cm}^2 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} (\tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3}) \leq \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\frac{4}{3} \cdot 16 + \frac{3}{2} (409 + 115 + 0) = 807 \text{ dan/cm}^2 < 1558 \text{ dan/cm}^2 \quad \text{ok!}$$

## 6.3. Verifications complementaires :

(Verifications a la fatigue)

Ces verifications concernent les elements de la poutre de roulement places directement sous le rail.

### 6.3.1. Contraintes normales :

$$\sigma_p + \psi_f \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} \leq \sigma_f$$

Avec :  $\sigma_f$  : Contrainte admissible a la fatigue donnee par le tableau du CTICM en fonction de la classe du pont et du type de soudure ame-semelle.

$$\sigma_f = 1600 \text{ dan/cm}^2$$

$$37 + 1,15 \cdot 664 + 449 + 19 = 1269 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_f \quad \text{OK!}$$

### 6.3.2 Contraintes tangentielles:

$$\tau_p + \varphi_f \tau_{s_1} + \tau_{s_2} + \tau_{s_3} \leq \frac{\sigma_f}{1,54}$$

$$16 + 1,15 \cdot 409 + 115 + 0 = 602 \text{ dan/cm}^2 < 1039 \text{ dan/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

### 6.3.3. Contraintes equivalentes:

$$\sqrt{\sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_y \cdot \sigma_z + 3\tau^2} \leq \sigma_f$$

Avec:  $\sigma_z = \sigma_p + \varphi_f \sigma_{s_1} + \sigma_{s_2} + \sigma_{s_3} = 1269 \text{ dan/cm}^2$

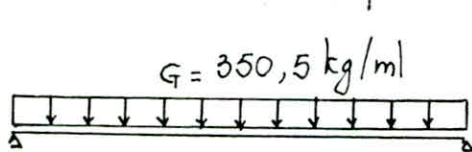
$$\tau = \tau_p + \varphi_f \tau_{s_1} = 16 + 1,15 \cdot 409 = 486 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sqrt{950^2 + 1269^2 - 950 \cdot 1269 + 3 \cdot 486^2} = 1420 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_f \quad \text{OK!}$$

### 6.4. Vérification de la flèche:

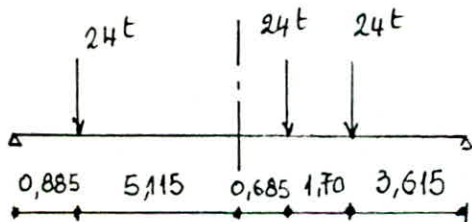
#### 6.4.1. flèche verticale:

a. flèche due au poids propre:

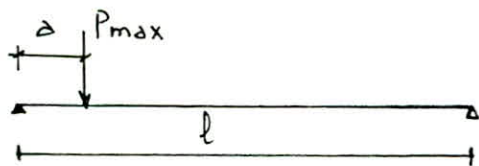


$$f_g = \frac{5GL^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 350,5 \cdot (1200)^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 903665} = 0,05 \text{ cm}$$

b. flèche due aux reactions des galets:



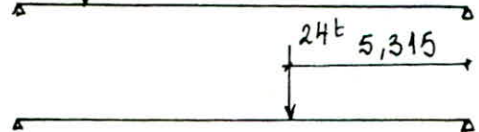
Au milieu de la travée la flèche est donnée par la somme des flèches suivantes:



$$f_{P_{max}} = \frac{P_{max} a (3l^2 - 4a^2)}{48EI_x}$$



$$f_1 = \frac{24 \cdot 10^3 \cdot 88,5 (3 \cdot 1200^2 - 4 \cdot 88,5^2)}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 903665} = 0,1 \text{ cm}$$



$$f_2 = \frac{24 \cdot 10^3 \cdot 531,5 (3 \cdot 1200^2 - 4 \cdot 531,5^2)}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 903665} = 0,45 \text{ cm}$$



$$f_3 = \frac{24 \cdot 10^3 \cdot 361,5 (3 \cdot 1200^2 - 4 \cdot 361,5^2)}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 903665}$$

$$f_3 = 0,36 \text{ cm.}$$

d'où la flèche totale  $f_{t_x} = f_0 + f_1 + f_2 + f_3 = 0,05 + 0,10 + 0,45 + 0,36$

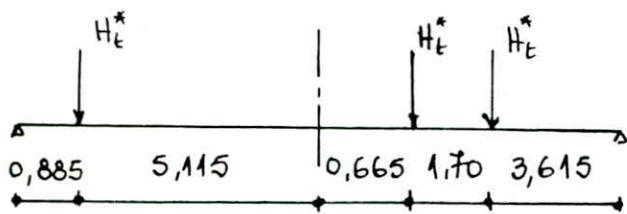
$$f_{t_x} = 0,96 \text{ cm.}$$

La flèche admissible étant limitée à :  $\frac{l}{750}$

$$\bar{f}_x = \frac{1200}{750} = 1,6 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad f_{t_x} < \bar{f}_x$$

### 6.4.2. flèche horizontale :

Cette flèche horizontale est due aux réactions horizontales transversales des galets.  $H_t^*$ . Ces réactions sont disposées de la même manière que les réactions verticales.



$$H_t^* = 3,01 \text{ t.}$$

$$I_y = 188644 \text{ cm}^4$$

La flèche est identique à celle due à  $P_{max}$  sauf que  $P_{max}$  par  $H_t^*$  et  $I_x$  par  $I_y$ .

Donc : 
$$f_y = 0,91 \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \frac{H_t^*}{P_{max}} = 0,91 \cdot \frac{903665}{188644} \cdot \frac{3,01}{24} = 0,55 \text{ cm.}$$

Egalement 
$$\bar{f}_y = \frac{l}{750} = \frac{1200}{750} = 1,6 \text{ cm} \quad \text{et} \quad f_y < \bar{f}_y.$$

## 7. VERIFICATION DU VOILEMENT :

### 7.1. voilement de semelle :

La condition de non voilement de la semelle comprimée est dictée par l'article 5.211 CM 66.

Dans le cas des semelles non raidies la condition s'écrit :

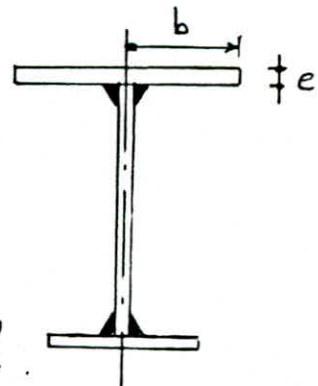
$$b \leq 15 e \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$$

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

$$e = 4 \text{ cm.}$$

$$\sigma_e = 24 \text{ dan/mm}^2$$

$$b < 15 \cdot 4 = 60 \text{ cm} \quad \text{Vérifié.}$$





7.2. voilement d'âme :

Les règles CM 66 ne laissent pas entendre l'utilisation des formules citées dans celui-ci pour le cas des charges dynamiques, pour cela le groupe FEM préconise l'utilisation des normes DIN 4114

7.2.1 Verification du voilement d'âme suivant les regles CM 66 :

La condition de non voilement d'une âme non raidie s'écrit :

$$\left(\frac{\sigma}{\tau}\right)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \left(\frac{1000 e_a}{h_a}\right)^4 \quad \text{Art 5.212 CM66.}$$

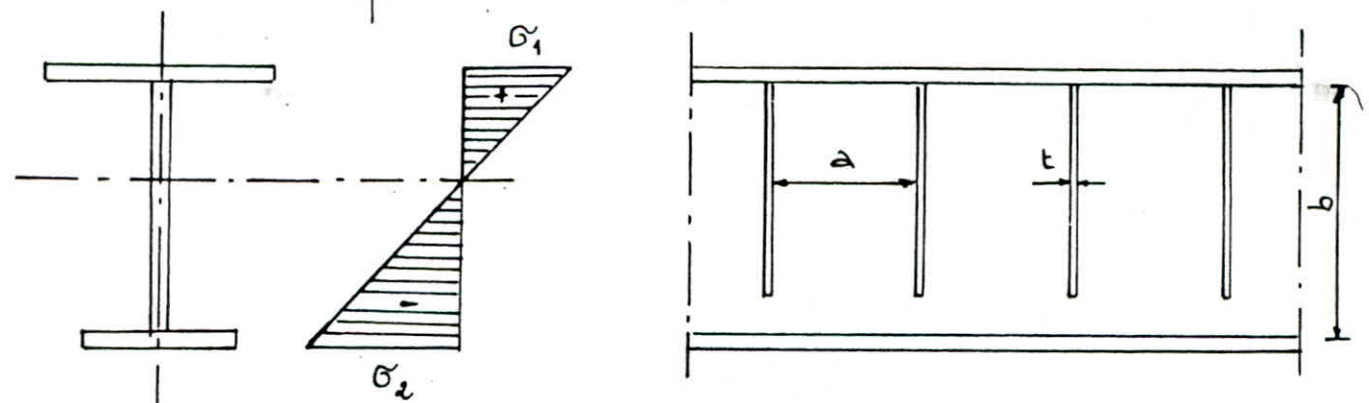
Avec :  $\sigma = 1294 \text{ dan/cm}^2 = 12,94 \text{ dan/mm}^2$  ( § 3.2.1 )  
 $\tau = 788 \text{ dan/cm}^2 = 7,88 \text{ dan/mm}^2$  ( § 3.2.2 )  
 $e_a = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm.}$   
 $h_a = 1200 \text{ mm.}$

$$\left(\frac{12,94}{7}\right)^2 + (7,88)^2 = 66 \text{ (dan/mm}^2\text{)}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \left(\frac{\sigma}{\tau}\right)^2 + \tau^2 < 0,015 \left(\frac{1000 e_a}{h_a}\right)^4 \\ 0,015 \left(\frac{1000 \cdot 12}{1200}\right)^4 = 150 \end{array} \right\} \text{ 'vérifié'}$$

D'après les règles CM66 il n'est pas nécessaire de raidir l'âme - les raidisseurs ne seront que de construction ce qui n'est pas tellement convaincant.

7.2.2. Verification du voilement d'âme suivant Les DIN 4114 :

Les normes "DIN" prennent en compte pour le voilement de l'âme les panneaux raidies.



$$\sigma_1 = \sigma_{s1} + \sigma_p = 664 + 37 = 701 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{W_x''}{W_x'} = 701 \cdot \frac{19310}{11410} = -1186 \text{ dan/cm}^2$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -1,69$$

$$\tau = \tau_p + \tau_{s1}$$

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

$$b = 1,20 \text{ m}$$

$$t = 1,6 \text{ cm.}$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{1,50}{1,20} = 1,25$$

La contrainte de cisaillement doit être calculée dans une section proche de la section donnant la contrainte normale  $\sigma$  sans toutefois dépasser  $\frac{b}{2}$ .

$\tau$  sera calculée à mi-traverse dans ce cas :

$$\tau_p = 0$$

$$\tau_{s1} = 409 \frac{5,6}{53,6} = 43 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{1ki} = k_\sigma \sigma_c.$$

$$\tau_{ki} = k_\tau \sigma_c.$$

$k$  étant le coefficient de voilement dépendant du cas de charge, de l'appui et du rapport  $\frac{a}{b} = \alpha$ .

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E t^2}{12 b'^2 (1 - \mu^2)}$$

Avec :  
 $E$  : module d'élasticité.  
 $\mu$  : Coefficient de poisson  $\mu = 0,3$ .  
 $t$  : épaisseur du raidisseur.  $t = 1,6 \text{ cm}$ .  
 $b'$  : longueur du raidisseur.  $b' = b - 10 = 120 - 10 = 110 \text{ cm}$ .

$$\sigma_c = \left( 1378 \frac{t}{b'} \right)^2 = \left( 1378 \cdot \frac{1,6}{110} \right)^2 = 402 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_\sigma = 23,9 \quad (\text{tableau document Levert CTC}).$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2} = 5,34 + \frac{4,00}{(1,25)^2} = 7,9$$

$$\sigma_{1ki} = 23,9 \cdot 402 = 9608 \text{ dan/cm}^2 \quad \text{Contrainte critique d'Euler.}$$

$$\tau_{ki} = 7,9 \cdot 402 = 3176 \text{ dan/cm}^2$$

Calcul de la contrainte de comparaison idéale :

$$\sigma_{vki} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{1ki}} + \sqrt{\left( \frac{3-\psi}{4} \frac{\sigma_1}{\sigma_{1ki}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{ki}} \right)^2}}$$

$$\sigma_{vki} = \frac{\sqrt{(701)^2 + 3(43)^2}}{\frac{1-1,69}{4} \cdot \frac{701}{9608} + \sqrt{\left(\frac{3+1,69}{4} \cdot \frac{701}{9608}\right)^2 + \left(\frac{43}{3176}\right)^2}} = 9523 \text{ dan/cm}^2$$

Et chaque fois  $\sigma_{vki}$  dépasse la contrainte admissible  $\sigma_e$  les normes DIN prévoient une réduction de celle-ci. Cette réduction est déduite du tableau de la page V.08 (document M. Levert CTC.)

On a pour :

$$\sigma_{vki} = 8000 \quad \sigma_{vk} = 2366 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{vki} = 10.000 \quad \sigma_{vk} = 2389 \text{ dan/cm}^2$$

par interpolation pour :

$$\sigma_{vki} = 9523 \text{ dan/cm}^2 \quad \sigma_{vk} = 2383 \text{ dan/cm}^2$$

d'où l'on déduit le Coefficient de sécurité au voilement :

$$\gamma_B = \frac{\sigma_{vk}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\sigma_2^2}} = \frac{2383}{\sqrt{(701)^2 + (43)^2}} = 3,38 > 1,35$$

Le voilement de l'âme est évité.

Remarques :

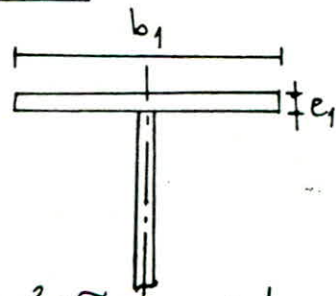
- Pour ne pas faire participer la semelle inférieure à reprendre les efforts dus au voilement de l'âme les raidisseurs seront interrompus à 10 cm à partir de la semelle inférieure.
- l'épaisseur des raidisseurs doit être supérieure ou égale à celle de l'âme.

### 8. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE CRITIQUE :

on doit avoir :

$$\sigma_{cr} = 80 \left( 100 \frac{e_1}{\frac{b_1}{2}} \right) \leq \sigma_e.$$

$$\sigma_{cr} = 80 \left( 100 \cdot \frac{40}{200} \right) = 1600 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{OK!}$$





## 9. VERIFICATION DES CORDONS DE SOUDURE :

Les raidisseurs transmettent directement aux cordons de soudure d'âme l'effort tranchant résiduel donné par :

$$T_R = T - \tau_{lim} e_a h_a.$$

Avec :

$$\tau_{lim} = \left[ 0,015 \left( 1000 \frac{e_a}{h_a} \right)^4 - \left( \frac{\sigma}{\tau} \right)^2 \right]^{1/2}$$

$$\tau_{lim} = 12,11 \text{ dan/mm}^2 = 1211 \text{ dan/cm}^2$$

$$T = \frac{4}{3} T_p + \frac{3}{2} [T_1 + T_2]$$

$$T = \frac{4}{3} \cdot 2,103 + \frac{3}{2} [1,25 \cdot 53,6 + 6,722] = 113,387 \text{ t.}$$

$$T_R = 113,387 - 1,211 \cdot 1,2 \cdot 120 = -61 \text{ t.}$$

Les cordons d'âme sont sollicités en cordons frontaux  
La vérification nécessaire est :

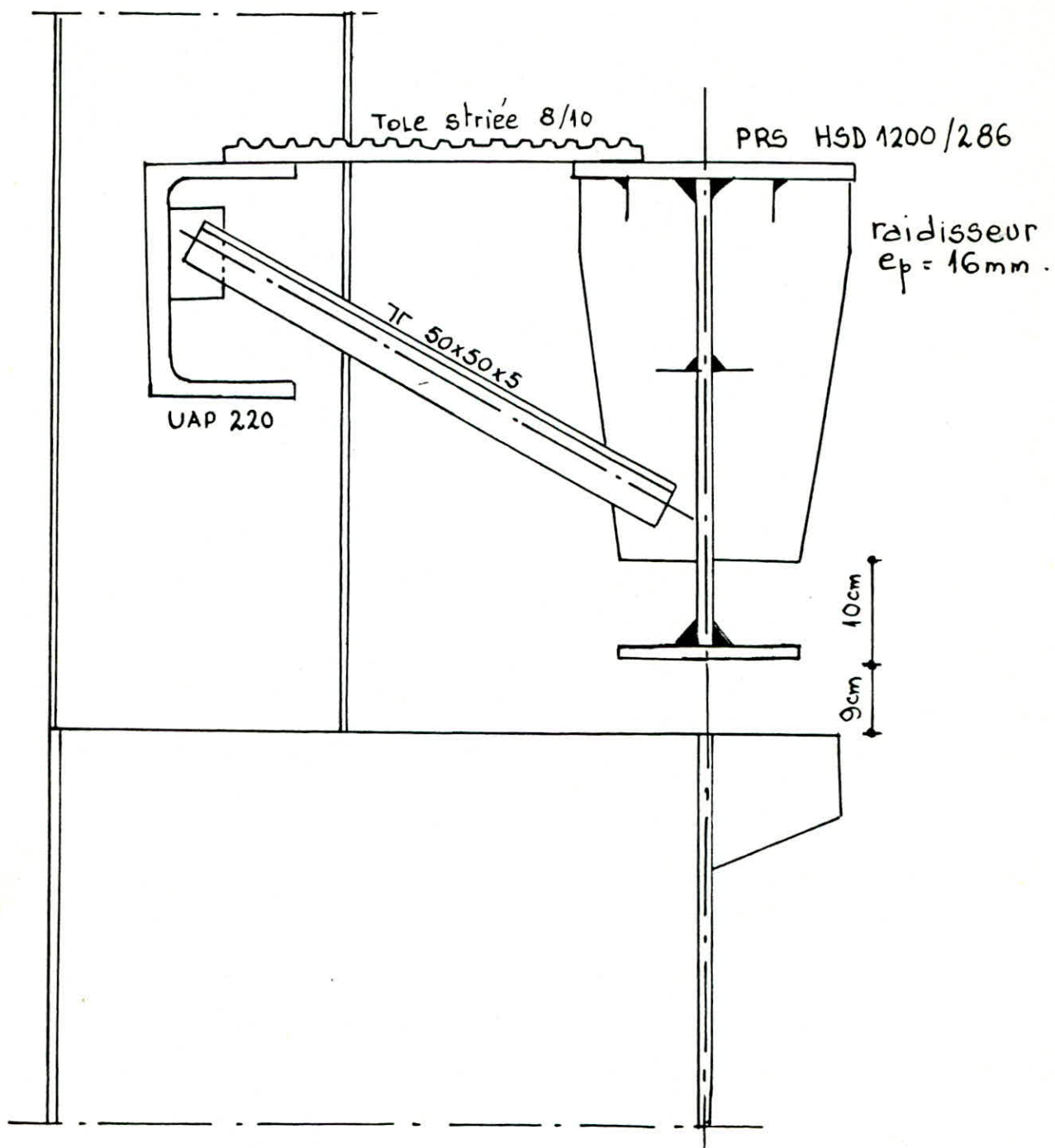
$$\frac{T_R}{0,75 a \sum l_i} \leq \sigma_e$$

$$\left. \begin{array}{l} l_i = 110 - 2 a \alpha \\ a = 6 \text{ mm} \\ a \alpha = 5,6 \text{ mm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} l_i = 110 - 2 \cdot 0,56 = 109 \text{ cm} \\ \sum l_i = 4 l = 4 \cdot 109 = 436 \text{ cm} \end{array}$$

$$\frac{61 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 0,56 \cdot 436} = 333 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{ok!}$$

### Conclusion:

- La poutre de roulement sera conçue en PRS HSD 1200/286 Avec des raidisseurs d'âme de hauteur 110 cm d'épaisseur 1,6 cm. disposés tous les 1,50 m.
- La poutre de freinage en UAP 220 reliée à l'âme de la poutre de roulement par des cornières jumelées 50x50x15 espacées de 3 m.



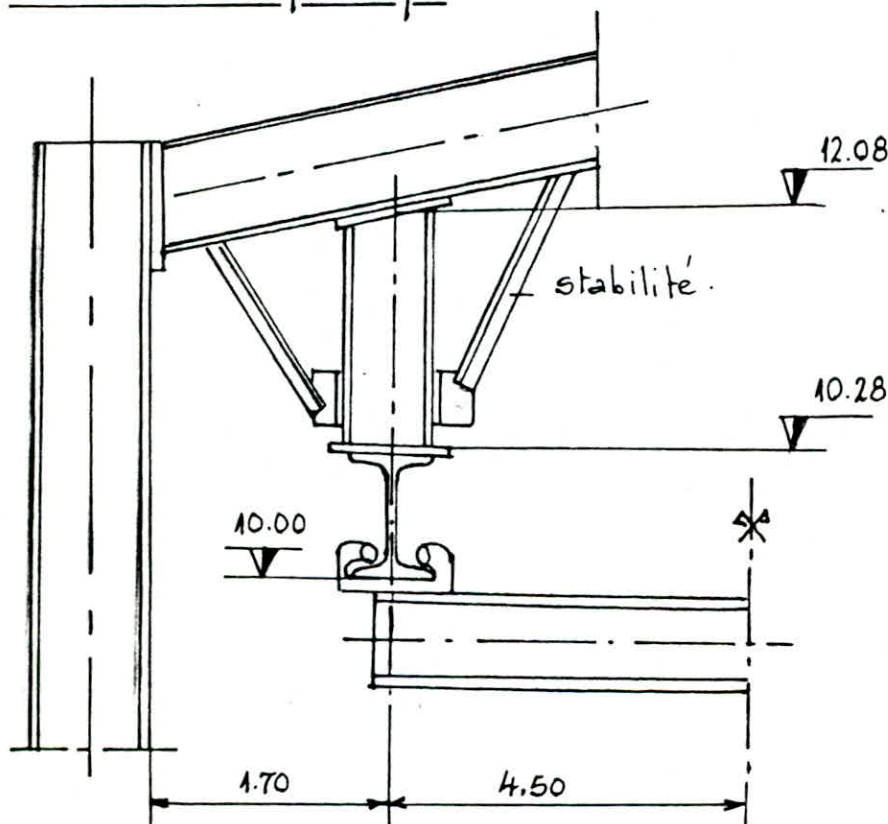
## B. POUTRE ROULANTES :

### 1. DESCRIPTION :

Les poutres roulantes sont suspendues aux traverses. Les caractéristiques des poutres roulantes sont données par le constructeur en fonction de la charge nominale.

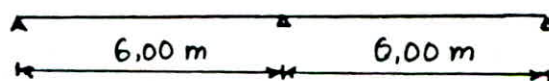
Charge nominale : 2<sup>t</sup>.  
portée : 9,00 m.  
Réaction maximale sur galets : 1,650 t.  
Réaction longitudinale : 0,236 t.  
Réaction transversale : 0,165 t.  
Rail en IPN 280  
Distance entre galets : 2,08 m.  
Distance hors tout : 2,66 m.

schema du principe :



### 2. VERIFICATION DE LA POUTRE DE ROULEMENT :

Schema statique :



#### 2.1 Calcul des contraintes :

##### 2.1.1. Contraintes dues aux réactions des galets :

Evaluation des efforts :



Les lignes d'influence donnent les effets maximum dans une section donnée. Cependant la recherche de la section dangereuse résulte d'un calcul assez et approché pour cela. L'apport de l'ordinateur dans ce problème est assez utile malgré que le problème ne nécessite pas de précision, il permet le balayage systématique de la poutre avec un pas voulu.

Nous avons obtenu les résultats suivants :

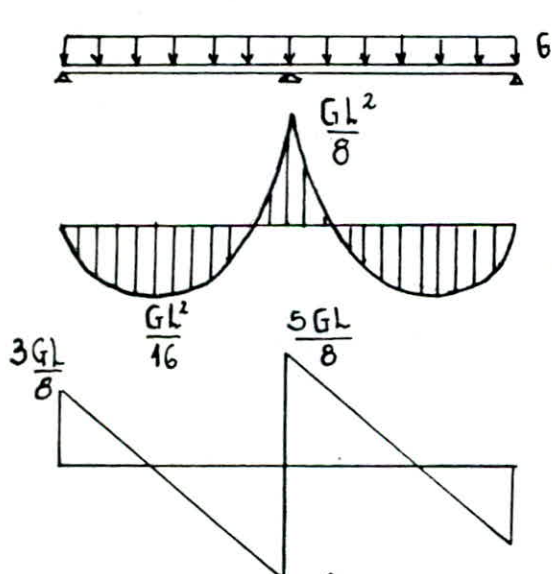
Position de la 1<sup>ère</sup> charge :  $x = 230 \text{ cm}$ .  $M_{\max} = 2,949 \text{ t.m.}$   
 $x = 330 \text{ cm}$   $T_{\max} = 4,416 \text{ t.}$

Contraintes :

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{2,949 \cdot 10^5}{542} = 544 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\tau_{s1} = \frac{T_{\max} S}{I_x a} = \frac{4416 \cdot 316}{7590 \cdot 1,01} = 182 \text{ dan/cm}^2$$

2.1.2 Contraintes dues au poids propre :



$G = 48 \text{ kg/ml}$

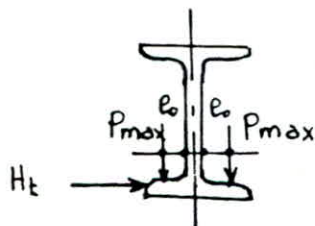
$$M_{\max} = 48 \cdot \frac{36}{8} = 0,216 \text{ t.m.}$$

$$T_{\max} = 5 \cdot \frac{48 \cdot 6}{8} = 0,180 \text{ t.}$$

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{0,216 \cdot 10^5}{542} = 40 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_p = \frac{T_{\max} S}{I_x a} = \frac{180 \cdot 316}{7590 \cdot 1,01} = 7 \text{ dan/cm}^2$$

2.1.3 Contraintes dues aux charges horizontales transversales :



Le moment de torsion est :

$$M_t = P_{\max} \cdot e_0 + H_t \left( \frac{h}{2} - e_s \right) - P_{\max} \cdot e_0$$

$$M_t = H_t \left( \frac{h}{2} - e_s \right) = 0,165 \left( \frac{28}{2} - 1,52 \right)$$

$$M_t = 20,59 \text{ dan.m.} = 2059 \text{ dan.cm.}$$

$$H_t^* = H_t + \frac{M_t}{h} = 0,165 + \frac{2,059}{28} = 0,239 \text{ t.}$$

Les efforts maximums sont donnés avec la même disposition précédente en remplaçant  $P_{\max}$  par  $H_t^*$ .

$$M_{\max}(H_t^*) = M_{\max}(P_{\max}) \cdot \frac{H_t^*}{P_{\max}} = 2,949 \cdot \frac{0,239}{1,650} = 0,427 \text{ t.m.}$$

$$T_{\max}(H_t^*) = T_{\max}(P_{\max}) \cdot \frac{H_t^*}{P_{\max}} = 4,416 \cdot \frac{0,239}{1,650} = 0,640 \text{ t}$$

moment statique:

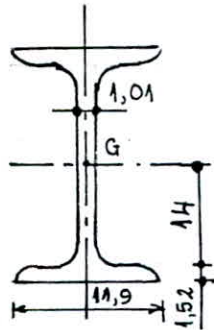
$$S_y = e \left( \frac{b-a}{2} \right)^2 = 1,52 \left( \frac{11,9-1,01}{2} \right)^2 = 45 \text{ cm}^3$$

contraintes:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{\max}}{W_y} = \frac{0,427 \cdot 10^5}{61,2} = 698 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s2} = \frac{T_{\max} \cdot S_y}{I_y \cdot e} = \frac{0,640 \cdot 10^3 \cdot 45}{364 \cdot 1,52} = 52 \text{ dan/cm}^2$$

#### 2.1.4. Contraintes dues aux charges horizontales longitudinales



$$H_L = 0,236 \text{ t pour un galet}$$

$$H_L = 8 \times 0,236 = 1,888 \text{ t pour 8 galets.}$$

$$A = A_s + \frac{h}{2} \cdot a = 1,52 \cdot 11,9 + 14 \cdot 1,01$$

$$A = 32,228 \text{ cm}^2$$

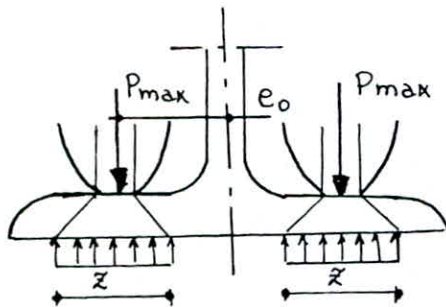
Contraintes:

$$\sigma_{s3} = \frac{H_L}{A} = \frac{1888}{32,228} = 59 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s3} = 0$$

#### 2.1.5. Contraintes Secondaires:

Contraintes dues a la pression sous galet:



Les contraintes locales sont prises en compte en limitant la contrainte:

$$\frac{6 P_{\max}}{\pi \cdot e^2} \leq \sigma_e \quad (\text{CTICM})$$

$$\text{forfaitairement } e = \frac{b-a}{2} = \frac{11,9-1,01}{2}$$

$$e = 5,45 \text{ cm.}$$

$$\frac{6 \cdot 1650}{\pi \cdot (5,45)^2} = 106 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e.$$

[problème qui est en général laissé au constructeur.]

## 2.2. Verifications usuelles :

### 2.2.1. Resistance :

$$a. \frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} \psi \sigma_{s1} \leq \sigma_e$$

$$\psi = 1,15 \text{ — poutre — } \varphi_f = 1,10$$

$$\psi = 1,05 \text{ — support — } \varphi_f = 1,05$$

$$\frac{4}{3} 120 + \frac{3}{2} (1,15 \cdot 544) = 1098 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$b. \frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} (\sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}) \leq \sigma_e$$

$$\frac{4}{3} 120 + \frac{3}{2} (544 + 698 + 59) = 2112 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e.$$

### 2.2.2. Cisaillement :

$$a. \frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} (\psi \tau_{s1}) \leq \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\frac{4}{3} 7 + \frac{3}{2} (1,15 \cdot 182) = 323 \text{ dan/cm}^2 < 1558 \text{ dan/cm}^2$$

$$b. \frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} (\tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3}) \leq \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\frac{4}{3} 7 + \frac{3}{2} (182 + 52 + 0) = 360 \text{ dan/cm}^2 < 1558 \text{ dan/cm}^2$$

## 2.3. Verifications complementaires :

Verifications a la fatigue :

### 2.3.1. Contraintes normales :

$$\sigma_p + \varphi_f \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} \leq \sigma_f$$

$$120 + 1,10 \cdot 544 + 698 + 59 = 1475 \text{ dan/cm}^2 < 1600 \text{ dan/cm}^2$$

### 2.3.2. Contraintes tangentielles :

$$\tau_p + \varphi_f \tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3} \leq \frac{\sigma_f}{1,54}$$

$$7 + 1,10 \cdot 182 + 52 + 0 = 259 \text{ dan/cm}^2 < 1040 \text{ dan/cm}^2$$

### 2.3.3. Contraintes equivalentes :

$$\sigma_c \leq \sigma_f$$

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2}$$

$$\sigma_x = \sigma_p + \varphi_f \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3} = 1475 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_y = 0 \text{ (Contraintes locales sous galets.)}$$

$$\tau = \tau_p + \varphi_f \tau_{s1} = 7 + 1,10 \cdot 182 = 207 \text{ dan/cm}^2$$



$$\sigma_c = \sqrt{(1475)^2 + 3(207)^2} = 1518 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_p.$$

## 2.4. Voilement d'âme et de semelle:

### 2.4.1. Voilement de semelle:

$$b \leq 15e \left( \frac{2400}{\sigma_e} \right)^{1/2}$$

$$b = 119$$

$$15e = 15 \cdot 11,5 = 172,5$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} b < 15e$$

### 2.4.2. Voilement d'âme:

$$\left( \frac{\sigma}{\tau} \right)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \left( 1000 \frac{e_a}{h_a} \right)^4.$$

$$\sigma = 21,12 \text{ dan/cm}^2 \quad e_a = 1,01 \text{ cm}$$

$$\tau = 3,6 \text{ dan/cm}^2 \quad h_a = 28 - 2 \cdot 1,15 = 25,7 \text{ cm}.$$

$$\left( \frac{21,12}{3,6} \right)^2 + (3,6)^2 = 22,06 \text{ (dan/mm}^2)^2$$

$$0,015 \left( 1000 \frac{e_a}{h_a} \right)^4 = 0,015 \left( 1000 \frac{1,01}{25,7} \right)^4 = 35780 \text{ (dan/mm}^2)^2$$

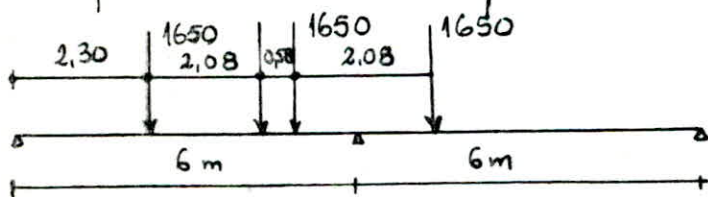
Le voilement d'âme n'est pas à craindre.

## 2.5. Flèche:

### 2.5.1. flèche verticale:

Comme pour les ponts roulants la flèche admissible est limitée à  $\frac{l}{750}$

La flèche est calculée pour la disposition suivante:



En utilisant le programme stress on obtient les flèches suivantes:

Sous poids propre:  $f_g = 0,02 \text{ cm}$

Sous réactions des galets:

$$f_s = 0,35 \text{ cm}.$$

$$\text{la flèche totale: } f_{t_{P_{\max}}} = f_g + f_s = 0,02 + 0,35 = 0,37 \text{ cm} < \frac{600}{750} = 0,8 \text{ cm}.$$

### 2.5.2. flèche horizontale:

La flèche sous réactions horizontales est calculée pour la même disposition précédente:

$$f_{t_{Ht}} = f_{t_{P_{\max}}} \cdot \frac{239}{1650} \cdot \frac{7590}{364} = 1,12 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}.$$

## 2.6. Déversement:

la vérification nécessaire est:  $\frac{4}{3} K_{d2} \bar{\sigma}_p + \frac{3}{2} (K_{d1} \bar{\sigma}_{s1} + \bar{\sigma}_{s2} + \bar{\sigma}_{s3}) \leq \bar{\sigma}_e$   
Calcul des coefficients de déversement:  $K_{d1}$  et  $K_{d2}$ .

Pour le poids propre: charge appliquée au niveau du centre de gravité:  $y_{a2} = 0$   $\beta = 1$

$$C = 1,132 \quad \beta = 1 \quad D = 3,226 \quad \text{IPN 280} \quad B = 1$$

$$\bar{\sigma}_d = 1053 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_e \quad \lambda_0 = 138 \quad k_0 = 3,172 \quad K_{d2} = 1,624$$

Pour les surcharges: charges appliquées au niveau de la semelle inférieure:  $y_{a1} = -14 \text{ cm}$

$$D = 3,226 \quad \beta = 1 \quad C = 1,365 \quad B = 1,186.$$

$$\bar{\sigma}_d = 1505 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_e$$

$$\lambda_0 = 94 \quad k_0 = 1,743 \quad K_{d1} = 1,189.$$

Vérification:

$$\frac{4}{3} K_{d2} \bar{\sigma}_p + \frac{3}{2} (K_{d1} \bar{\sigma}_{s1} + \bar{\sigma}_{s2} + \bar{\sigma}_{s3}) \leq \bar{\sigma}_e$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_p = 120 \text{ dan/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{s1} = 544 \text{ dan/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{s2} = 698 \text{ dan/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{s3} = 59 \text{ dan/cm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot 1,624 \cdot 120 + \frac{3}{2} \cdot (1,189 \cdot 544 + 698 + 59) = 2366 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_e$$

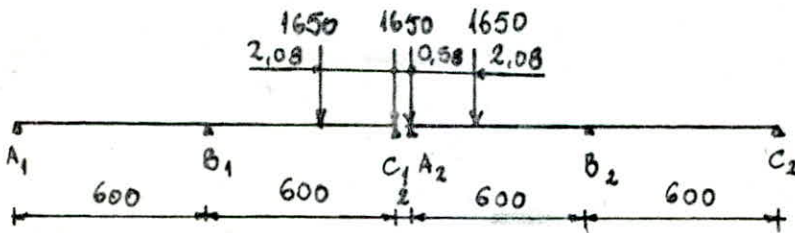
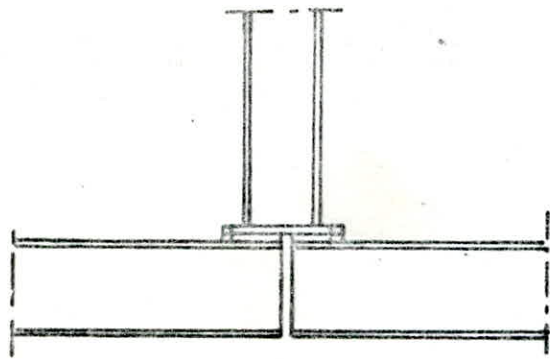
La poutre de roulement ne présente aucun risque d'instabilité au déversement.

### 3. DIMENSIONNEMENT DES SUSPENTES :

#### 3.1. Schema statique et efforts :

La suspente la plus sollicitée est celle qui reçoit deux poutres roulantes.

Le schema statique est le suivant :



$$R_{C_1} = 1,65 \left[ \frac{l-x_1}{l} - x_1 \frac{(l^2-x_1^2)}{4l^3} \right] + 1,65 \left[ \frac{l-x_2}{l} - x_2 \frac{(l^2-x_2^2)}{4l^3} \right]$$

Avec :  $x_1 = 0$  et  $x_2 = 2,08 \text{ m}$   $R_{C_1} = 2,602 \text{ t}$

$$R_{A_2} = 1,65 \left[ 1 - \frac{x'_1}{l} - x'_1 \frac{(l^2-x_1'^2)}{4l^3} \right] + 1,65 \left[ 1 - \frac{x'_2}{l} - x'_2 \frac{(l^2-x_2'^2)}{4l^3} \right]$$

Avec :  $x'_1 = 0,58 - 0,02 = 0,56 \text{ m}$  et  $x'_2 = 2,64 \text{ m}$   $R_{A_2} = 2,235 \text{ t}$

La réaction horizontale  $P_V$  est une combinaison : d'une réaction horizontale due au poids propre et d'une réaction horizontale due à la surcharge.

d'où :  $P_{V_s} = R_{A_2} + R_{C_1} = 2,235 + 2,602 = 4,837 \text{ t}$

$$P_{V_p} = 2 \cdot \frac{3}{8} G l = 2 \cdot \frac{3}{8} \cdot 0,048 \cdot 6 = 0,216 \text{ t}$$

De même pour la réaction verticale :  $P_H$

où :  $P_{H_p} = 0$  et  $P_{H_s} = P_{V_s} \cdot \frac{H_t^*}{P_{\max}} = 4,837 \cdot \frac{0,239}{1,650} = 0,701 \text{ t}$ .

Egalement pour la force longitudinale :  $P_L$ .

où :  $P_{L_p} = 0$  et  $P_{L_s} = 8 \cdot 0,236 = 1,888 \text{ t}$

La suspente subit les effets, les transmet aux traverses, qui les ramène aux stabilités.



### 3.2. Prédimensionnement:

La suspenste est sollicitée en traction avec flexion déviée.

La condition de résistance est la suivante:

$$\sigma + \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma_e.$$

Avec:  $\sigma = \frac{P_V}{A}$        $P_V = \frac{4}{3} P_{Vp} + \frac{3}{2} P_{Vs}$

$$\sigma_{fx} = \frac{P_e \cdot l}{W_x} \quad l = 2,25 \text{ m.}$$

$$\sigma_{fy} = \frac{P_H \cdot l}{W_y}.$$

On remarque que les efforts longitudinaux sont importants donc la plus grande inertie sera dans ce sens.

$$P_V = \frac{4}{3} P_{Vp} + \frac{3}{2} P_{Vs} = \frac{4}{3} \cdot 0,216 + \frac{3}{2} \cdot 4,837 = 7,545 \text{ t.}$$

$$P_H \cdot l = \left( \frac{4}{3} P_{Hp} + \frac{3}{2} P_{Hs} \right) \cdot l = \left( \frac{4}{3} \cdot 0 + \frac{3}{2} \cdot 0,701 \right) \cdot 2,25 = 2,366 \text{ t.m}$$

$$P_e \cdot l = \left( \frac{4}{3} P_{ep} + \frac{3}{2} P_{es} \right) \cdot l = \left( \frac{3}{2} \cdot 1,888 \right) \cdot 2,25 = 6,372 \text{ t.m.}$$

puisque les efforts suivant la plus grande inertie sont les plus importants donc pour le prédimensionnement on supposera que la flexion suivant cette inertie reprend la moitié des efforts d'où:

$$W_x \geq \frac{P_e \cdot l}{0,5 \sigma_e} = \frac{6,372 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 2400} = 531 \text{ cm}^3$$

soit un HEA 240

Caractéristiques:

$$P = 60,3 \text{ kg/ml} \quad W_x = 675 \text{ cm}^3$$

$$A = 76,8 \text{ cm}^2 \quad W_y = 231 \text{ cm}^3.$$

### 3.3. Verification

$$\sigma + \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma_e.$$

$$P_{Vp} = 7,545 + \frac{4}{3} \cdot 60,3 \cdot 10^{-3} \cdot 2,25 = 7,726 \text{ t.}$$

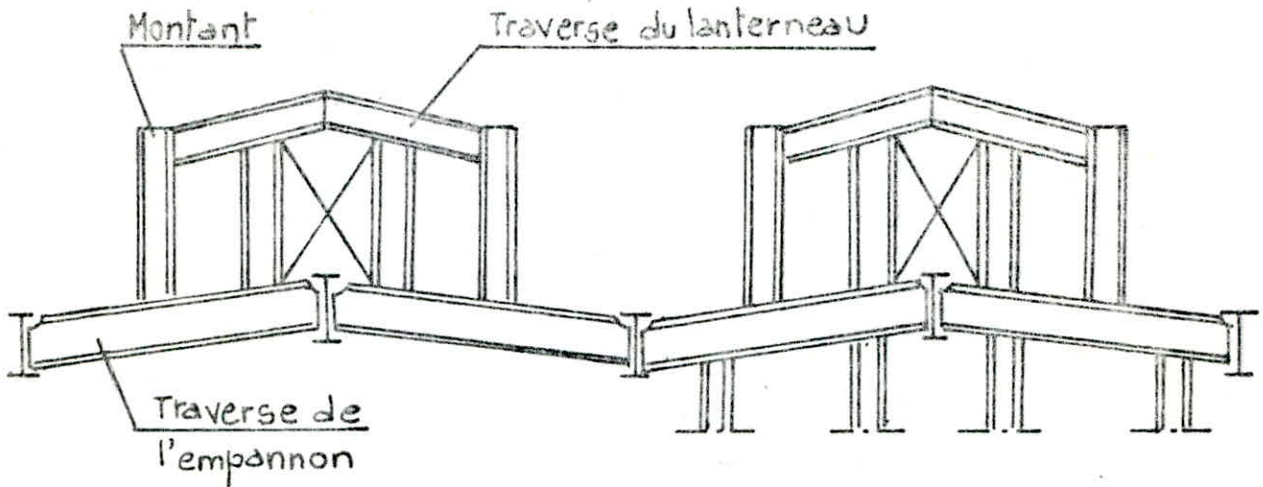
$$\frac{7,726 \cdot 10^3}{76,8} + \frac{6,372 \cdot 10^5}{675} + \frac{2,366 \cdot 10^5}{231} = 2069 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

les suspenstes ne sont soumis à aucun problème d'instabilité.

**ELEMENTS' S'EC(ON)I)AIRES'**

# ELEMENTS DE L'EMPAÑNON

## 1. DESCRIPTION:

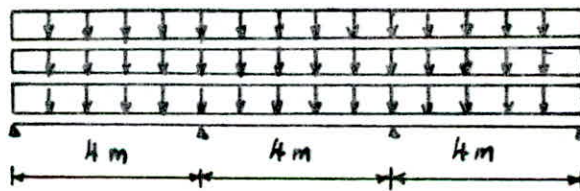


## 2. PREDIMENSIONNEMENT :

### 2.1. Traverse du lanterneau :

#### 2.1.1. Schema statique et efforts:

En negligéant l'inclinaison qui est très faible le schema statique est :



#### charges permanentes :

Panneau translucide et accessoires : $20 \text{ dan/m}^2 \times 6$	120 dan/ml
Poids propre des pannes	77,4 dan/ml
Poids propre des traverses du lanterneau	20 dan/ml
	G : 217 dan/ml

#### surcharges climatiques:

Nerge : $28 \text{ dan/m}^2 \times 6$	N <sub>n</sub> = 168 dan/ml
Vent : $17 \text{ dan/m}^2 \times 6$	V <sub>n</sub> = 102 dan/ml

#### Combinaison :

$$q = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} N_n = \frac{4}{3} \cdot 217 + \frac{3}{2} \cdot 168 = 541 \text{ dan/ml}$$

$$M_x = q \frac{l^2}{10} = \frac{541 \cdot 16}{10} = 866 \text{ dan.m}$$



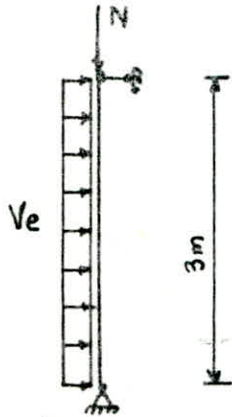
## 2.1.2. Prédimensionnement:

Le prédimensionnement sera fait à la résistance:

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} = \frac{866 \cdot 10^2}{2400} = 36 \text{ cm}^3 \text{ Soit un IPE 120.}$$

## 2.2. Montants:

### 2.2.1. schéma statique et efforts:



$$V_e = 1,75 (56 \cdot 6) = 588 \text{ dan/ml.}$$

$$M_x = \frac{588 \cdot 9}{8} = 661,5 \text{ dan.m.}$$

### 2.2.2. Prédimensionnement:

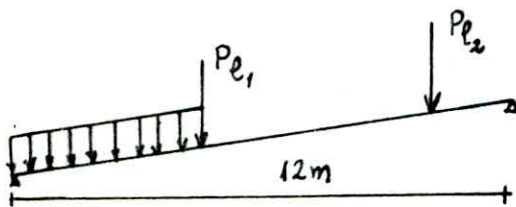
Le montant est sollicité en flexion composée avec risque de deversement.

Pour son prédimensionnement on supposera que la flexion est reprise à 70%.

$$W_x \geq \frac{M_x}{0,7 \sigma_e} = \frac{661,5 \cdot 10^2}{0,7 \cdot 2400} = 39 \text{ cm}^2 \text{ Soit un IPE 120}$$

## 2.3. Traverse sans suspentes:

### 2.3.1. schéma statique et efforts:



$$P_{e1} = \frac{2}{5} q l + \frac{4}{3} G_1.$$

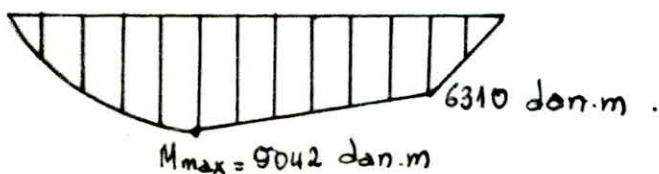
$$P_{e2} = \frac{11}{10} q l + \frac{4}{3} G_2.$$

$$G_1 = 20 \cdot 6 \cdot 3 + 22,4 \cdot 3 = 427 \text{ dan}$$

$$G_2 = 3 \cdot 22,4 = 68 \text{ dan.}$$

$$P_{e1} = \frac{2 \cdot 541 \cdot 4}{5} + \frac{4}{3} \cdot 427 = 1435 \text{ dan.}$$

$$P_{e2} = \frac{11}{10} \cdot 541 \cdot 4 + \frac{4}{3} \cdot 68 = 2471 \text{ dan.}$$



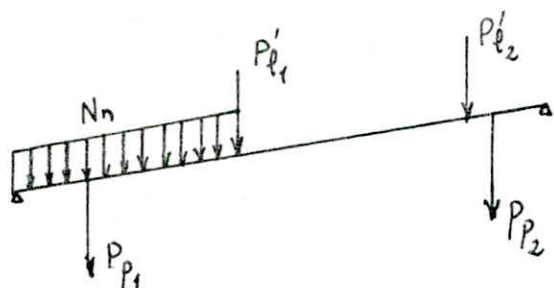
### 2.3.2. Prédimensionnement:

A la résistance on aura:

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} = \frac{9042 \cdot 10^2}{2400} = 377 \text{ cm}^3 \text{ Soit un IPE 270}$$

### 2.4. Traverse Avec Suspentes:

#### 2.4.1 schéma statique et efforts:



$$P'_{el1} = \frac{2}{5} q' l + G_1$$

$$P'_{el2} = \frac{11}{10} q' l + G_2$$

Avec:

$$q' = 217 + 168 = 385 \text{ dan/ml.}$$

$$G_1 = 427 \text{ dan.}$$

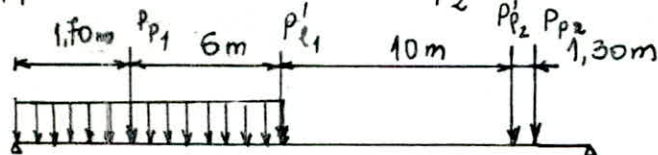
$$G_2 = 68 \text{ dan.}$$

$$P'_{el1} = \frac{2}{5} \cdot 385 \cdot 4 + 427 = 1043 \text{ dan.}$$

$$P'_{el2} = \frac{11}{10} \cdot 385 \cdot 4 + 68 = 1762 \text{ dan.}$$

$$N_n = 252 \text{ dan/ml.}$$

$$P_{p1} = 4837 \text{ dan.} \quad P_{p2} = 2299 \text{ dan.}$$



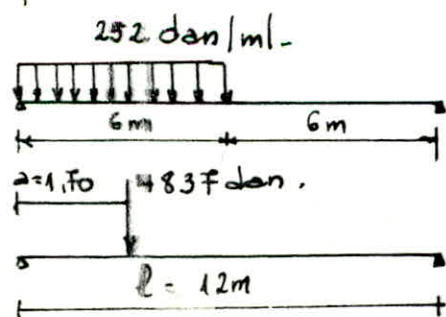
#### 2.4.2. Prédimensionnement:

L'existence des suspentes produit une flèche très importante donc il y a lieu de faire un prédimensionnement en limitant la flèche.

pour les éléments de couverture la flèche admissible est:

$$f = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm.}$$

La flèche calculée par la RDM sera une superposition des flèches suivantes:

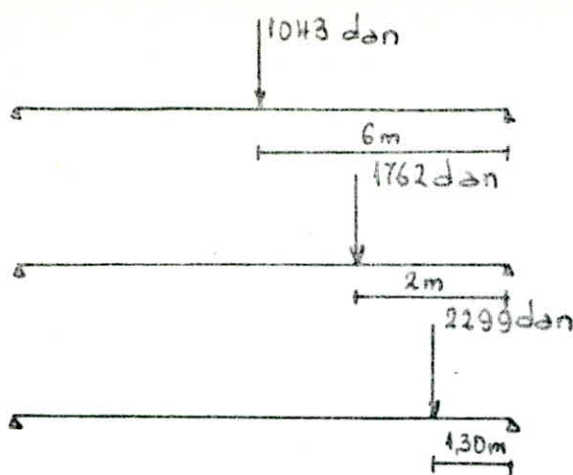


$$f_1 = \frac{q l^4}{384 EI} = \frac{252 \cdot 10^{-2} (1200)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 I_x} = \frac{6480}{I_x}$$

$$f_2 = \frac{P_2 \cdot (3l^2 - 4a^2)}{48 EI_x}$$

$$f_2 = \frac{4837 \cdot 170 (3 \cdot 144 - 4 \cdot (1,70)^2) \cdot 10^4}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 I_x} = \frac{34298}{I_x}$$





$$f_3 = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{1043 (1200)^3}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 I_x} = \frac{17880}{I_x}$$

$$f_4 = \frac{1762 \cdot 200 (3,144 - 4 \cdot 4) \cdot 10^4}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 I_x} = \frac{14544}{I_x}$$

$$f_5 = \frac{2299 \cdot 130 (3,144 - 4(1,30)^2) \cdot 10^4}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 I_x} = \frac{12608}{I_x}$$

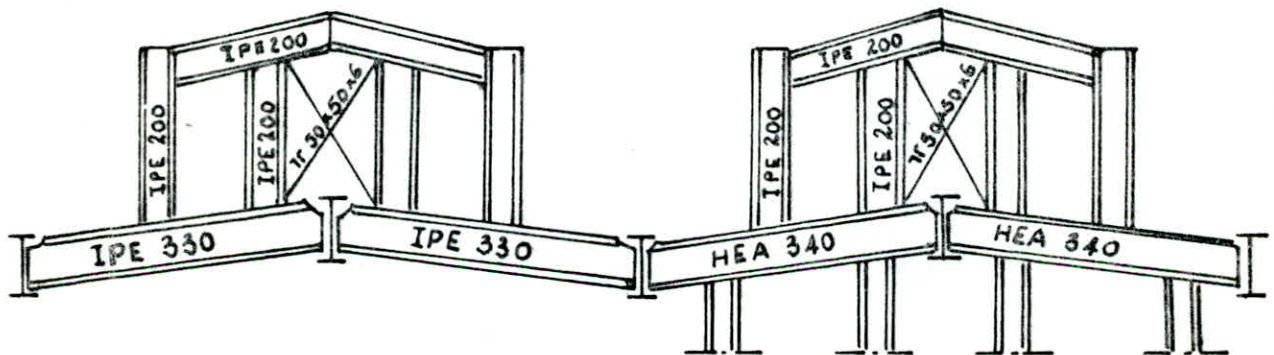
d'où la flèche totale :

$$f_t = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5 = \frac{6480 + 34298 + 17880 + 14544 + 12608}{I_x} = \frac{85810}{I_x}$$

$$f_t \leq 6 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad I_x \geq \frac{85810}{6} = 14302 \text{ cm}^4 \quad \text{Soit un HEA 300}$$

### 3. VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'EMPANNON :

Le prédimensionnement qui a été fait au paragraphe 2 n'a servi que d'avoir une idée sur les profilés qu'il faut choisir pour chaque élément.  
Dans le schéma ci-dessous sont mentionnés les profilés définitifs optes pour chaque élément de l'empañon.



Les efforts obtenus pas le stress seront mentionnés avec les vérifications de chaque élément.

#### 3.1. Traverse du lanterneau : IPE 200

##### 3.1.1. Résistance :

efforts :  $M = 146587 \text{ dan.cm}$      $T = 1660 \text{ dan}$      $N = 867 \text{ dan}$ .

Les traverses du lanterneau sont sollicités en flexion composée :

$$k_1 \sigma + k_f + \sigma_f \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{867}{28,5} = 30,4 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{600}{2,24} = 268$$

$$\sigma_k = 289$$

$$\mu = 9,5$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,037$$



$$k_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = 1,162 \quad \sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{146587}{194} = 755,6 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_p \sigma_f = 1,037 \cdot 30,4 + 1,162 \cdot 755,6 = 910 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 3.1.2. Cisaillage:

$$\tau_x = 1,54 \frac{T_x S_x}{I_x a} = 1,54 \cdot \frac{1660 \cdot 110}{1943 \cdot 0,56} = 259 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e$$

### 3.1.3. Flèche :

Les valeurs des flèches données par le stress sont:

$$\text{sous charges permanentes: } f_G = 1,37 \text{ cm.}$$

$$\text{sous la neige: } f_N = 0,55 \text{ cm}$$

$$f_t = f_G + f_N = 1,92 \text{ cm}$$

La flèche admissible pour les éléments de couverture est limitée

$$a: \quad \bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_t < \bar{f}$$

## 3.2. Montant du lanterneau: IPE 200

### 3.2.1. Résistance

$$\text{efforts: } M = 146585 \quad N = 3500 \text{ dan.} \quad T = 722 \text{ dan.}$$

Les montants sont sollicités en flexion composée avec risque de deversement.

$$k_1 \sigma + k_d k_p \sigma_f \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{3500}{28,5} = 123 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,9 \cdot 300}{2,24} = 121 \quad \sigma_k = 1427 \text{ dan/cm}^2$$

$$\mu = 11,62 \quad k_1 = 1,029 \quad k_p = 1,129$$

$$C = 1,132 \quad \beta = 1 \quad D = 1,612$$

Les charges sont appliquées au niveau de la semelle supérieure

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{\beta C}{D} = 0,755$$

$$\sigma_d = 680 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\lambda_0 = 102 \quad k_0 = 1,947 \quad k_d = 1,535 \quad \sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{146585}{194} = 755$$

$$\sigma_{fx} = 756 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_f k_p \sigma_f = 1,029 \cdot 123 + 1,535 \cdot 1,129 \cdot 756 = 1437 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 3.2.2. Cisaillement:

$$\tau_x = 1,54 \frac{T_x S_x}{I_x a} = 1,54 \frac{722 \cdot 110}{1943 \cdot 0,56} = 112 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e$$

### 3.2.3. flèche:

Dans ce cas on a que la flèche due au vent:  $f_v = 0,29 \text{ cm}$

$$\text{la flèche admissible: } \bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f}$$

## 3.3. Traverse sans suspentes: IPE 330

### 3.3.1. Resistance:

$$\text{efforts: } M = 1.307.496 \text{ dan.cm} \quad N = 378 \text{ dan} \quad T = 4461 \text{ dan.}$$

$$k_1 \sigma + k_p \sigma_f \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{378}{62,6} = 6 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1200}{3,55} = 338 \quad \sigma_k = 181 \text{ dan/cm}^2 \quad k_1 = 1,01 \quad k_p = 1,046$$

$$\sigma_f = \frac{1.307.496}{713} = 1834 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_p \sigma_f = 1,01 \cdot 6 + 1,046 \cdot 1834 = 1924 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 3.3.2. Cisaillement:

$$\tau_x = 1,54 \frac{T_x S_x}{I_x a} = 1,54 \frac{4461 \cdot 402}{11770 \cdot 0,75} = 313 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e$$

### 3.3.3. flèche:

$$\text{sous charges permanentes: } f_G = 3,4 \text{ cm.}$$

$$\text{sous neige: } f_N = 2,2 \text{ cm.}$$

$$f_t = 3,4 + 2,2 = 5,6 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

$$f_t < \bar{f}$$

## 3.4. Traverse avec suspentes: HEA 340

### 3.4.1. Resistance:

$$\text{efforts: } M = 2.374.596 \text{ dan.cm} \quad N = 421 \text{ dan.} \quad T = 11099 \text{ dan.}$$



$$k_1 \sigma + k_p \sigma_p \leq \sigma_e \quad \text{Avec:} \quad \sigma = \frac{421}{133,5} = 3 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1200}{7,46} = 161 \quad \sigma_k = 801 \text{ dan/cm}^2 \quad \mu = 267 \quad k_1 = 1,001 \quad k_p = 1,005$$

$$\sigma_p = \frac{2 \cdot 374 \cdot 506}{1530} = 1413 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_p \sigma_p = 1,001 \cdot 3 + 1,005 \cdot 1413 = 1424 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 3.4.2. Cisaillement:

$$\tau_x = 1,54 \frac{T_x S_x}{I_x a} = 1,54 \cdot \frac{11099 \cdot 925}{27700 \cdot 0,95} = 601 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 3.4.3. flèche:

Sous charges permanentes :  $f_G = 1,9 \text{ cm}$

Sous neige :  $f_N = 0,95 \text{ cm}$

Sous surcharges des poutres roulantes :  $f_s = 1,68 \text{ cm}$

flèche totale :  $f_t = 1,9 + 0,95 + 1,68 = 4,53 \text{ cm}$

flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$

$$f_t < \bar{f}$$

### 3.5. Diagonales : TF 50x50x6

Les diagonales sont sollicitées en traction avec  $N = 512 \text{ dan}$ .

#### 3.5.1. Résistance:

$$\frac{N}{A} = \frac{512}{2 \cdot 5,69} = 45 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

#### 3.5.2. Elancement : $\lambda < \bar{\lambda}$ avec $\bar{\lambda} = 350$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{500}{1,5} = 333 < \bar{\lambda}$$

Le tableau suivant regroupe les efforts qui seront transmis aux sablières et faîtières.

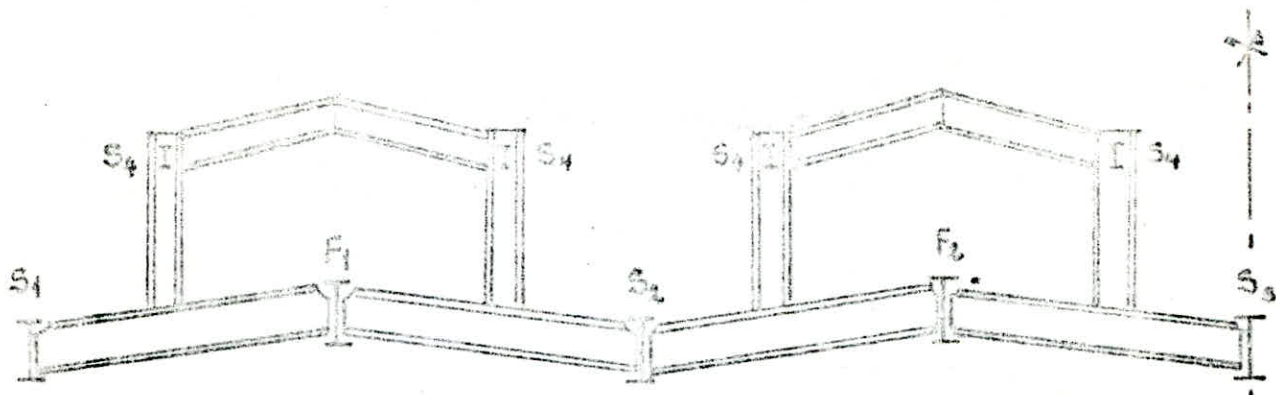
dan		$S_1$	$S_2$	$S_3$	$F_1$	$F_2$	dan		$S_1$	$S_2$	$S_3$	$F_1$	$F_2$
Forces Horizontales	G	-83	57	0	-15	-27	Forces Verticales	1597	3856	4517	4086	5602	
	V↑	297	-60	0	13	41		-1564	-3151	-3163	-3201	-3178	
	V↓	31	2	0	0	-1		289	579	579	579	580	
	N	-53	49	0	-10	16		1355	2727	2745	2339	2305	
	$S_1$	0	-57	0	0	-51		0	4338	8671	0	5405	
	$S_2$	0	-39	0	0	-18		0	2384	4768	0	9313	

$S_1, S_2$  : Surcharges



# SABLIÈRES ET FAITIÈRES

## 1. DISPOSITION:



Les éléments  $S_1, S_2, S_3, F_1, F_2$  ont un schéma statique et une méthode de calcul identique, ne diffèrent que par les efforts

## 2. DIMENSIONNEMENT:

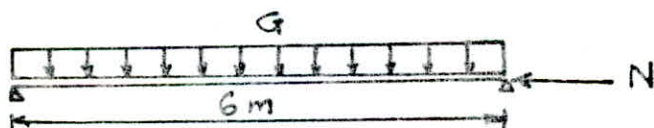
### 2.1. Sablières du lanterneau: "S4"

Le schéma ci dessus montre bien que la sablière  $S_4$  n'est pas concerné par les charges du lanterneau et n'est sollicitée que par le vent.

#### 2.1.1. Predimensionnement:

Le predimensionnement sera fait suivant les recommandations du CTCF (polycope Levert p.279) qui preconise de limiter l'élongement des sablières à 300, lorsque les charges de celles ci sont faibles.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 300 \quad \text{d'où} \quad i \geq \frac{l_f}{300}$$



$$l_f = l_0 = 600 \text{ cm} \quad i \geq \frac{600}{300} = 2 \text{ cm} \quad \text{Soit un IPE 180}$$

#### Caracteristiques

$$G = 18,8 \text{ kg/ml}$$

$$I_x = 1347 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 101 \text{ cm}^4$$

$$A = 23,9 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 146 \text{ cm}^3$$

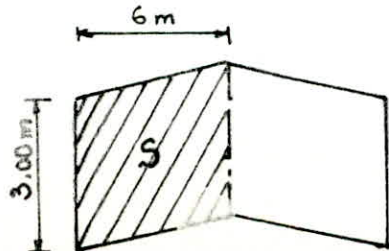
$$W_y = 22,2 \text{ cm}^3 \quad J = 4,90 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 7,42 \text{ cm}$$

$$i_y = 2,05 \text{ cm}$$

#### 2.1.2. Efforts:

$$N = V_e \cdot S = 1,75 \cdot 55 \cdot (3 \cdot 6) = 1733 \text{ daN}$$



N: effort normal dû a la pression du vent extrême sur le pignon et sur la surface S.

La flexion est due uniquement a son poids propre  $G = 18,8 \text{ dan/m}$

$$M_G = \frac{G l^2}{8} = \frac{18,8 \cdot 36}{8} = 8460 \text{ dan}\cdot\text{m}$$

### 2.1.3. Vérifications diverses:

#### a. Élancement:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{600}{2,05} = 290 < \bar{\lambda} = 300 \quad \text{vérifié}$$

#### b. Resistance:

La vérification a faire est:  $K_1 \sigma + K_d k_f \sigma_f \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{1733}{23,9} = 73 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} = \frac{8460}{146} = 58 \text{ dan/cm}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_k W_x}{\sigma} = 3,307 \quad K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,149 \quad k_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = 1,663$$

$$C = 1,132 \quad D = 3,067 \quad B = 0,905 \quad \sigma_d = 585 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_0 = 207 \quad K_0 = 6,699 \quad K_d = 2,804$$

$$\text{Vérification: } K_1 \sigma + K_d k_f \sigma_f = 1,149 \cdot 73 + 2,804 \cdot 1,663 \cdot 58 = 354 < \sigma_e \text{ dan/cm}^2$$

#### c. Cisaillement:

$$\tau_x = \frac{T S_x}{I_x a} \leq \frac{\sigma_e}{1,54} \quad \text{Avec } T = \frac{G l}{2} = 56,4 \text{ dan}$$

$$\tau = 1,54 \cdot \frac{56,4 \cdot 83}{1317 \cdot 0,53} = 10 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

#### d. Flèche

La flèche admissible est limitée a:  $\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$

$$f = \frac{5 G l^4}{384 E I_x} = \frac{5 \cdot 18,8 \cdot 10^{-2} (600)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 1317} = 0,15 \text{ cm} < \bar{f} \quad \text{vérifié}$$

### 2.2. Sablières et faitières: $S_1, S_2, S_3, F_1, F_2$

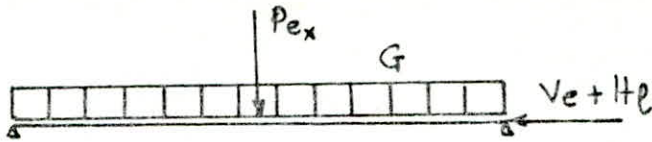
Les sablières  $S_1, S_2, S_3$  et les faitières  $F_1, F_2$  ont toutes un même procédé de calcul, donc on développera que le calcul d'un seul élément et les autres seront regroupés dans un tableau.

#### 2.2.1. Efforts:

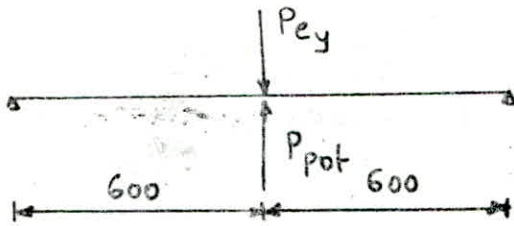
Suivant les attaches ainsi que la position de ces éléments. Leur schéma statique est:



Suivant xx:



Suivant YY:



- où :
- G: Poids propre de l'élément.
  - $P_{ex}$ : effort vertical transmis par l'empannon
  - $P_{ey}$ : effort horizontal transmis par l'empannon.
  - $V_e$ : Vent sur l'ignon revenant à l'élément.
  - $H_e$ : effort longitudinal issu du freinage des poutres roulantes. (4 galets)
  - $P_{pot}$ : effort du vent ramené par le potelet.

		S <sub>1</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>3</sub>		F <sub>1</sub>		F <sub>2</sub>	
		EFFORTS	COMB	EFFORTS	COMB	EFFORTS	COMB	EFFORTS	COMB	EFFORTS	COMB.
P <sub>ex</sub>	G	1597		3856		4516		-4086		5602	
	V <sub>1</sub>	-1563		-3150		-3162		-3201		-3178	
	V <sub>2</sub>	289	4162	579	15151	579	24948	578	8956	580	23928
	N	1355		2727		2744		2339		2305	
	S	0		4338		8672		0		9813	
P <sub>ey</sub>	G	-82,6		57				-15		-27	
	V <sub>1</sub>	296	190	-60	65	0	0	12	0	40	0
	V <sub>2</sub>	30		2		0		0		-1	
	N	-53		48				-10		16	
P <sub>pot</sub>	P <sub>1</sub>	-1584	918	0	0	0	0	0	0	0	0
	P <sub>2</sub>	-612									
V <sub>e</sub>	V <sub>e1</sub>	14210	21315	16236	28413	16236	28413	8243	14425	8243	14425
	V <sub>e2</sub>	-10330		-12989		-12989		-6593		-6593	
H <sub>e</sub>	H <sub>e1</sub>	0	0	760	1140	1520	2280	0	0	1520	2280
	H <sub>e2</sub>	0		-760		-1520				-1520	

Nous développerons le calcul des efforts de la sablière S<sub>2</sub>.

$$P_{ex} \begin{cases} G = 3856 \text{ dan.} \\ V_1 = -3150,68 \text{ dan.} \\ V_2 = 579 \text{ dan.} \\ N = 2727 \text{ dan.} \\ S = 4338 \text{ dan.} \end{cases} \quad P_{ey} \begin{cases} G = 57 \text{ dan.} \\ V_1 = -60 \\ V_2 = 2 \\ N = 48,55 \text{ dan.} \\ S = -56,63 \text{ dan.} \end{cases}$$

$$V_e = \begin{cases} 55 \cdot S_f = 55 \cdot 295,2 = 16236 \text{ dan (pression)} \\ -44 \cdot S_f = -44 \cdot 295,2 = -12989 \text{ dan (suction)} \end{cases}$$



$$H_e = \begin{cases} 4 \cdot H_e = 4 \cdot 0,19 = 760 \text{ dan.} & \text{pour 4 galets.} \\ -4 \cdot H_e = 4 \cdot 190 = -760 \text{ dan} \end{cases}$$

### Remarques:

- Les règlements ne permettent de prendre en compte qu'un seul élément roulant pour les stabilités, donc on prendra que quatre galets freinés ce qui correspond à une poutre roulante.
- L'effet du vent est déterminé en considérant la surface revenant à la sablière.
- Les combinaisons doivent être compatibles pour l'application des charges à un élément donné.

Il sera absurde par exemple de prendre:

$$\begin{cases} P_y = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} N \\ P_x = G + \frac{N_e}{2} + V_e \\ V_e = V + H_e \end{cases}$$

pour homogénéiser on prendra:

$$\begin{cases} P_y = \frac{4}{3} G + \frac{4}{3} \left( \frac{N}{2} + V + S \right) \\ P_x = \frac{4}{3} G + \frac{4}{3} \left( \frac{N}{2} + V \right) \\ V_e = \frac{4}{3} (V + H_e) \end{cases}$$

Combinaisons défavorables pour la résistance:

1<sup>ère</sup> combinaison :

$$\begin{aligned} P_{ex} &= \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (N + S) = 15151 \text{ dan.} \\ P_{ey} &= \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (N + S) = 65 \text{ dan.} \\ N &= \frac{17}{12} H_e = 1077 \text{ dan.} \end{aligned}$$

2<sup>ème</sup> combinaison :

$$\begin{aligned} P_{ex} &= G + \frac{N_e}{2} + V_e + S = 11480 \text{ dan} \\ P_{ey} &= G + \frac{N_e}{2} + V_e + S = 45 \text{ dan.} \\ N &= V_e + H_e = 29173 \text{ dan} \end{aligned}$$

Il y a lieu de considérer les deux combinaisons, sans oublier l'effort supplémentaire ramené par le poids propre. Dans le tableau on a mentionné que la combinaison défavorable.

$$M_x = P_{ex} \frac{l}{4} \quad M_y = P_{ey} \frac{l}{4} \quad N = V_e + H_e \quad T = \frac{P_{ex}}{2} \quad F_p = G + N + T$$

Dans le tableau suivant sont regroupés les éléments de réduction calculés avec les deux combinaisons.

		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
1 <sup>er</sup> Comb	M <sub>x</sub>	12,486	45,453	74,844	26,358	71,784
	M <sub>y</sub>	0,570	0,195	0	0	0
	N	0	1,077	12,153	0	2,153
	T	2,081	7,576	2,153	4,478	11,964
	F <sub>p</sub>	2,952	10,922	17,867	6,425	17,220
2 <sup>ème</sup> Comb	M <sub>x</sub>	10,497	34,440	65,967	21,141	53,550
	M <sub>y</sub>	2,439	0,135	0	0	0
	N	21,315	29,173	29,933	8,243	15,940
	T	1,750	5,740	10,995	3,524	8,925
	F <sub>p</sub>	2,952	10,922	17,867	6,425	17,220

unités:

M<sub>x</sub>  
M<sub>y</sub> en t.m.

N  
T en t.

F<sub>p</sub>

F<sub>p</sub> : étant l'effort servant au calcul de la flèche.

### 2.2.2. Prédimensionnement:

Le prédimensionnement se fera dans tous les cas en limitant la flèche admissible  $f = \frac{l}{300}$

La flèche donnée par la RDM étant:

$$f = \frac{F_p l^3}{48EI_x} \leq \frac{l}{300} \quad \text{d'où} \quad I_{x_{\min}} \geq 6,25 \frac{F_p l^2}{E}$$

on obtient les profilés suivants:

		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
	I <sub>xmin</sub>	12651	46809	76573	27536	73800
	Choix	HEA 300	HEA 450	HEA 500	HEA 360	HEA 500
Caractéristiques	I <sub>x</sub>	18260	63720	86980	33090	86980
	A	112,5	178	197,5	142,8	197,5
	S	692	1610	1970	1040	1970
	J	77,7	265	347	152	347
	P	88,3	140	155	112	155
	W <sub>x</sub>	1260	2900	3550	1890	3550
	I <sub>y</sub>	6310	9465	10370	7887	10370
	W <sub>y</sub>	421	631	691	526	691
	M <sub>G1</sub>	2,119	3,360	3,720	2,688	3,720
	M <sub>G2</sub>	1,589	2,520	2,790	2,016	2,790

Remarque:

M<sub>G1</sub> et M<sub>G2</sub> étant les efforts supplémentaires dus au poids propre.

$$M_{G1} = \frac{4}{3} G \frac{l^2}{8}$$

2<sup>ème</sup> Comb.

$$M_{G2} = \frac{G l^2}{8}$$



## 2.2.3 Vérifications diverses :

### Resistance et fleche :

La vérification à effectuer dans tous les cas est la suivante :

$$K_1 \sigma + K_{dG} k_{fG} G_p + K_{dP} k_{fP} G_p + k_{fy} G_p \leq G_e$$

$$\text{ou} : K_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3}$$

$$k_{fG} = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3}$$

$$k_{fP} = k_{fy} = \frac{\mu - 0,18}{\mu - 1,3}$$

$K_{dG}$ ,  $K_{dP}$  sont les coefficients de deversement respectivement pour une charge uniforme et une charge concentrée.

Les différents coefficients sont groupés dans le tableau suivant :

		S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
μ	1ere Comb	0	506	49	0	0
	2eme Comb	17	19	20	55	37
K <sub>1</sub>	1ere Comb	1	1	1,006	1	1
	2eme Comb	1,019	1,017	1,016	1,006	1,008
k <sub>fG</sub>	1ere Comb	1	1,003	1,028	1	1
	2eme Comb	1,085	1,075	1,071	1,025	1,037
k <sub>fP</sub> k <sub>fy</sub>	1ere Comb	1	1,002	1,023	1	1
	2eme Comb	1,071	1,063	1,060	1,021	1,031
D		1,350	1,346	1,335	1,372	1,335
B	B <sub>G</sub>	1	1	1	1	1
	B <sub>P</sub>	1,058	0,862	0,874	0,977	0,874
C	C <sub>G</sub>	1,132	1,132	1,132	1,132	1,132
	C <sub>P</sub>	1,365	1,365	1,365	1,365	1,365
G <sub>d</sub>	σ <sub>dG</sub>	1279	1252	1207	1368	1207
	G <sub>dP</sub>	1632	1301	1272	1612	1272
λ <sub>0</sub>	λ <sub>0G</sub>	45	46	47	43	47
	λ <sub>0P</sub>	33	44	45	35	45
K <sub>0</sub>	K <sub>0G</sub>	1,091	1,095	1,100	1,081	1,100
	K <sub>0P</sub>	1,043	1,086	1,087	1,049	1,087
K <sub>d</sub>	K <sub>dG</sub>	1,040	1,043	1,047	1,033	1,047
	K <sub>dP</sub>	1,013	1,037	1,039	1,015	1,039



# Calcul des contraintes et des flèches :

	Comb	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	
$\bar{\sigma}$ [dan/cm <sup>2</sup> ]	1 <sup>ere</sup> Comb	0	6	62	0	11	
	2 <sup>eme</sup> Comb	189	164	152	58	81	
M <sub>rg</sub> [t.m]	1 <sup>ere</sup>	2,119	3,360	3,720	2,688	3,720	
	2 <sup>em</sup>	1,589	2,520	2,790	2,016	2,790	
$\bar{\sigma}_{fxp}$	1 <sup>ere</sup>	990	1567	2108	1422	2022	
	2 <sup>eme</sup>	833	1188	1858	1119	1508	
$\bar{\sigma}_{fy}$	1 <sup>ere</sup>	135	31	0	0	0	
	2 <sup>eme</sup>	579	21	0	0	0	
$\sum \bar{\sigma}$ [dan/cm <sup>2</sup> ]	1 <sup>ere</sup>	1320	1790	2415	1590	2220	< 2400
	2 <sup>eme</sup>	1860	1600	2290	1330	1780	
$f_g = \frac{5G l^4}{384EI_x}$		0,622	0,282	0,229	0,435	0,289	
$f_p = \frac{P_x l^3}{48EI_x}$		2,771	2,938	3,521	3,329	3,394	
$f_{tx} = f_g + f_p$		3,393	3,220	3,750	3,764	3,683	< 4

Donc on remarque que dans tous les cas le taux de travail de chaque element est inferieur a  $\bar{\sigma}_e = 2400 \text{ dan/cm}^2$ . Cependant s'il ne l'est pas (2415 dan/cm<sup>2</sup>), il reste dans les limites admises par les reglements a savoir 3 a 5%.

La flèche admissible est :  $\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm}$ .

## Conclusion :

- S<sub>4</sub> IPE 180
- S<sub>1</sub> HEA 300
- S<sub>2</sub> HEA 450
- S<sub>3</sub> HEA 500
- F<sub>1</sub> HEA 360
- F<sub>2</sub> HEA 500

**ΠΡΕΙΔΙΜΕΝΣ'Ι(Ν)ΝΕΜΕΝΤ**

**ΙΧΙ ΠΟΡΤΙΚΛΙΕ**

# PREDIMENSIONNEMENT DU PORTIQUE

## 1. INTRODUCTION:

Le prédimensionnement des éléments du portique est isolé de l'étude des portiques car il est nécessaire pour entamer l'étude élastique et également pour l'évaluation des efforts par le programme *Mess*.

## 2. PREDIMENSIONNEMENT:

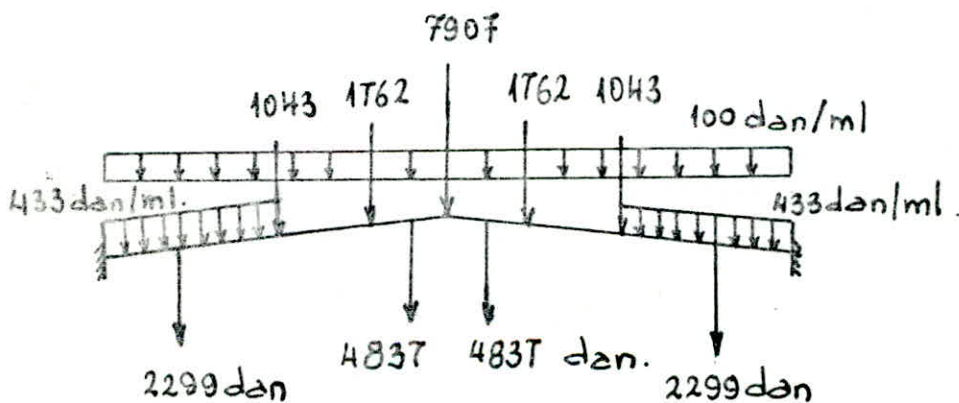
### 2.1. Éléments du lanterneau:

Les éléments du lanterneau disposés sur le portique seront pris identiques à ceux du lanterneau se trouvant sur l'empañon. Car les charges sont égales.

### 2.2. Traverses du portique:

#### 2.2.1. Traverse avec suspentes:

##### a. Schema Statique et efforts:



##### b. Prédimensionnement:

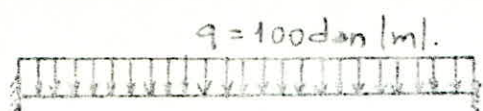
Dans les traverses la flèche étant la plus prépondérante donc le prédimensionnement se fera en limitant la flèche à la flèche admissible.

pour ce type d'éléments la flèche admissible  $\bar{f} = \frac{l}{200}$

$$\bar{f} = \frac{2400}{200} = 12 \text{ cm}$$

La flèche sous les différentes charges calculée par la RDM étant la superposition des flèches suivantes:

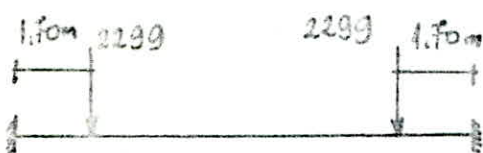




$$f_1 = \frac{q l^4}{384 EI} = \frac{100 \cdot 10^{-2} (2400)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 I_x}$$



$$f_1 = \frac{41143}{I_x}$$

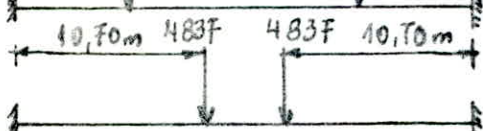


$$f_2 = \frac{P a^2 (3l - 4a)}{24 EI}$$

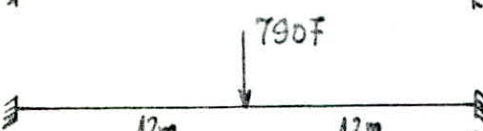
$$f_2 = \frac{1762 \cdot (800)^2 (7200 - 3200)}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^6 I_x} = \frac{89499}{I_x}$$



$$f_3 = \frac{8595}{I_x}$$

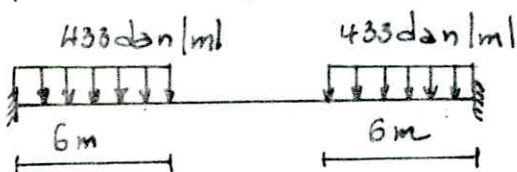


$$f_4 = \frac{35760}{I_x}$$



$$f_5 = \frac{320846}{I_x}$$

$$f_6 = \frac{211097}{I_x}$$



$$f_7 = \frac{q a^2 (3l^2 - 4a^2)}{96 EI}$$

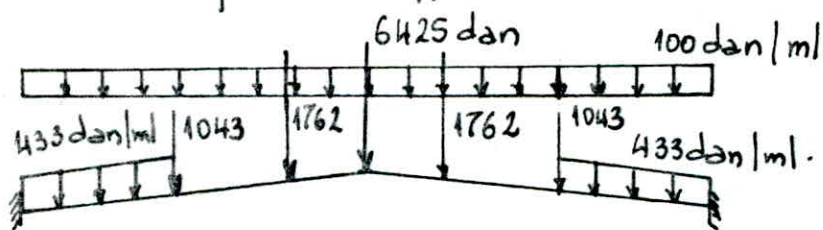
$$f_7 = \frac{122477}{I_x}$$

$$f_t = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 + f_5 + f_6 + f_7 = \frac{889417}{I_x} \leq 12 \text{ cm}$$

$I_x \geq 74118 \text{ cm}^4$  Soit un HEA 500.

### 2.2.2. Traverse sans suspentes:

#### a. Schema statique et efforts:



#### b. Prédimensionnement:

En appliquant la même démarche précédente on trouve une fleche de :

$$f_t = \frac{41143 + 122477 + 35760 + 89499 + 220286}{I_x} = \frac{509165}{I_x} \leq 12 \text{ cm}$$

$$I_x \geq \frac{509165}{12} = 42430 \text{ cm}^4 \text{ Soit un IPE 500}$$

## 2.3 Poteaux:

### 2.3.1. Poteau central:

Le poteau central du portique possède une section constante sur toute sa hauteur.

Une des méthodes pratiques de prédimensionnement d'un poteau est celle qui consiste à limiter l'élongement entre deux étages.

On supposera que la compression reprend 30% des efforts et pour  $\lambda = 80$   $k = 1,453$ .

$$k \frac{N}{A} \leq 0,3 \sigma_e$$

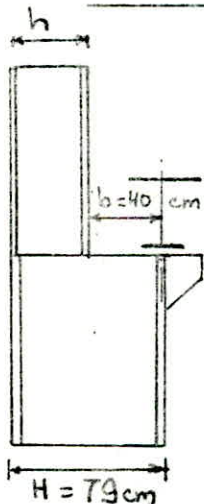
$$A \geq \frac{kN}{0,3\sigma_e} = \frac{1,453 \cdot N}{0,3 \cdot 2400}$$

En estimant approximativement l'effort normal  $N$  qui représente quatre fois les efforts ramenés par la sablière  $S_3$ .

$$N = \left[ \frac{4}{3} \cdot 4516 + \frac{17}{12} (2744 + 8672) \right] \cdot 4 = 88,776 \text{ t.}$$

$$A \geq \frac{1,453 \cdot 88776}{0,3 \cdot 2400} = 180 \text{ cm}^2 \text{ soit un HEA 500}$$

### 2.3.2 Poteau baïlonnette:



#### a. Partie inférieure:

Dans ce cas l'effort normal  $N$  représente quatre fois les efforts ramenés par la sablière  $S_2$  auxquels on ajoute les efforts du pont roulant.

Soit:

$$N = 4 \left[ \frac{4}{3} \cdot 3856 + \frac{17}{12} (2727 + 4338) \right] + \frac{4}{3} \cdot 2000 + \frac{17}{12} \cdot 53000 = 138350 \text{ dan.}$$

$$A \geq \frac{kN}{0,3\sigma_e} = \frac{1,453 \cdot 138350}{0,3 \cdot 2400} = 279 \text{ cm}^2 \text{ soit un HEA 800}$$

#### b. Partie supérieure:

Au dessus du pont roulant le poteau est allégé pour cela on réduira la section du poteau en tenant compte de l'étude de la poutre de roulement.

On aura :  $h = H - b = 79 - 40 = 39 \text{ cm}$  soit un HEA 400

# ETUDE S'ISMIQUE



## 1. INTRODUCTION:

L'évaluation des actions sismiques horizontales est faite suivant les règles parasismiques Algériennes [RPA 81]

Notre ouvrage satisfait bien aux conditions énumérées dans le chapitre III paragraphe 3.3.11 du RPA 81 et ceci nous permet d'utiliser la méthode statique équivalente pour l'évaluation des forces sismiques horizontales.

Le bâtiment doit être conçu de façon à résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule 3.4 RPA 81

$$V = ADBQW$$

Avec:

- A: Coefficient d'accélération des zones
- D: facteur d'amplification dynamique moyen
- B: facteur de comportement de la structure
- Q: facteur de qualité
- W: poids de la structure.

## 2. DEFINITION DES DIFFERENTS PARAMETRES:

### 2.1. Coefficient d'accélération des zones: "A"

Ce coefficient dépend du groupe d'usage de la structure et de zone sismique.

Le site d'implantation de notre ouvrage est classé dans une zone sismique II.

L'ouvrage est du groupe d'usage 2 (Annexe 1)

En s'inspirant du tableau 1 RPA 81 on tire la valeur de

$$A = 0,15$$

### 2.2. Facteur de comportement de la structure: "B"

Ce facteur dépend du type de structure et de la nature de ses contreventements.

Sa valeur est donnée par le tableau 2 RPA 81

Notre structure métallique est contreventée dans le sens longitudinal par des palées et dans le sens transversal par

des portiques

D'après le commentaire 3.3.1.3.1 RPA 81 Le facteur B prendra les valeurs suivantes :

Transversalement :  $B = 1/5$

Longitudinalement :  $B = 1/4$

### 2.3 facteur de qualité: "Q"

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité de contrôle pendant la réalisation.

Ce facteur de qualité est donné par la formule:  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

où  $P_q$  est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité  $q$  dont les valeurs sont données dans le tableau 3 RPA 81.

Dans notre cas on a seulement le critère de contrôle de la qualité de la construction qui n'est pas observé  $P_6 = 0,1$

$$Q = 1 + 0,1 = 1,1$$

### 2.4 Poids de la structure: "W"

Le poids total de la structure est calculé à un niveau donné, dans notre cas on le niveau de la toiture et le niveau du pont roulant.

Cependant il y a lieu de considérer un supplément de 25% de surcharges (Art 3.3.1.5 RPA 81).

La descente de charge donne : [en tonnes]

Panneau sandwich pour toiture :	115,2
Pannes IPE 140 :	44,6
Traverses lanterneaux IPE 200 :	4,8
Montants lanterneaux IPE 200 :	2,4
Poutres au vent lanterneaux : 7 60x60x6 :	4,4
Palées lanterneaux : 7 60x60x6 :	7,0
Panneaux sandwich et vitrerie :	23,0
Traverses de l'empannon HEA 340 :	25,2
IPE 330 :	11,8
sablières et faitières : IPE 180 :	7,2
HEA 300 :	10,6
HEA 450 :	16,8
HEA 500 :	9,3
HEA 360 :	13,4
HEA 500 :	18,6
Poutres au vent : 7 60x60x6 :	11,2
Palées : HEA 220 :	16,7
Lisses - potelets - Bardage :	12,9
Poteaux : HEA 400 :	3,6



Traverses des portiques : HEA 500	44,6
I = 600	26,1
25% des surcharges des poutres rotantes :	3,6
Au niveau de la toiture on a un poids $W_t =$	433 <sup>t</sup>
Poteaux HEA 200 :	18
ossature de bardage :	83
Poids propre des ponts roulants (02) :	64
25% des surcharges des ponts roulants :	15
Au niveau de la poutre de roulement on a un poids $W_p =$	558 <sup>t</sup>

## 2.5. Evaluation des périodes propres de vibration : "T"

la période peut être calculée en utilisant les propriétés structurales et les caractéristiques de déformation des éléments participants à la résistance, en utilisant pour ce calcul la formule 3.4 du RPA 81.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum_{i=1}^n f_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

où  $f_i$  représente la force latérale distribuée

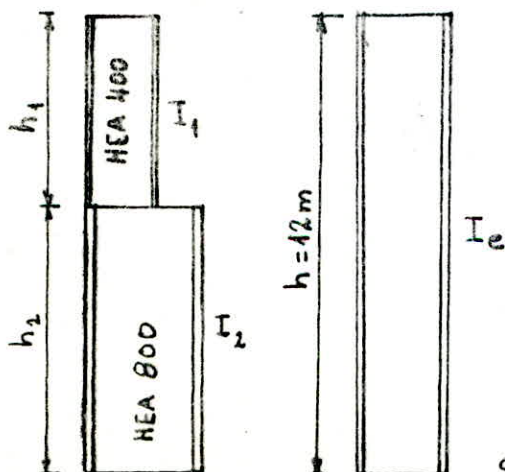
$\delta_i$  : les flèches élastiques calculées en utilisant les forces latérales appliquées  $f_i$ .

### 2.5.1 Période suivant le sens transversal :

#### a. Calcul des inerties :

Les poteaux possèdent une inertie variable, donc on est amené à évaluer leur inertie équivalente.

L'inertie équivalente de chaque poteau sera calculée par la formule de Moto tirée du document de Rili.



$$I_{1x} = 45070 \text{ cm}^4 \quad h_1 = 6,335 \text{ m}$$

$$I_{1y} = 8564 \text{ cm}^4$$

$$I_{2x} = 303400 \text{ cm}^4 \quad h_2 = 5,615 \text{ m}$$

$$I_{2y} = 12640 \text{ cm}^4$$

$$I_e = \frac{h^5}{\frac{h_1^5}{I_1} + \frac{h_2^5}{I_2}}$$

d'où :

$$I_{ex} = 980208 \text{ cm}^4 \quad I_{ey} = 148050 \text{ cm}^4$$

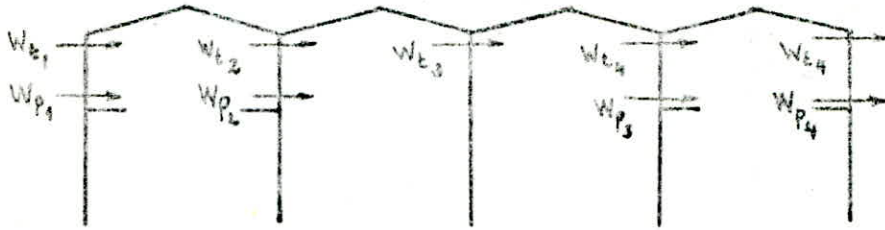


L'inertie total d'un portique sera égale à :

$$I_{t_x} = 4 I_{ex} + I_{x_3} = 4 \cdot 980208 + 86980 = 4007812 \text{ cm}^4$$

Avec  $I_{x_3}$  l'inertie du poteau central qui est un HEA 500.

b. Calcul des poids  $W_i$  :



$$\text{Avec : } W_{t_1} = W_{t_2} = W_{t_4} = W_{t_5} = \frac{1}{6} W_t \frac{I_{ix}}{I_{t_x}} = \frac{433}{6} \cdot \frac{980208}{4007812} = 17,650 \text{ t}$$

$$W_{t_3} = \frac{433}{6} \cdot \frac{86980}{4007812} = 1,566 \text{ t}$$

$$\text{et } W_{p_1} = W_{p_2} = W_{p_3} = W_{p_4} = \frac{1}{6} \cdot \frac{W_p}{4} = \frac{1}{6} \cdot \frac{558}{4} = 23,250 \text{ t}$$

Après passage au stress on obtient les forces latérales  $f_i$  et les fleches élastiques  $\delta_i$  qui nous permettront de calculer la période.

$W_{t_1} = 17650$	$f_{t_1} = 12161$	$\delta_{t_1} = 16,1 \text{ cm}$
$W_{t_2} = 17650$	$f_{t_2} = 17710$	$\delta_{t_2} = 16,3$
$W_{t_3} = 1566$	$f_{t_3} = 14199$	$\delta_{t_3} = 16,2$
$W_{t_4} = 17650$	$f_{t_4} = 17683$	$\delta_{t_4} = 16,3$
$W_{t_5} = 17650$	$f_{t_5} = 12179$	$\delta_{t_5} = 16,1$
$W_{p_1} = 23250$	$f_{p_1} = 35423$	$\delta_{p_1} = 4,4$
$W_{p_2} = 23250$	$f_{p_2} = 40973$	$\delta_{p_2} = 5,0$
$W_{p_3} = 23250$	$f_{p_3} = 40945$	$\delta_{p_3} = 5,0$
$W_{p_4} = 23250$	$f_{p_4} = 35446$	$\delta_{p_4} = 4,4$

$$\sum f_i \delta_i = 1914456 \quad \sum f_i \delta_i^2 = 22859097 \text{ kg cm}^2 \quad g = 981 \text{ cm/s}^2$$

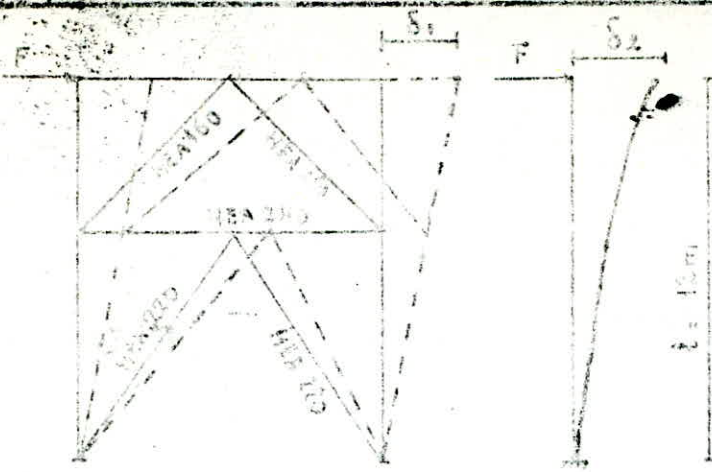
$$T_t = 0,693 \text{ s}$$

### 2.5.2 Période suivant le sens Longitudinal :

Suivant le sens Longitudinal on dispose de palées de stabilité, donc il y a lieu d'évaluer leurs inerties équivalentes.

Ce calcul peut être simplifier par un passage au stress. On remplace la palée par un poteau fictif qui produirait le même déplacement sous le même cas de charge.

a. Inerties :



En appliquant une force  $F = 10^4$  on obtient un déplacement  $\delta_1 = 0,1794 \text{ cm}$

Par la RDM on peut calculer  $\delta_2 = \frac{F l^3}{3 E I_e}$

Avec :  $\delta_2 = \delta_1$  on tire l'inertie équivalente de la poutre  $I_e$ :

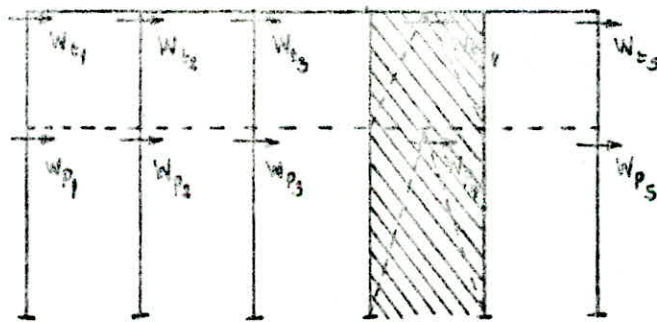
$$I_e = \frac{F l^3}{3 E \delta_1} = \frac{10^4 \cdot (1200)^3}{3 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,1794} = 15289059 \text{ cm}^4$$

Donc Les inerties totales de chacun des portiques seront:

Portique central:  $I_{t3} = 4 I_y + I_e = 4 \cdot 10370 + 15289059 = 15293207 \text{ cm}^4$

Portiques 1, 2, 4, 5  $I_t = 4 I_y + I_e = 148049 + 15289059 = 15881257 \text{ cm}^4$

b. Calcul des poids  $W_i$ :



$$\text{Avec : } W_{t1} = W_{t2} = W_{t3} = W_{t5} = \frac{1}{5} W_t \cdot \frac{I_i}{I_t} = \frac{1}{5} \cdot 433 \cdot \frac{148049}{15881257} = 807 \text{ kg}$$

$$W_{t3} = \frac{1}{5} W_t \cdot \frac{I_i}{I_t} = \frac{1}{5} \cdot 433 \cdot \frac{15289059}{15881257} = 83387 \text{ kg}$$

$$W_{p1} = W_{p2} = W_{p3} = W_{p5} = \frac{1}{5} W_p \cdot \frac{I_i}{I_t} = \frac{1}{5} \cdot 558 \cdot \frac{148049}{15881257} = 1040 \text{ kg}$$

$$W_{p4} = \frac{1}{5} \cdot 558 \cdot \frac{15289059}{15881257} = 107437 \text{ kg}$$

Comme précédemment après passage au stress on obtient les résultats suivants:



Le centre de gravité et le centre de rigidité de notre ouvrage étant confondu ce qui donne une excentricité nulle. Mais on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment (suivant le sens et le niveau. [Art. 3.3.5 RPA 81])

3.2 Rigidité à la torsion:

**Sens Longitudinal:**  
 Au niveau de la toiture :  $V_{1L} = 35,7 \text{ t}$   
 Au niveau du pont roulant :  $V_{2L} = 46 \text{ t}$   
 $A = 0,15$     $B = \frac{1}{4}$     $D = 2$     $Q = 1,1$

**Sens transversal:**  
 Au niveau de la toiture :  $W_1 = 433 \text{ t}$   
 Au niveau du pont roulant :  $W_2 = 508 \text{ t}$   
 $V_{1T} = 21,3 \text{ t}$     $V_{2T} = 31,3 \text{ t}$   
 $A = 0,15$     $B = \frac{5}{1}$     $D = 1,7$     $Q = 1,1$

3.1. Evaluation des efforts tranchants:

3. DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT "V"

Pour  $T_L = 0,293 \text{ s}$     $D_L = 2$   
 Pour  $T_T = 0,693 \text{ s}$     $D_T = 1,7$

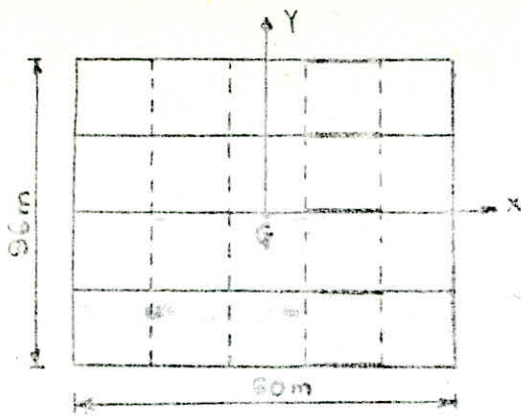
On a un sol meuble et de la période propre de vibration de l'ouvrage  $T_1$ . Le facteur d'amplification dynamique dépend du type de sol

2.6. Facteur d'amplification dynamique: "D"

$\sum f_i \delta_i = 39838 \text{ kg.cm}$   
 $\sum f_i \delta_i^2 = 84904 \text{ kg.cm}^2$   
 $T_1 = 0,293 \text{ s}$

$W_4 = 807 \text{ kg}$	$f_{t1} = 1353$	$\delta_{t1} = 2,93 \text{ cm}$
$W_5 = 807$	$f_{t2} = 1516$	$\delta_{t2} = 2,92$
$W_6 = 807$	$f_{t3} = 1403$	$\delta_{t3} = 2,91$
$W_7 = 83387$	$f_{t4} = 1580$	$\delta_{t4} = 2,89$
$W_8 = 807$	$f_{t5} = 831$	$\delta_{t5} = 2,73$
$W_9 = 1090$	$f_{t6} = 1016$	$\delta_{t6} = 2,71$
$W_{10} = 1090$	$f_{t7} = 1056$	$\delta_{t7} = 2,53$
$W_{11} = 1090$	$f_{t8} = 1033$	$\delta_{t8} = 2,37$
$W_{12} = 107407$	$f_{t9} = 1353$	$\delta_{t9} = 2,44$
$W_{13} = 1090$	$f_{t10} = 601$	$\delta_{t10} = 1,98$





Coordonnées du centre de masse:

$$G \begin{cases} X_G = 30\text{m} \\ Y_G = 18\text{m} \end{cases}$$

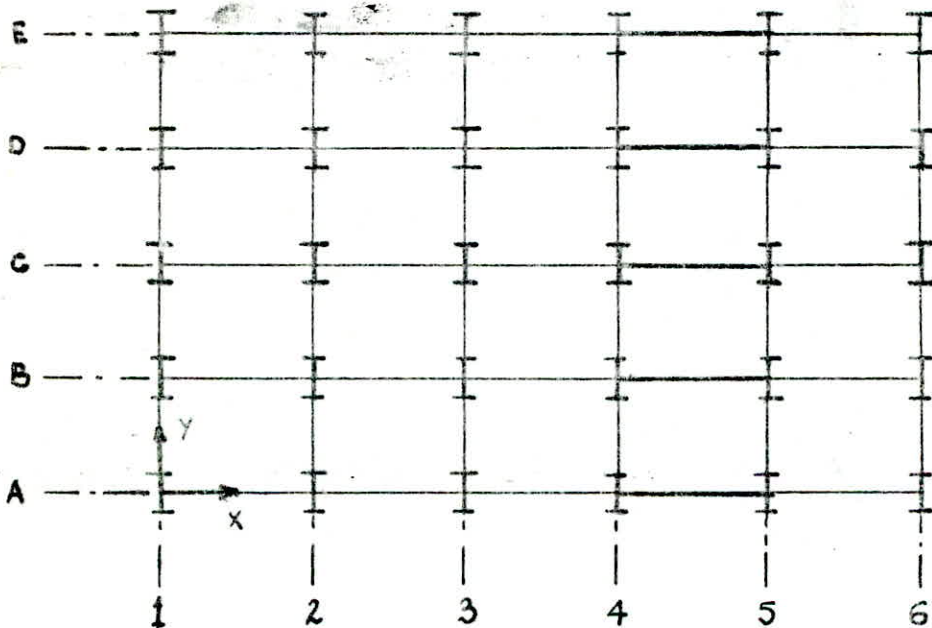
Coordonnées du centre de torsion

$$C \begin{cases} X_C = 33\text{m} \\ Y_C = 5,2,8\text{m} \end{cases}$$

La rigidité à la torsion est donnée par la relation :

$$R_\theta = \sum_{i=1}^6 R_i X^2 + \sum_{k=1}^3 R_k Y^2$$

Où :  $X = X_i - X_c$  et  $Y = Y_i - Y_c$   
 $X_i, Y_i$  : Coordonnées du portique considéré  $i$ .  
 $R_i, R_k$  : Rigidité des portiques.



Dans tous les cas la rigidité  $R$  est :  $R = \frac{3EI}{h^3}$

Les portiques possèdent les mêmes hauteurs  $h$  d'où l'on peut confondre la rigidité avec l'inertie.  
 Les inerties calculées précédemment sont :

Portiques transversaux :

Files A, B, D et E :  $I = 15881257 \text{ cm}^4$

File C :  $I = 15293207 \text{ cm}^4$

Portiques Longitudinaux :  $I = 4007812 \text{ cm}^4$

Enfin :  $R_\theta = 1,548 \cdot 10^{14} \text{ cm}^4$

### 3.3. Distribution de l'effort sismique total :

Il y a lieu de faire deux distributions, une, due à la translation  $H$  et l'autre due à la torsion  $H'$ .

Avec : 
$$H_i = V \frac{R_i}{\sum R_k}$$

$$H' = V \cdot Y_g \frac{R_i X}{R_0}$$

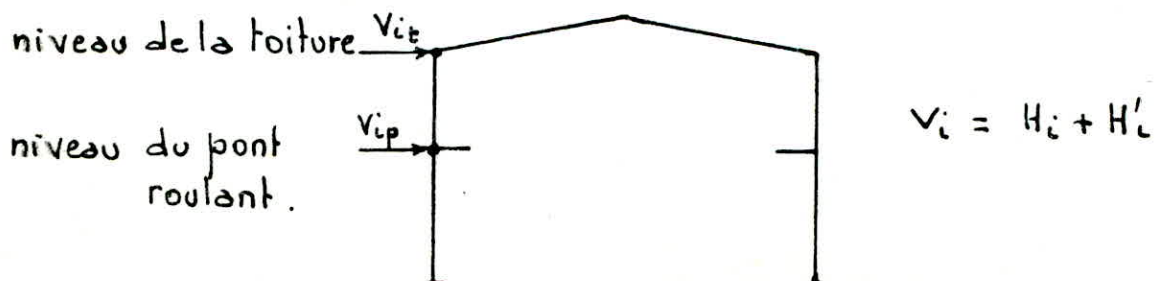
Cependant, lorsque  $H'$  prend une valeur négative, il ne sera pas considéré. (Art 3.3.5 RPA 81).

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

niv	Portique	H' [t]	H [t]	V <sub>i</sub> [t]	niv	H'	H	V <sub>i</sub>
Au niveau de la toiture	1	0,733	4,764	5,496	Au niveau du pont roulant	0	6,138	6,138
	2	0,466	4,764	5,230		0	6,138	6,138
	3	0,200	4,764	4,964		0	6,138	6,138
	4	-0,067	4,764	4,764		0	6,138	6,138
	5	-0,333	4,764	4,764		0	6,138	6,138
	6	-0,599	4,764	4,764		0	6,138	6,138
	A	0,516	8,777	9,293		0	11,309	11,309
	B	0,281	8,777	9,059		0	11,309	11,309
	C	0,003	0,623	0,623		0	11,309	11,309
	D	-0,187	8,777	8,777		0	11,309	11,309
E	-0,422	8,777	8,777	0	11,309	11,309		

#### Remarque :

Il n'y a pas de torsion au niveau du pont roulant car il n'y a aucun diaphragme susceptible de produire cette dernière.



ΠΟΙΤΙΚΗ

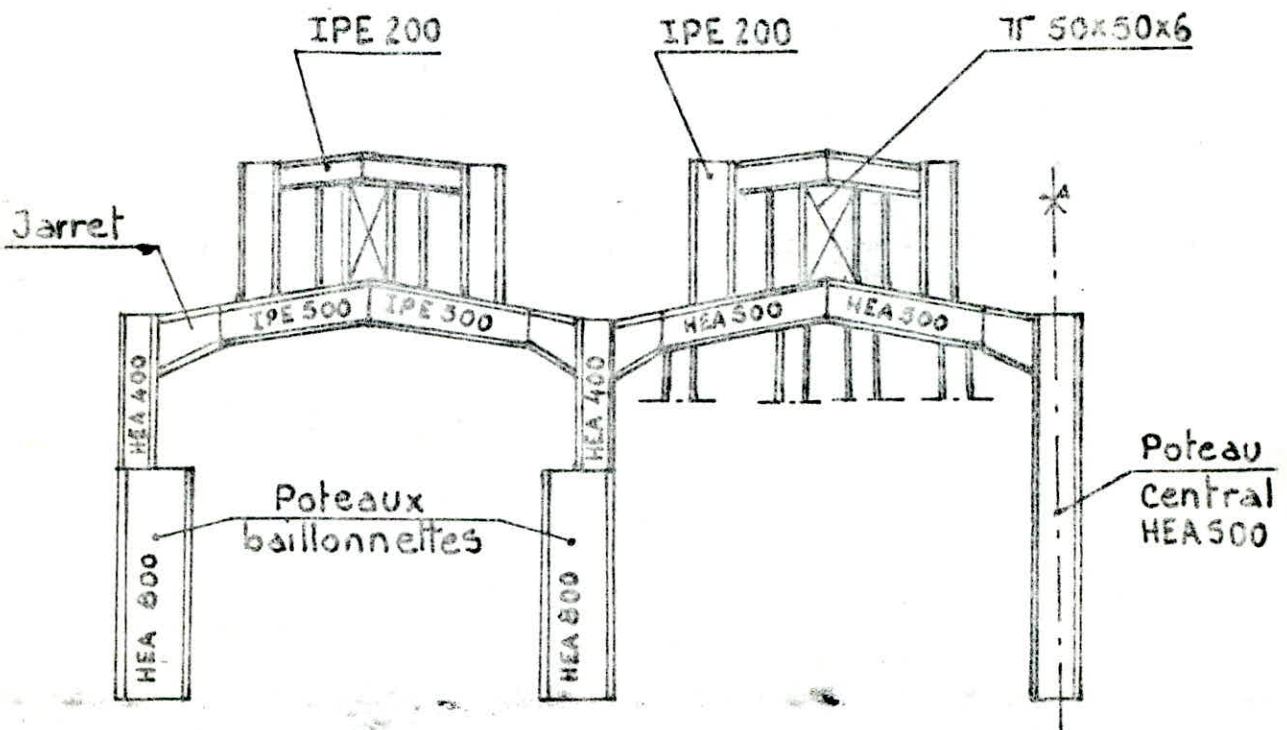


# PORTIQUE

## I. INTRODUCTION :

L'étude des portiques sera faite avec le portique le plus sollicité, et on homogénéisera les autres.

Dans le schéma ci-dessus nous représentons les profils définitifs optés pour chaque élément du portique qu'on vérifiera dans ce qui suit.



## 2. VERIFICATION . DES . ELEMENTS . DU . PORTIQUE :

### 2.1. Evaluation des efforts dans le portique :

L'évaluation des efforts dans le portique a été faite par le programme Stress avec les différents cas de charges schématisés ci-dessus.

Les résultats obtenus dans un listing ne seront pas mentionnés sur cette note de calcul, On mentionnera seulement les efforts dans chaque élément qui servent à sa justification.

# CAS DE CHARGES

<p>①</p> <p>G</p>	<p>⑫</p> <p>Poutre</p>
<p>②</p> <p>T Ab.</p>	<p>⑬</p> <p>Poutre</p>
<p>③</p> <p>Vent sur Pignon</p>	<p>⑭</p> <p>Poutre</p>
<p>④</p> <p>Vent sur Long Pan</p>	<p>⑮</p> <p>Poutre</p>
<p>⑤</p> <p>Neige</p>	<p>⑯</p> <p>Poutre</p>
<p>⑥</p> <p>Pont</p>	<p>⑰</p> <p>Poutre</p>
<p>⑦</p> <p>Pont</p>	<p>⑱</p> <p>Poutre</p>
<p>⑧</p> <p>Pont</p>	<p>⑳</p> <p>Poutre</p>
<p>⑨</p> <p>Pont</p>	<p>㉑</p> <p>Poutre</p>
<p>⑩</p> <p>Pont</p>	<p>㉒</p> <p>Poutre</p>
<p>⑪</p> <p>Pont</p>	<p>㉓</p> <p>Poutre</p>
<p>⑫</p> <p>Pont</p>	<p>㉔</p> <p>Poutre</p>
<p>⑬</p> <p>Pont</p>	<p>㉕</p> <p>Poutre</p>
<p>⑭</p> <p>Pont</p>	<p>㉖</p> <p>Poutre</p>
<p>⑮</p> <p>Pont</p>	<p>㉗</p> <p>Poutre</p>
<p>⑯</p> <p>Poutre</p>	<p>㉘</p> <p>Poutre</p>
<p>⑰</p> <p>Poutre</p>	<p>㉙</p> <p>Poutre</p>
<p>⑱</p> <p>Poutre</p>	<p>㉚</p> <p>Poutre</p>
<p>⑳</p> <p>Poutre</p>	<p>㉛</p> <p>Poutre</p>
<p>㉑</p> <p>Poutre</p>	<p>㉜</p> <p>Poutre</p>
<p>㉒</p> <p>Poutre</p>	<p>㉝</p> <p>Poutre</p>
<p>㉓</p> <p>Poutre</p>	<p>㉞</p> <p>Poutre</p>
<p>㉔</p> <p>Poutre</p>	<p>㉟</p> <p>Poutre</p>
<p>㉕</p> <p>Poutre</p>	<p>㊱</p> <p>Poutre</p>
<p>㉖</p> <p>Poutre</p>	<p>㊲</p> <p>Poutre</p>
<p>㉗</p> <p>Poutre</p>	<p>㊳</p> <p>Poutre</p>
<p>㉘</p> <p>Poutre</p>	<p>㊴</p> <p>Poutre</p>
<p>㉙</p> <p>Poutre</p>	<p>㊵</p> <p>Poutre</p>
<p>㉚</p> <p>Poutre</p>	<p>㊶</p> <p>Poutre</p>
<p>㉛</p> <p>Poutre</p>	<p>㊷</p> <p>Poutre</p>
<p>㉜</p> <p>Poutre</p>	<p>㊸</p> <p>Poutre</p>
<p>㉝</p> <p>Poutre</p>	<p>㊹</p> <p>Poutre</p>
<p>㉞</p> <p>Poutre</p>	<p>㊺</p> <p>Poutre</p>
<p>㉟</p> <p>Poutre</p>	<p>㊻</p> <p>Poutre</p>
<p>㊱</p> <p>Poutre</p>	<p>㊼</p> <p>Poutre</p>
<p>㊲</p> <p>Poutre</p>	<p>㊽</p> <p>Poutre</p>
<p>㊳</p> <p>Poutre</p>	<p>㊾</p> <p>Poutre</p>
<p>㊴</p> <p>Poutre</p>	<p>㊿</p> <p>Poutre</p>
<p>㊵</p> <p>Poutre</p>	<p>①</p> <p>Poutre</p>
<p>㊶</p> <p>Poutre</p>	<p>②</p> <p>Poutre</p>
<p>㊷</p> <p>Poutre</p>	<p>③</p> <p>Poutre</p>
<p>㊸</p> <p>Poutre</p>	<p>④</p> <p>Poutre</p>
<p>㊹</p> <p>Poutre</p>	<p>⑤</p> <p>Poutre</p>
<p>㊺</p> <p>Poutre</p>	<p>⑥</p> <p>Poutre</p>
<p>㊻</p> <p>Poutre</p>	<p>⑦</p> <p>Poutre</p>
<p>㊼</p> <p>Poutre</p>	<p>⑧</p> <p>Poutre</p>
<p>㊽</p> <p>Poutre</p>	<p>⑨</p> <p>Poutre</p>
<p>㊾</p> <p>Poutre</p>	<p>⑩</p> <p>Poutre</p>
<p>㊿</p> <p>Poutre</p>	<p>⑪</p> <p>Poutre</p>
<p>①</p> <p>Poutre</p>	<p>⑫</p> <p>Poutre</p>
<p>②</p> <p>Poutre</p>	<p>⑬</p> <p>Poutre</p>
<p>③</p> <p>Poutre</p>	<p>⑭</p> <p>Poutre</p>
<p>④</p> <p>Poutre</p>	<p>⑮</p> <p>Poutre</p>
<p>⑤</p> <p>Poutre</p>	<p>⑯</p> <p>Poutre</p>
<p>⑥</p> <p>Poutre</p>	<p>⑰</p> <p>Poutre</p>
<p>⑦</p> <p>Poutre</p>	<p>⑱</p> <p>Poutre</p>
<p>⑧</p> <p>Poutre</p>	<p>㉑</p> <p>Poutre</p>
<p>⑨</p> <p>Poutre</p>	<p>㉒</p> <p>Poutre</p>
<p>⑩</p> <p>Poutre</p>	<p>㉓</p> <p>Poutre</p>
<p>⑪</p> <p>Poutre</p>	<p>㉔</p> <p>Poutre</p>
<p>⑫</p> <p>Poutre</p>	<p>㉕</p> <p>Poutre</p>
<p>⑬</p> <p>Poutre</p>	<p>㉖</p> <p>Poutre</p>
<p>⑭</p> <p>Poutre</p>	<p>㉗</p> <p>Poutre</p>
<p>⑮</p> <p>Poutre</p>	<p>㉘</p> <p>Poutre</p>
<p>⑯</p> <p>Poutre</p>	<p>㉙</p> <p>Poutre</p>
<p>⑰</p> <p>Poutre</p>	<p>㉚</p> <p>Poutre</p>
<p>⑱</p> <p>Poutre</p>	<p>㉛</p> <p>Poutre</p>
<p>㉑</p> <p>Poutre</p>	<p>㉜</p> <p>Poutre</p>
<p>㉒</p> <p>Poutre</p>	<p>㉝</p> <p>Poutre</p>
<p>㉓</p> <p>Poutre</p>	<p>㉞</p> <p>Poutre</p>
<p>㉔</p> <p>Poutre</p>	<p>㉟</p> <p>Poutre</p>
<p>㉕</p> <p>Poutre</p>	<p>㊱</p> <p>Poutre</p>
<p>㉖</p> <p>Poutre</p>	<p>㊲</p> <p>Poutre</p>
<p>㉗</p> <p>Poutre</p>	<p>㊳</p> <p>Poutre</p>
<p>㉘</p> <p>Poutre</p>	<p>㊴</p> <p>Poutre</p>
<p>㉙</p> <p>Poutre</p>	<p>㊵</p> <p>Poutre</p>
<p>㉚</p> <p>Poutre</p>	<p>㊶</p> <p>Poutre</p>
<p>㉛</p> <p>Poutre</p>	<p>㊷</p> <p>Poutre</p>
<p>㉜</p> <p>Poutre</p>	<p>㊸</p> <p>Poutre</p>
<p>㉝</p> <p>Poutre</p>	<p>㊹</p> <p>Poutre</p>
<p>㉞</p> <p>Poutre</p>	<p>㊺</p> <p>Poutre</p>
<p>㉟</p> <p>Poutre</p>	<p>㊻</p> <p>Poutre</p>
<p>㊱</p> <p>Poutre</p>	<p>㊼</p> <p>Poutre</p>
<p>㊲</p> <p>Poutre</p>	<p>㊽</p> <p>Poutre</p>
<p>㊳</p> <p>Poutre</p>	<p>㊾</p> <p>Poutre</p>
<p>㊴</p> <p>Poutre</p>	<p>㊿</p> <p>Poutre</p>
<p>㊵</p> <p>Poutre</p>	<p>①</p> <p>Poutre</p>
<p>㊶</p> <p>Poutre</p>	<p>②</p> <p>Poutre</p>
<p>㊷</p> <p>Poutre</p>	<p>③</p> <p>Poutre</p>
<p>㊸</p> <p>Poutre</p>	<p>④</p> <p>Poutre</p>
<p>㊹</p> <p>Poutre</p>	<p>⑤</p> <p>Poutre</p>
<p>㊺</p> <p>Poutre</p>	<p>⑥</p> <p>Poutre</p>
<p>㊻</p> <p>Poutre</p>	<p>⑦</p> <p>Poutre</p>
<p>㊼</p> <p>Poutre</p>	<p>⑧</p> <p>Poutre</p>
<p>㊽</p> <p>Poutre</p>	<p>⑨</p> <p>Poutre</p>
<p>㊾</p> <p>Poutre</p>	<p>⑩</p> <p>Poutre</p>
<p>㊿</p> <p>Poutre</p>	<p>⑪</p> <p>Poutre</p>
<p>①</p> <p>Poutre</p>	<p>⑫</p> <p>Poutre</p>
<p>②</p> <p>Poutre</p>	<p>⑬</p> <p>Poutre</p>
<p>③</p> <p>Poutre</p>	<p>⑭</p> <p>Poutre</p>
<p>④</p> <p>Poutre</p>	<p>⑮</p> <p>Poutre</p>



LOAD	STRUCTURE
(26) Seisme Gauche S <sub>i</sub>	
(27) Seisme Droit S <sub>i</sub>	

## 2.2. Verification des traverses du lanterneau: IPE.200

### 2.2.1. Resistance:

efforts :  $M = 231.908 \text{ dan.cm}$  [LOAD 29]  
 $N = 1530 \text{ dan.}$   
 $T = 1698 \text{ dan}$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{1530}{28,5} = 53,7 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{l_y} = \frac{600}{2,24} = 268 \quad \sigma_k = 239 \text{ dan/cm}^2 \quad \mu = 5,38 \quad k_1 = 1,0^2$$

$$k_f = 1,326 \quad \sigma_f = \frac{231.908}{194} = 1196 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,073 \cdot 53,7 + 1,326 \cdot 1196 = 1644 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 2.2.2. Cisaillement:

$$\tau_x = 1,54 \frac{T_x S_x}{I_x a} = \frac{1,54 \cdot 1698 \cdot 110}{1943,056} = 265 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 2.2.3. flèche:

Les flèches sous différentes charges données par le Stress sont:

Sous charges permanentes :  $f_G = 1,39 \text{ cm.}$

Sous Neige :  $f_N = 0,54 \text{ cm.}$

Sous l'effet de la température :  $f_T = 0,15 \text{ cm.}$

Sous l'effet du vent normal :  $f_{V_n} = 0,04$

La flèche totale :  $f_t = f_G + f_N + f_T = 1,39 + 0,54 + 0,15 = 2,08 \text{ cm} \approx \bar{f}_t = 2 \text{ cm}$

## 2.3. Verification des montants du lanterneau: IPE 200

### 2.3.1. Resistance:



efforts:  $M_{cor} = 0$   $N_{max} = 2927 \text{ dan}$  [LOAD 30]

$M_{max} = 214.327 \text{ dan.cm}$   $N_{cor} = 1747 \text{ dan}$  [LOAD 28]

On remarque que les montants sont sollicités tantôt en compression simple avec risque de flambement, tantôt en flexion composée avec risque de flambement et de versement.

1<sup>ère</sup> vérification:  $k\sigma \leq \sigma_e$ .

$\sigma = \frac{N_{max}}{A} = \frac{2927}{28,5} = 103 \text{ dan/cm}^2$

$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{300}{2,24} = 134$   $k = 3,013$

$k\sigma = 3,013 \cdot 103 = 310 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$ .

2<sup>ème</sup> vérification:  $k_1\sigma + k_d k_f \sigma_f \leq \sigma_e$ .

$\sigma = \frac{1747}{28,5} = 61,3 \text{ dan/cm}^2$

$\lambda = 134$   $\sigma_k = 1154,3 \text{ dan/cm}^2$   $\mu = 18,83$   $k_1 = 1,017$

$k_f = 1,076$   $k_d = 1,535$   $\sigma_f = \frac{214327}{194} = 1105 \text{ dan/cm}^2$

$k_1\sigma + k_d k_f \sigma_f = 1,017 \cdot 61,3 + 1,535 \cdot 1,076 \cdot 1105 = 1873 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$

### 2.3.2. Cisaillement:

$\tau_x = 1,54 \frac{T_x S_x}{I_x a} \leq \sigma_e$  Avec  $T = 1429 \text{ dan}$  [LOAD 28]

$\tau_x = 1,54 \cdot \frac{1429 \cdot 110}{1943 \cdot 0,56} = 224 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$ .

### 2.3.3. Déplacement entête: " $\Delta$ "

Sous charges permanentes:  $\Delta_G = 0,4 \text{ cm}$ .

Sous l'effet de Temperature:  $\Delta_T = 0,4 \text{ cm}$ .

Sous Neige:  $\Delta_N = 0,36 \text{ cm}$ .

Sous le vent normal:  $\Delta_{V_n} = 0,30 \text{ cm}$ .

$\Delta_t = 1,28 < \bar{\Delta}$ .

$\bar{\Delta} = \frac{H}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$ .

### 2.4. Traverse avec suspentes: HEA 500

2.4.1. Résistance:  $k_1\sigma + k_f\sigma_f \leq \sigma_e$

efforts:  $M_{cor} = 4615516 \text{ dan.cm}$   $N_{max} = 15492 \text{ dan}$  [LOAD 31]

$M_{max} = 4.672.368 \text{ dan.cm}$   $N_{cor} = 12.843 \text{ dan}$  [LOAD 31]

$T = 7860 \text{ dan}$ .

1ere Verification :

$$\sigma = \frac{15.432}{197,5} = 78,44 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1200}{7,24} = 166 \quad \sigma_k = 752 \text{ dan/cm}^2 \quad \mu = 9,53 \quad k_1 = 1,037$$
$$k_p = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,5} = 1,187$$

$$k_1 \sigma + k_p \sigma_p = 1,037 \cdot 78,44 + 1,187 \cdot \frac{4615516}{3550} = 1625 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

2eme Verification :

$$\sigma = \frac{12843}{197,5} = 65 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = 166 \quad \sigma_k = 752 \quad \mu = 11,57 \quad k_1 = 1,029 \quad k_p = 1,151$$

$$\sigma_p = \frac{4.672.368}{3550} = 1316,2 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_p \sigma_p = 1,029 \cdot 65 + 1,151 \cdot 1316,2 = 1582 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

2.4.2. Cisaillement :

$$\tau_x = 1,54 \frac{T_x S_x}{I_x a} = 1,54 \cdot \frac{7860 \cdot 1970}{86980 \cdot 1,2} = 228 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

2.4.3 flèche :

Sous charges permanentes :  $f_G = 2,85 \text{ cm}$ .

Sous Temperature :  $f_T = 0,60 \text{ cm}$ .

Sous Vent normal :  $f_{Vn} = 0,59 \text{ cm}$ .

Sous Neige :  $f_N = 1,14 \text{ cm}$ .

Sous Surcharges du pont :  $f_{\text{pont}} = 0,28 \text{ cm}$ .

des poutres :  $f_{\text{poutre}} = 1,51 \text{ cm}$ .

Combinaison defavorable :  $f_t = f_G + f_p + f_{N/2} + f_{Vn}$

$$f_t = 2,85 + (0,28 + 1,51) + \frac{1,14}{2} + 0,59 = 5,8 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{2400}{200} = 12 \text{ cm}$$

$$f_t < \bar{f}$$

2.5. Traverse sans suspentes : IPE 500

2.5.1. Resistance :  $k_1 \sigma + k_p \sigma_p$ .

efforts :  $M_{\text{cor}} = 2.170179 \text{ dan.cm}$ .  $N_{\text{max}} = 10257 \text{ dan}$

$M_{\text{max}} = 2.620.595 \text{ dan.cm}$   $N_{\text{cor}} = 9306 \text{ dan}$ .

$$T = 10546 \text{ dan}$$



1ere Verification :

$$\sigma = \frac{9306}{116} = 80,2 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{1200}{4,31} = 278,4 \quad \sigma_k = 267 \text{ dan/cm}^2 \quad \mu = 3,329$$

$$k_1 = 1,148 \quad k_f = 1,764$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,148 \cdot 80,2 + 1,764 \cdot \frac{2620535}{1930} = 2488 \text{ dan/cm}^2$$

Il n'y a pas de risque de deversement, on peut passer a l'adaptation plastique.

Le coefficient d'adaptation plastique pour les IPE :  $\psi = 1,052$

$$k_1 \sigma + k_f \frac{\sigma_f}{\psi} = 1,148 \cdot 80,2 + 1,764 \cdot \frac{1358}{1,052} = 2369 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

2eme Verification :

$$\sigma = \frac{10257}{116} = 88,4 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = 278,4 \quad \sigma_k = 267 \text{ dan/cm}^2 \quad \mu = 3,025 \quad k_1 = 1,174$$

$$k_f = 1,899 \quad \sigma_f = \frac{2170179}{1930} = 1124,45 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,174 \cdot 88,4 + 1,899 \cdot 1124,45 = 2239 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

2.5.2. cisaillement :

$$\tau_x = 1,54 \cdot \frac{T_x S_x}{I_x a} = 1,54 \cdot \frac{10546 \cdot 110}{48200 \cdot 1,02} = 36 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

2.5.3. flèche :

$$f_G = 4,75 \text{ cm} \quad f_T = 0,89 \text{ cm} \quad f_{VN} = 0,80 \text{ cm}$$

$$f_N = 2,67 \text{ cm} \quad f_{\text{pont}} = 0,15 \text{ cm} \quad f_{\text{pout}} = 0,34 \text{ cm}$$

Combinaison défavorable :  $f_t = f_G + f_p + f_N$

$$f_t = 4,75 + (0,15 + 0,34) + 2,67$$

$$f_t = 7,91 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{2400}{200} = 12 \text{ cm}$$

$$f_t < \bar{f}$$



## 2.6. Poteau Central : HEA 500

### 2.6.1. Resistance :

efforts :  $M_{max} = 2.611.970 \text{ dan.cm}$   $N_{cor} = 21468 \text{ dan}$  [LOAD 32]  
 $M_{cor} = -1.199.065 \text{ dan.cm}$   $N_{max} = 41751 \text{ dan}$  [LOAD 30]  
 $T = 3696 \text{ dan}$  [LOAD 32]

Les poteaux sont sollicités en flexion composée avec risque de flambement dans le plan perpendiculaire du portique et risque de déversement.

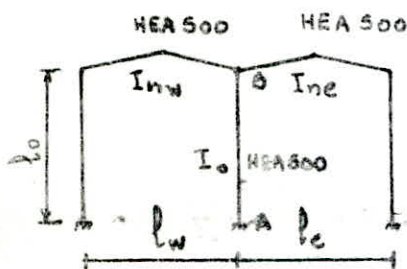
$$K_1 \sigma + K_d K_p \sigma_p \leq \sigma_e$$

1ère Vérification :

$$\sigma = \frac{41751}{197,5} = 211,4 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y}$$

La longueur de flambement  $l_f$  dans le cas des poteaux des portiques à nœuds libre de se déplacer est donnée par la relation suivante : [Art 5.134.]



$$I_{nw} = I_{ne} = I_0 = 86980 \text{ cm}^4 = I$$

$$l_w = l_e = 24 \text{ m} = l$$

$$l_0 = 12 \text{ m.}$$

$$K_B = \frac{2 \frac{I}{l}}{\frac{I}{l_0} + 2 \frac{I}{l}} = 0,5$$

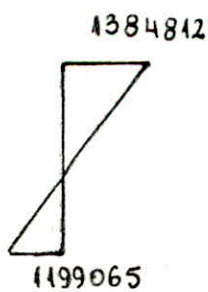
$$K_A = 1 \quad \text{Encastrement parfait.}$$

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_A + K_B) + 1,1 K_A K_B}{K_A + K_B + 5,5 K_A K_B}} = 1,163$$

$$l = 1,163 l_0 = 1,163 \cdot 12 = 13,96 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1396}{7,24} = 193 \quad \sigma_k = 556 \text{ dan/cm}^2 \quad \mu = 2,632$$

$$K_1 = 1,225 \quad K_p = 2,164 \quad \sigma_p = \frac{1199065}{3550} = 338 \text{ dan/cm}^2$$



$$\frac{M_e}{M_w} = \frac{1199065}{1384812} = -0,865 \quad C = 2,94 \quad B = 1$$

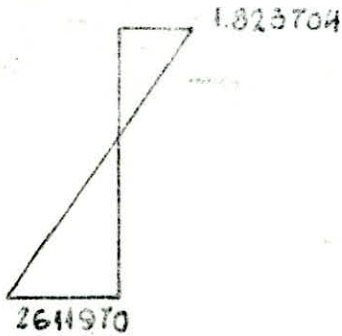
$$D = 2,032 \quad \sigma_d = 2412 \text{ dan/cm}^2 > \sigma_e \quad K_d = 1$$

$$K_1 \sigma + K_d K_p \sigma_p = 1,225 \cdot 211,4 + 1,2 \cdot 1,164 \cdot 338 = 990 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

## 2<sup>ème</sup> vérification:

$$\sigma = \frac{21468}{197,5} = 109 \quad \sigma_k = 556 \text{ dan/cm}^2 \quad \mu = 5,1$$

$$K_1 = 1,079 \quad K_f = 1,408 \quad G_p = \frac{2.611.970}{3550} = 736 \text{ dan/cm}^2$$



$$\frac{M_e}{M_w} = \frac{1.823.704}{2.611.970} = -0,7 \quad C = 2,28 \quad B = 1$$

$$D = 2,032 \quad \sigma_d = 1871 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\lambda_0 = 44 \quad K_0 = 1,089 \quad K_d = 1,016$$

$$K_1 \sigma + K_d K_f \sigma = 1,079 \cdot 109 + 1,016 \cdot 1,408 \cdot 736 = 1171 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 2.6.2. Cisaillement:

$$\tau = 1,54 \max(\tau_x, \tau_y) \leq \sigma_e$$

$$\tau_x = 1,54 \frac{T S_x}{I_x \cdot a} = \frac{3696 \cdot 1970}{86980 \cdot 1,2} = 107 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

### 2.6.3. Déplacement:

- Sous charges permanentes :  $\Delta_G = 0,0242 \text{ cm}$
- Sous l'effet de la température :  $\Delta_T = 0,0012 \text{ cm}$
- Sous l'effet du vent normal :  $\Delta_{V_n} = 1,2683 \text{ cm}$
- Sous l'effet de la neige :  $\Delta_N = 0,0072 \text{ cm}$
- Sous l'effet du séisme :  $\Delta_{s_i} = 2,0605 \text{ cm}$
- Sous l'effet des ponts :  $\Delta_{\text{ponts}} = 1,5462 \text{ cm}$
- Sous l'effet des poutres :  $\Delta_{\text{poutres}} = 1,0453 \text{ cm}$

La combinaison la plus défavorable donne un déplacement en tête de poteau de :

$$\Delta = \Delta_G + \Delta_T + \Delta_{\text{pont}} + \Delta_{\text{pout}} + \Delta_{s_i} = 4,68 \text{ cm}$$

d'après les recommandations du CTC le déplacement admissible est limité à :

$$\bar{\Delta} = \frac{H}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

$$\Delta < \bar{\Delta}$$



## 2.7. Poteau baillonnelle :

### 2.7.1. Efforts :

Poteau		Efforts			
a	M	- 68104	394001	2228247	2747230
		- 1200724	1103379	2848360	3300755
	N	13275	33629	33060	13919
		3843	16897	29680	11748
T		6298	8648	17149	19155
b	M	- 3555897	453551	2855132	1504568
			1088878	3500166	4267334
	N	- 12327	32568	32003	12865
T		8029	2966	8208	9717
c	M	- 1320990	709368	287515	1184435
				837449	1504568
	N	- 12826	33423	32858	13364
T		8029	8648	8208	9717
d	M	827280	850237	1583215	3018977
		1275991	14676	2269433	3530174
	N	- 94666	62688	62139	95293
		- 85228	54027	57253	88297
T		7030	11212	17153	19161
e	M	24064	4942402	10375336	14403200
		5404291	7728417	11901052	10358692
	N	96339	64361	63811	90324
		64418	38860	58926	117343
T		7030	11212	17153	19345

unités:

M : en dan.cm

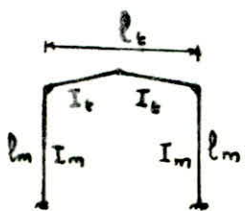
NetT en dan

### 2.7.2. Evaluation des longueurs de flambement :

Pour l'évaluation des longueurs de flambement du poteau baillonnelle il ya lieu de tenir compte que celui-ci :

- Appartient à un portique
- possède une inertie variable
- Soumis à une charge variable en hauteur

longueur fictive du poteau : "l'"



$$\frac{l'_0}{l_m} = \frac{5 + 2 \frac{I_m}{l_m} \cdot \frac{l_t}{I_t}}{5 + \frac{I_m}{l_m} \cdot \frac{l_t}{I_t}}$$

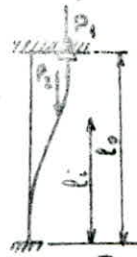
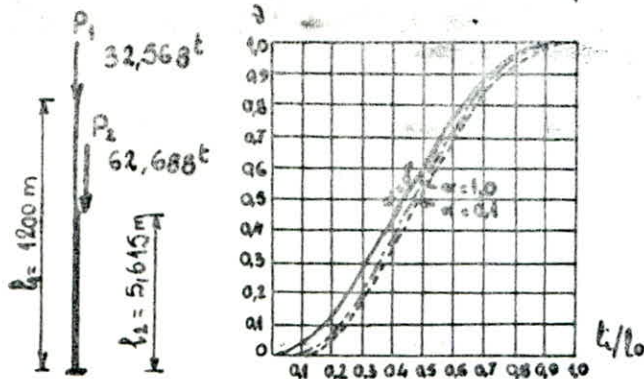
[ Art 13.152 Annexe II CM66 ]



Avec:  $l_m = 12m$   $l_t = 24m$   
 $I_m = 303400 \text{ cm}^4$   $I_t = 48200 \text{ cm}^4$

d'où:  $l'_0 = 20,589m$

pour évaluer les longueurs de flambement, on a utilisé les abaques de Sahmel tirés du CTICM (N° 4.72)



$$l = l'_0 \sqrt{\frac{\sum D_i P_i}{\sum P_i}}$$

cette relation prend en compte la variation de l'effort normal en hauteur.

$$D_G = 0,535$$

$$\alpha = \frac{P_2}{P_1} \approx 2 \rightarrow \alpha = \infty$$

sous poids propre du poteau:  $G = 1,673t$   $D_G = 0,535$

$$\frac{l_1}{l'_0} = \frac{12}{20,589} = 0,583$$

$$P_1 = 32,568t \quad D_1 = 0,71$$

$$\frac{l_2}{l'_0} = \frac{5,615}{20,589} = 0,273$$

$$P_2 = 62,688t \quad D_2 = 0,22$$

$$l = 20,589 \sqrt{\frac{37,809}{1,673 + 32,568 + 62,688}} = 12,86m$$

Enfin on doit tenir compte de la variation d'inertie du poteau en utilisant la relation suivante:

$$l_{p_i} = l \sqrt{\frac{I_i}{I_1} + D_i \left( \frac{I_i}{I_2} - \frac{I_i}{I_1} \right)}$$

HEA 400

$I_1, D_1$

$$l_{p_1} = l \sqrt{\frac{I_1}{I_1} + D_1 \left( \frac{I_1}{I_3} - \frac{I_1}{I_1} \right)} = 12,86 \sqrt{1 + 0,71 \left( \frac{45070}{303400} - 1 \right)}$$

HEA 800

$I_2, D_2$

$$l_{p_1} = 8,09m$$

$$l_{p_2} = l \sqrt{\frac{I_2}{I_1} + D_2 \left( \frac{I_2}{I_2} - \frac{I_2}{I_1} \right)} = 12,86 \sqrt{\frac{303400}{45070} + 0,71 \left( 1 - \frac{303400}{45070} \right)}$$

$$l_{p_2} = 20,98m$$

### 2.7.3 Vérifications diverses:

a. Résistance:  $K_1 \sigma + K_f \sigma_f \leq \sigma_e$

Partie supérieure: HEA 400

$$M_1 = 4267334 \text{ dan.cm} \quad N_1 = 10687 \text{ dan}$$

$$M_2 = 194091 \text{ dan.cm} \quad N_2 = 33629 \text{ dan.}$$

$$T = 19155 \text{ dan.}$$

ere vérification:

$$\sigma = \frac{N_1}{A} = \frac{10687}{159} = 67 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_1 = \frac{l_{p_1}}{i_x} = \frac{809}{16,8} = 48 \quad \sigma_x = 8996 \text{ dan/cm}^2$$

$$M = 43,88 \quad k_1 = 1,007 \quad k_f = 1,036 \quad \sigma_f = \frac{4627334}{2310} = 1999 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,007 \cdot 67 + 1,036 \cdot 1999 = 2076 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

La 2<sup>ème</sup> vérification avec  $M_2, N_2$  étant satisfaite.

Partie inférieure : HEA 800  $M_1 = 14403200$   $N_1 = 90324 \text{ dan.}$   
 $M_2 = 10358692$   $N_2 = 117343 \text{ dan.}$   
 $T = 19345 \text{ dan.}$

1<sup>ère</sup> vérification :

$$\sigma = \frac{N_1}{A} = \frac{90324}{285,8} = 316 \text{ dan/cm}^2 \quad \lambda = \frac{l_{fz}}{i_x} = \frac{2098}{32,6} = 64$$

$$\sigma_k = 5060 \text{ dan/cm}^2 \quad \mu = 16 \quad k_1 = 1,020 \quad k_f = 1,105$$

$$\sigma_f = \frac{14403200}{7680} = 1875 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,020 \cdot 316 + 1,105 \cdot 1875 = 2395 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

2<sup>e</sup> vérification :

$$\sigma = \frac{N_2}{A} = \frac{117343}{285,8} = 409 \text{ dan/cm}^2 \quad \lambda = 64 \quad \sigma_k = 5060 \text{ dan/cm}^2$$

$$\mu = 12,36 \quad k_1 = 1,027 \quad k_f = 1,140 \quad \sigma_f = \frac{10358692}{7680} = 1349 \text{ dan/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,027 \cdot 409 + 1,140 \cdot 1349 = 1958 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

b - Cisaillement :

Partie Supérieure :  $\tau_x = 1,54 \cdot \frac{19155 \cdot 1280}{45070 \cdot 1,1} = 762 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$

Partie inférieure :  $\tau_x = 1,54 \cdot \frac{19161 \cdot 4350}{303400 \cdot 1,5} = 282 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$

c - Déplacement :

Poteau de rive :

Déplacement en tête :

$\Delta_G = 0,74 \text{ cm}$	$\Delta_{\text{pont}} = 1,57 \text{ cm}$
$\Delta_T = 1,33 \text{ cm}$	$\Delta_{\text{poutre}} = 0,98 \text{ cm}$
$\Delta_{V_n} = 1,36 \text{ cm}$	$\Delta_{\text{seisme}} = 2,05 \text{ cm}$
$\Delta_N = 0,36 \text{ cm}$	

La combinaison la plus défavorable :

$$\Delta_c = \Delta_G + \Delta_T + \frac{1}{2} \Delta_N + \Delta_{V_n} + \Delta_p + \Delta_f$$

$$\Delta_c = 5,34 \text{ cm.}$$

$$\bar{\Delta} = \frac{H}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \Delta_c < \bar{\Delta} \\ \Delta_c < \bar{\Delta} \end{array} \right\} \Delta < \bar{\Delta}$$

Déplacement au niveau du pont roulant :

$\Delta_G = 0,44 \text{ cm}$	$\Delta_N = 0,24$	$\Delta_{\text{seisme}} = 0,55 \text{ cm}$	$\bar{\Delta} = \frac{561,5}{200} = 2,81 \text{ cm}$
$\Delta_T = 0,26$	$\Delta_{\text{pont}} = 0,69$		
$\Delta_{V_n} = 0,32$	$\Delta_{\text{poutre}} = 0,55$	$\Delta_c = 2,02 \text{ cm}$	$\Delta_c < \bar{\Delta}$



M : t.m

Net T en t.

Combinaison CM66		
M	N	T
144,032	90,324	19,345
11	$\frac{4}{3}[G+T+P+V+\frac{N}{2}]$	
Combinaison CCBA		
M	N	T
101,554	65,934	13,616
94,637	76,287	13,165
3	G+P+T+V	
Combinaison RPA81		
M	N	T
115,240	65,836	16,119
1	G+T+P+S <sub>i</sub>	

Comb CM66		
M	N	T
119,310	109,443	17,153
11	$\frac{4}{3}[G+T+P+V+\frac{N}{2}]$	
Comb CCBA 68		
M	N	T
89,486	78,204	12,803
3	G+T+P+V	
Comb RPA 81		
M	N	T
108,660	76,286	16,086
1	G+T+P+S <sub>i</sub>	

Comb CM66		
M	N	T
35,176	32,149	5,346
6	$\frac{4}{3}(G+T)+\frac{17}{12}(P+V)$	
Comb CCBA 68		
M	N	T
24,868	23,686	3,784
3	G+T+P+V	
Comb RPA 81		
M	N	T
31,410	23,277	4,917
1	G+T+P+S <sub>i</sub>	

Comb CM66		
M	N	T
72,165	105,103	8,448
6	$\frac{4}{3}(G+T)+\frac{17}{12}(P+V)$	
Comb CCBA 68		
M	N	T
50,190	75,316	5,857
3	G+T+P+V	
Comb RPA 81		
M	N	T
69,477	76,228	1,042
1	G+T+P+S <sub>i</sub>	

Comb CM66		
M	N	T
68,798	21,019	8,825
3	$\frac{4}{3}(G+T)+\frac{3}{2}N$	
Comb CCBA 68		
M	N	T
28,019	67,823	4,470
3	G+T+P+V	
Comb RPA		
M	N	T
42,023	65,353	7,124
1	G+T+P+S <sub>i</sub>	



**S'TABILITES' ET  
(C)NTREVENTEMENTS'**

# STABILITE . ET. CONTREVENTEMENT

## 1. FONCTION :

Les stabilités et contreventements ont pour fonction principale de reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales et d'empêcher de grandes déformations ; parmi les efforts horizontaux on a :

- Les effets du vent.
- Les effets des ponts roulants.
- Les actions Dynamiques du seisme.
- Les effets des dilatations thermiques.

Les principales fonctions des stabilités et contreventements sont :

- Maintenir les éléments en place
- Limiter les déformations des ouvrages pour respecter les critères de déformabilité admissible imposés par la réglementation.

On distingue deux types de stabilités :

- Les stabilités horizontales ou poutres de contreventement généralement disposées suivant les versants de toiture
- Les stabilités verticales qui transmettent les efforts horizontaux résultants à des points fixes.

## 2. DISPOSITION :

D'après les recommandations du CTC les stabilités sont nécessaires dans chacune des directions principales du bâtiment nécessitant une stabilité horizontale.

- L'espacement entre deux stabilités ne doit pas excéder environ 50 m.

- Les stabilités horizontales sont généralement disposées aux deux extrémités du bâtiment [ et si la longueur non stabilisée dépasse 50 m ]

- Dans les ossatures comportant un joint de dilatation il faut prévoir au moins une stabilité horizontale et une stabilité verticale par bloc.  
Les stabilités de notre ouvrage sont schématisées ci-après.

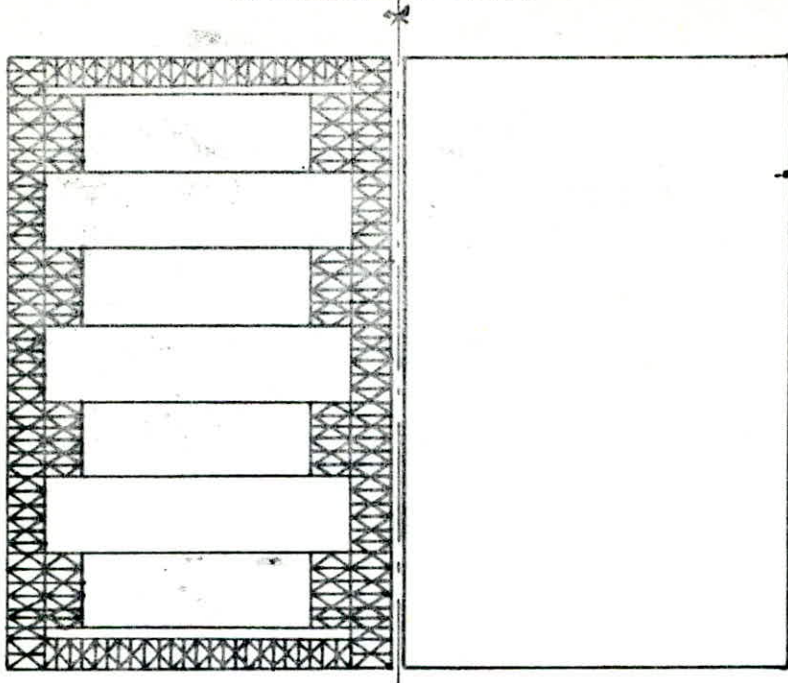
## 3. DIMENSIONNEMENT DES STABILITES :

### 3.1. Poutres de contreventement :

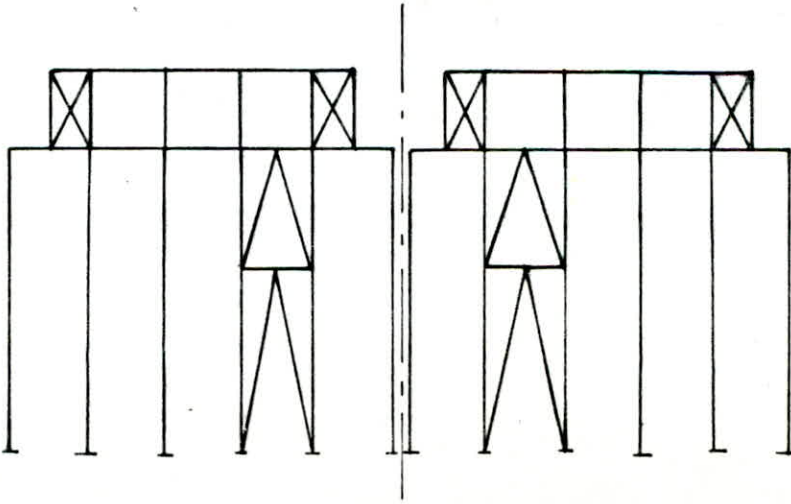
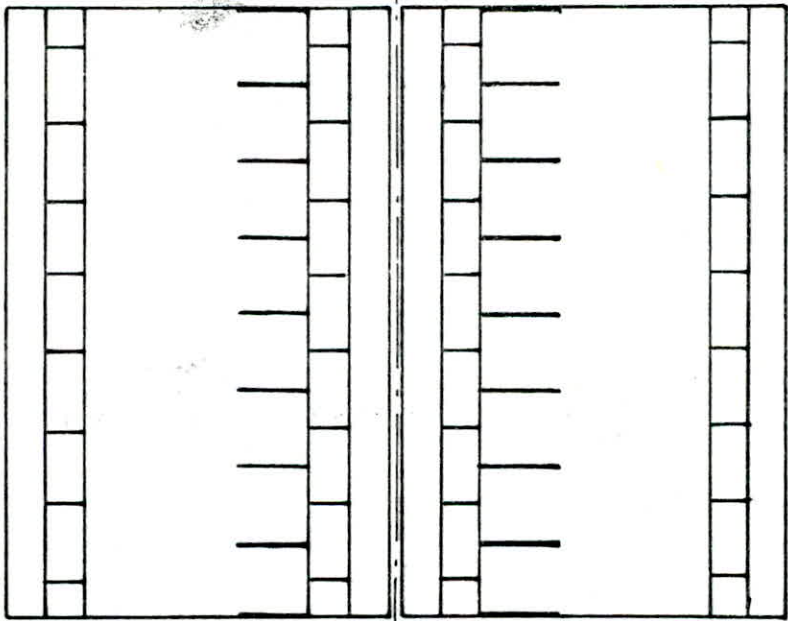
#### 3.1.1. Conception :

Les poutres de contreventement sont constituées de diagonales en cornières sous forme de croix, les pannes sont considérées comme montants et les sablières comme membre inférieure. L'ensemble de ces éléments constituent une poutre à treillis.

STABILITE HORIZONTALE

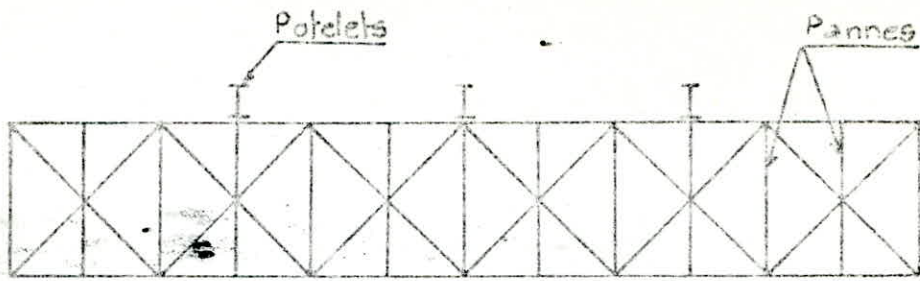


STABILITE VERTICALE



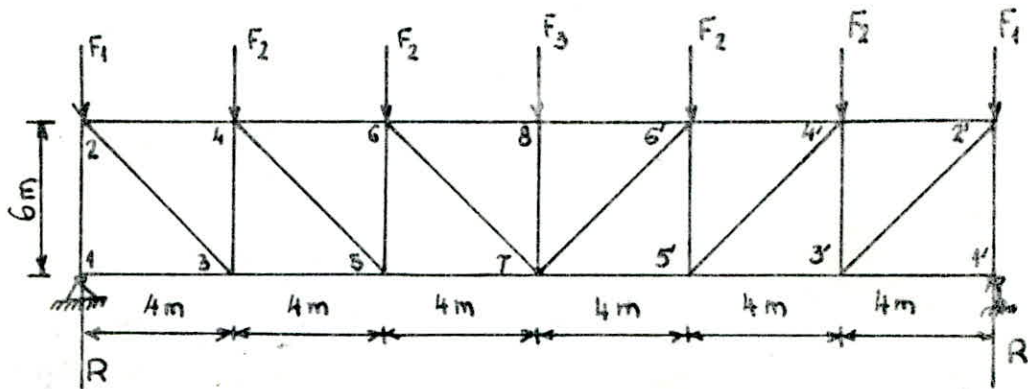


# A. PIGNON



## 3.1.2 Evaluation des efforts:

pour l'étude du treillis on négligera les diagonales comprimées



### a. Étude cinématique:

Degré de liberté  $D = 3E - 2N - L$

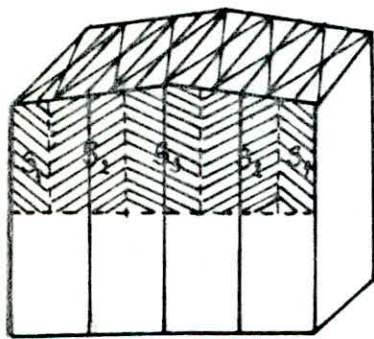
Avec: E: nombre de barres  $E = 25$   
 N: nombre de noeuds  $N = 36$   
 L: nombre de Liaisons extérieures  $L = 3$

$$D = 3 \cdot 25 - 2 \cdot 36 - 3 = 0$$

Degré d'hyperstaticité:  $H = -D = 0$

Le système est indeformable et isostatique.

### b. Evaluation des efforts sur les noeuds:



$$F_1 \text{ Ve } S_1 = 1,75 \cdot 55 \cdot 18,1 = 1742 \text{ dan}$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \text{ Ve } S_2 = \frac{1}{2} \cdot 1,75 \cdot 55 \cdot 36,9 = 1776 \text{ dan}$$

$$F_3 = \text{Ve } S_3 = 1,75 \cdot 55 \cdot 37,6 = 3619 \text{ dan}$$

$$R = 7137 \text{ dan.}$$

L'évaluation des efforts dans les différentes barres du treillis est faite par la méthode des Noeuds.

barres	efforts dan	Nature	barres	efforts dan	Nature
Diagonales	D <sub>2</sub> -D <sub>2'</sub>	6485	Membres Supérieures	M <sub>2</sub> -E <sub>2</sub>	3598
	D <sub>4</sub> -D <sub>4'</sub>	4350		M <sub>4</sub> -E <sub>4</sub>	6042
	D <sub>6</sub> -D <sub>6'</sub>	2215		M <sub>6</sub> -E <sub>6</sub>	7241
Montants	M <sub>1</sub> -M <sub>1'</sub>	7137	Membres Inférieure	M <sub>1</sub> -E <sub>1</sub>	0
	M <sub>3</sub> -M <sub>3'</sub>	5395		M <sub>3</sub> -E <sub>3</sub>	3598
	M <sub>5</sub> -M <sub>5'</sub>	3649		M <sub>5</sub> -E <sub>5</sub>	7217
	M <sub>7</sub>	3649			

Remarque:

On aura à dimensionner que les diagonales car les montants sont représentés par les pannes et les membrures par les sablières.

### c. Dimensionnement des diagonales:

Les diagonales sont tendues, la plus sollicitée étant soumise à un effort de traction  $N = 8910$  dan.  
Le dimensionnement se fait en limitant l'élanement à 400 dans les éléments de contreventement et qui sont tendus.

$$\frac{l_c}{i} \leq 400 \quad \text{d'où} \quad i \geq \frac{l_c}{400}$$

Avec :  $l_c = 720$  cm.

$$i \geq 1,80 \text{ cm.} \quad \text{TF } 60 \times 60 \times 6$$

$$i_x = i_y = 1,82 \text{ cm}$$

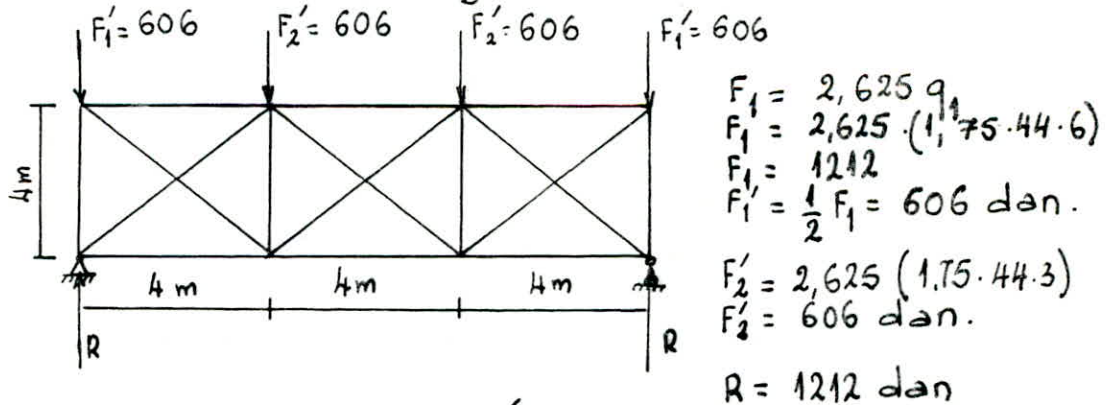
$$A = 13,82 \text{ cm}^2$$

### Verification à la résistance:

En traction :  $\frac{N}{A} \leq \sigma_e$  et  $\frac{6485}{13,82} = 470 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$ .

### B. LONG PAN :

La même démarche précédente est suivie, seulement dans ce cas on aura à dimensionner les diagonales, les montants et les membrures.



La méthode des Nœuds donne les efforts suivants:

Diagonale la plus sollicitée : traction  $N = 429$  dan.  
Montant le plus sollicité : Compression  $N = 1212$  dan.  
Membrures les plus sollicitées :  $N = \pm 909$  dan.

Les diagonales et les membrures sont dimensionnées avec limitation de l'élanement à 400 et on opte pour. TF 60x60x6.

Le dimensionnement des montants qui sont comprimés sera fait à la résistance avec limitation de l'élanement des barres de



Contreventement Comprimés a 200.

$\bar{\lambda} = 200$        $k = 6,284$        $k \frac{N}{A} \leq \sigma_e$

$A \geq \frac{kN}{\sigma_e} = \frac{6,284 \cdot 4160}{2400} = 3,2 \text{ cm}^2$        $\Gamma \Gamma 60 \times 60 \times 6$

Vérification:

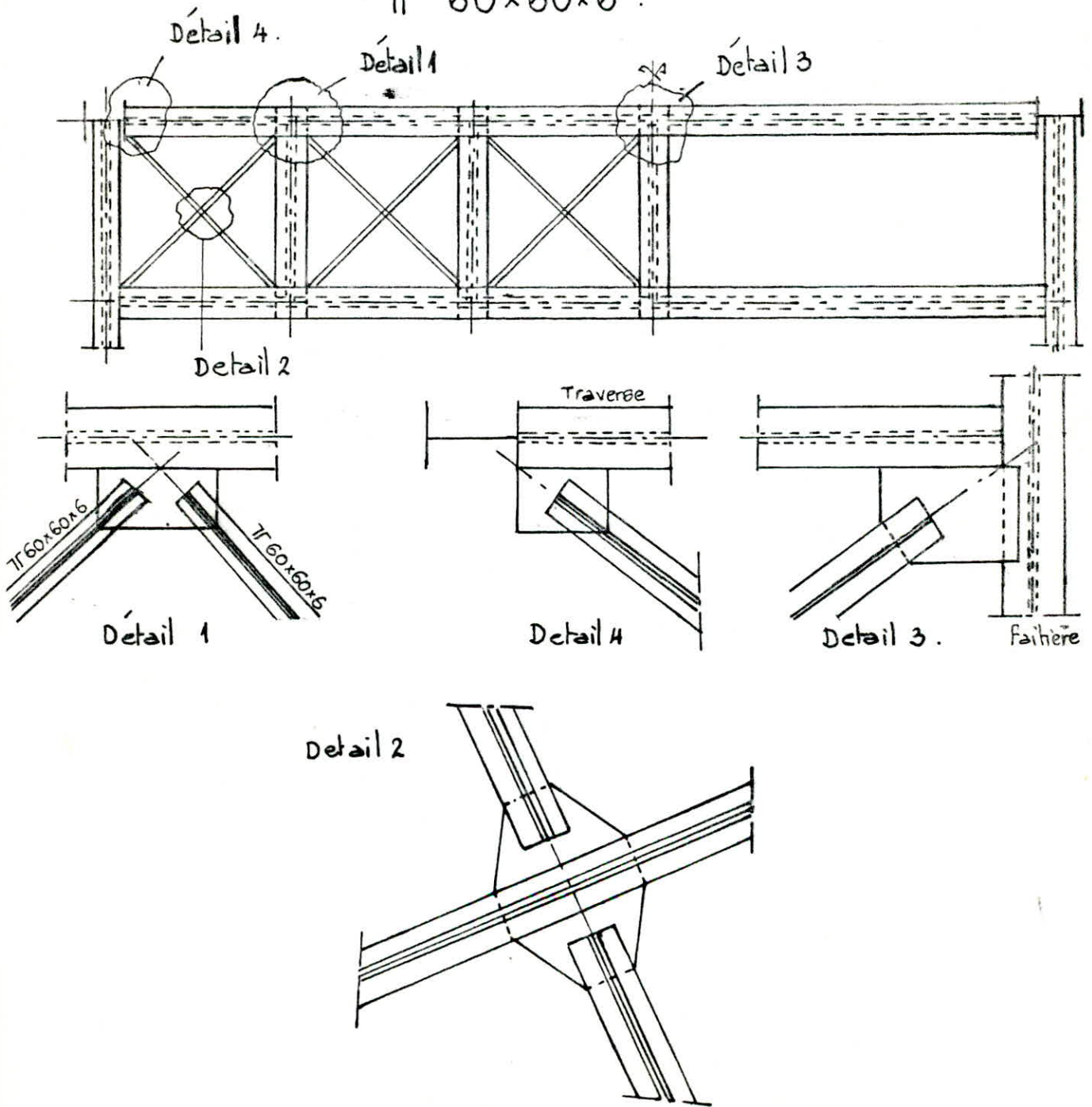
$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{0,8400}{1,82} = 176 < 200$

$\lambda = 176$        $k = 4,936$        $k \frac{N}{A} = 4,936 \cdot \frac{4160}{13,82} = 1486 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$

Conclusion:

Tous les éléments qui constituent les poutres de contreventement sont en :

$\Gamma \Gamma 60 \times 60 \times 6$ .





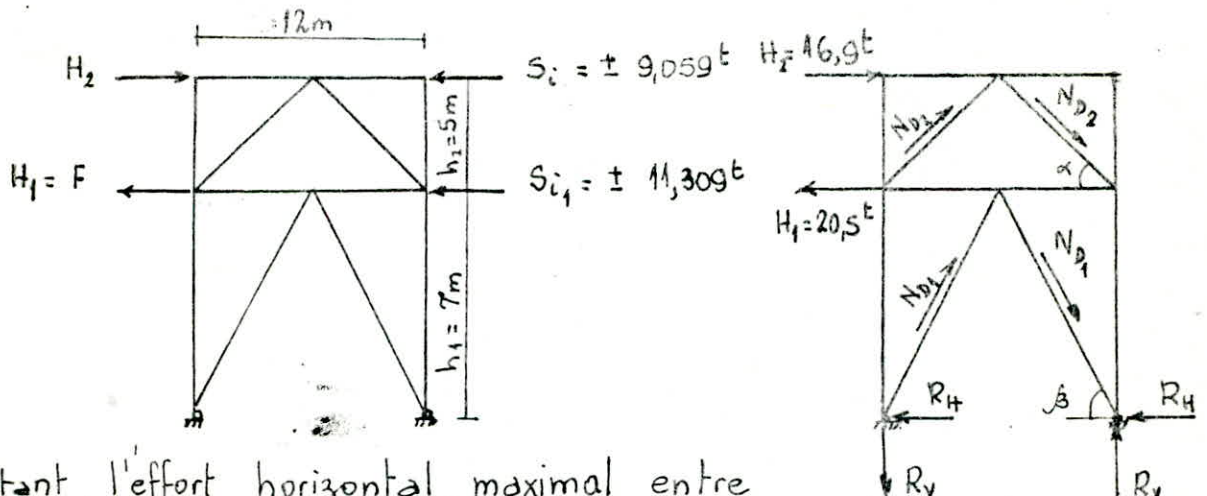
### 3.2 Paleés de stabilité :

#### A. Paleés du bâtiment :

##### 1. Conception :

Les paleés de stabilité du bâtiment seront ~~adossés~~ en K ce qui permet de réduire la longueur de flambement des diagonales.

##### 2. Évaluation des efforts dans les diagonales :



$H_2$  : étant l'effort horizontal maximal entre l'effort sismique ou effort ramené par le vent extrême  $V_e$ , auquel on ajoute à l'un d'eux l'effort horizontal des poutres roulantes.

d'où :  $S_i = 9,059t$ .

$$H_{ve} = V_e \cdot S = 55 \cdot \left[ \frac{12,60 + 12,00}{2} \times 12 \right] \times 2 = 16,236t$$

$$H_{pout} = \frac{1}{7} (1,65 + 0,75) \cdot 2 = 0,685t$$

$$H_2 = 16,236 + 0,685 = 16,9t$$

$H_1$  : étant l'effort horizontal maximal entre l'effort sismique  $S_{i1}$  et l'effort de tamponnement du pont roulant  $F$

$$S_{i1} = 11,309t \quad F = 20,5t \quad H_1 = 20,5t$$

Les efforts dans les diagonales sont donnés par des relations simples tirées du document Levert CRC.

$$N_{D1} = \pm \frac{H_2 + H_1}{2 \cos \beta} = \pm \frac{16,9 + 20,5}{2 \cos 49,4} = \pm 28,8t$$

$$N_{D2} = \pm \frac{H_2}{2 \cos \alpha} = \pm \frac{16,9}{2 \cos 40} = \pm 11t$$

##### 3. Dimensionnement des diagonales :

a. Diagonales  $D_1$  :  $N_{D1} = \pm 28,8t$   $l_0 = 920m$ .

On les dimensionnera à la compression avec risque de flambement.

On limite l'élanement à 200.  $k = 6,284$ .

$$k \frac{N}{A} \leq \sigma_e \quad \text{d'où} \quad A \geq \frac{kN}{\sigma_e} = 6,284 \cdot \frac{28800}{2400} = 75,4 \text{ cm}^2$$

On prendra un HEA 220  $i_x = 8,17 \text{ cm}$   
 $i_y = 5,51 \text{ cm}$   
 $A = 64,3 \text{ cm}^2$

Vérification:  $\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{920}{5,51} = 167 < 200$

$$\lambda = 167 \quad k = 4,48 \quad k \frac{N}{A} = 4,48 \cdot \frac{28800}{64,3} = 2007 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

b. Diagonales  $D_2$ :  $N_{D_2} = \pm 11 \text{ t}$ .  $l_0 = 7,80 \text{ m}$ .

$$A \geq \frac{kN}{\sigma_e} = 6,284 \cdot \frac{11000}{2400} = 28,8 \text{ cm}^2 \quad \text{soit un HEA160}$$

HEA 160  $i_x = 6,57 \text{ cm}$   $A = 38,8 \text{ cm}^2$   
 $i_y = 3,98 \text{ cm}$ .

Vérification:

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{780}{3,98} = 196 < 200 \quad \lambda = 196 \quad k = 6,05$$

$$k \frac{N}{A} = 6,05 \cdot \frac{11000}{38,8} = 1716 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

#### 4. Dimensionnement de la traverse intermédiaire

La traverse est sollicitée par un effort de traction  $N_T = H_1 = 20,5 \text{ t}$   
et un effort de Compression dû au séisme  $N_c = S_{i_1} = 11,309 \text{ t}$ .

Le dimensionnement se fera à la compression:  $\bar{\lambda} = 200$ .

$$k \frac{N}{A} \leq \sigma_e \quad \text{d'où} \quad A \geq \frac{kN}{\sigma_e} = 6,284 \cdot \frac{11309}{2400} = 29,6 \text{ cm}^2$$

Soit un HEA 240  $i_y = 6,00 \text{ cm}$   $A = 76,8 \text{ cm}^2$ .

Vérifications:  $l_0 = 12 \text{ m}$ .

élanement:  $\lambda = \frac{1200}{6} = 200 = \bar{\lambda}$

Compression:  $k \frac{N_c}{A} = 6,284 \cdot \frac{11309}{76,8} = 926 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$

Traction:  $\frac{N_T}{A} = \frac{20500}{76,8} = 267 \text{ dan/cm}^2$

#### B. Paleés du lanterneau:

Conception:

Les paleés du lanterneau seront en Croix de Saint André et en double Cornière  $\Gamma 60 \times 60 \times 6$ ; dimensionnées comme les poutres de contreventement avec un effort de traction de 1947t.

**ANCRAGES**

**ASSEMBLAGES**

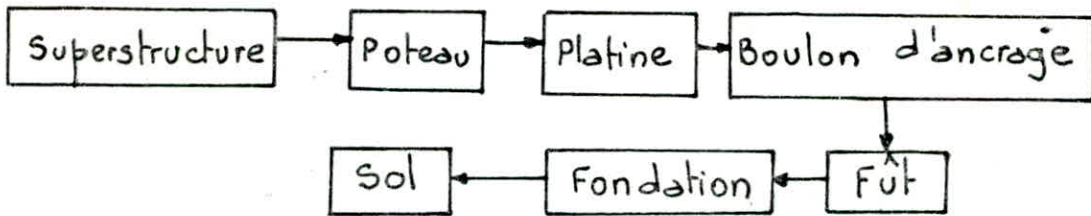


# ANCRAGES ASSEMBLAGES

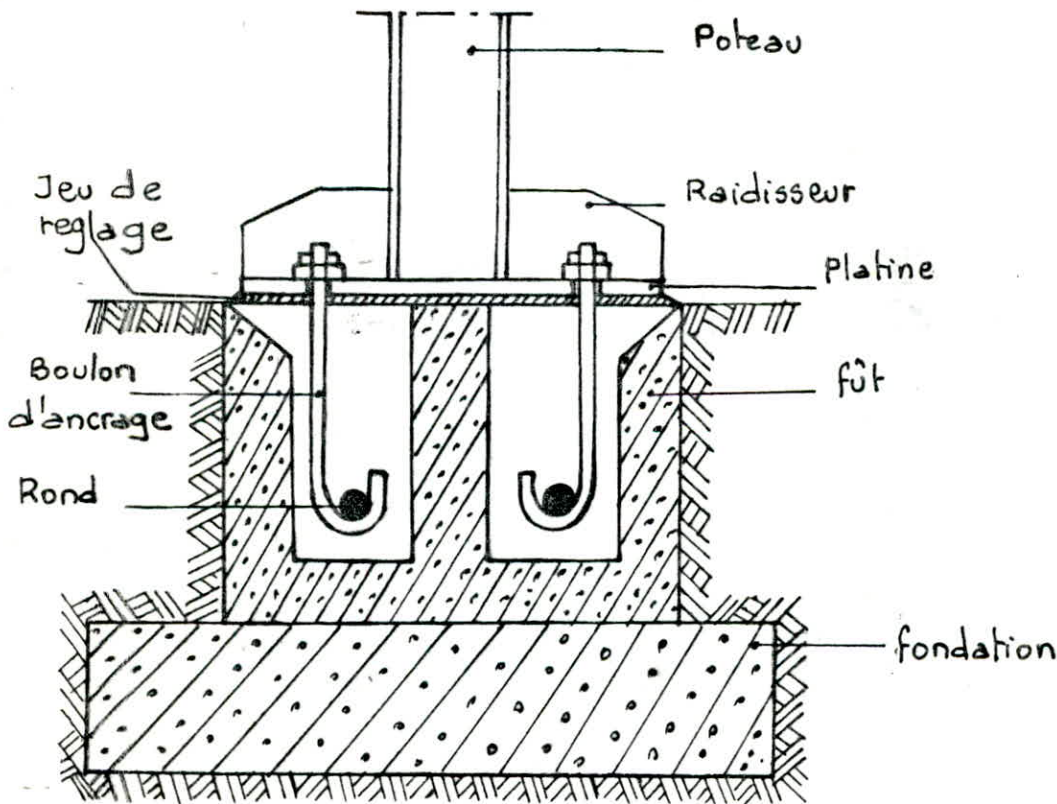
## A. ANCRAGES:

### 1. INTRODUCTION:

Comme chaque ouvrage en Génie il y a lieu de transmettre les efforts de la superstructure au sol, il s'est avéré depuis des années que le matériau le plus adapté était le béton armé. La différence de caractéristique physico-mécanique entre l'acier et le béton fait qu'un calcul doit se faire pour assurer la transmission des efforts entre la charpente (superstructure) et le béton an (infrastructure) et c'est le rôle des ancrages.



les méthodes diffèrent par leur principe cependant elles convergent toutes vers le schéma précédent.



Les boulons d'ancrage des files D, H, Q et U sont à dimensionner identiquement. Il suffit de vérifier leur suffisance au niveau des stabilités.

### 2. DIMENSIONNEMENT:

#### 2.1. Efforts:

Files D, H, Q et U:  
d'ancrage:

Platine et boulons:

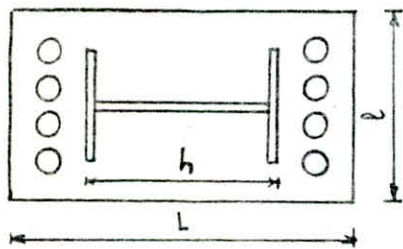
$M = 144,032 \text{ t.m}$   $N = 90,324 \text{ t}$   $T = 19,345 \text{ t}$   
Pression sur le béton et longueur  
 $M = 101,554 \text{ t.m}$   $N = 65,934 \text{ t}$   $T = 13,616 \text{ t}$

File L: Platine : boulon :  $M = 35,176 \text{ t.m}$   $N = 32,149 \text{ t}$   $T = 5,346$   
 Pression sur le béton  
 et longueur d'ancrage :  $M = 24,868$   $N = 23,686$   $T = 3,784$ .

## 2.2. Dimensionnement:

Le dimensionnement dans ce genre de problème est un peu complexe car il y a lieu de manipuler plusieurs paramètres à la fois :  
 Dimensions de la platine, nombre de boulons, Le diamètre des boulons.

### 2.2.1. Platine: a. Files: D, H, O et U: HEA 800



Il faut donner une bonne assise au poteau et en règle pratique prendre 15cm de débord pour pouvoir serrer les boulons, ce qui donne :

$$L = h + 2 \times 150 = 890 + 300 = 1190$$

On prendra :

$$L = 1200 \text{ mm.}$$

$$l = \frac{L}{2} = \frac{1200}{2} = 600 \text{ mm. pour diminuer la pression sur le béton.}$$

Donc la platine a les dimensions suivantes:  $L \times l = 1200 \times 600$ .  
 Le nombre de boulons est fonction de  $l$ , en prenant en moyenne l'espace entre boulons 100mm on aura:

$$N_b = \frac{l}{100} - 2 = \frac{600}{100} - 2 = 4 \text{ boulons [2 pour les débords]}$$

Comme la structure est symétrique on calculera dans un seul sens et obligatoirement les mêmes dispositions sont reprises dans l'autre sens.

### b. File L: HEA 500

$$L = h + 2 \times 150 = 490 + 300 = 790 \text{ on prendra } L = 750 \text{ mm.}$$

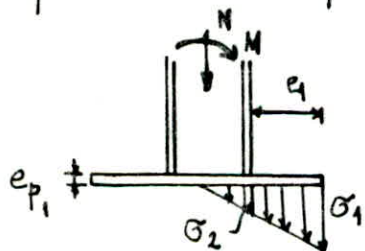
$$l = \frac{750}{2} = 375 \text{ mm. Cette longueur est insuffisante on prend alors}$$

$$l = 500 \text{ mm et } L = 2l = 1000 \text{ mm.}$$

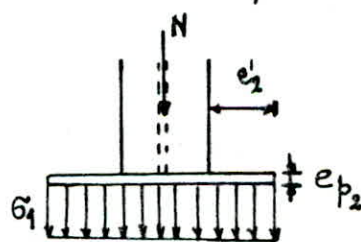
$$\text{Donc: } L \times l = 1000 \times 500.$$

### 2.2.2 Epaisseur des platines:

On prendra une épaisseur uniforme pour toutes les files.



$$e_{p1} \geq \sqrt{\frac{6M_1}{l\sigma_e}}$$



$$e_{p2} \geq \sqrt{\frac{6M_2}{L\sigma_e}}$$

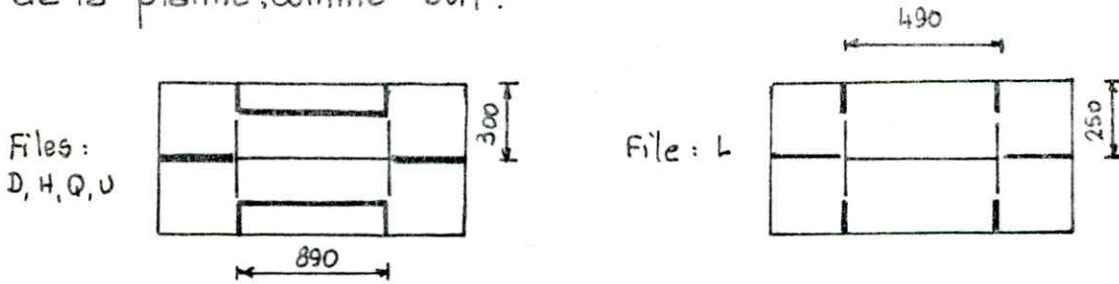


Avec :  $M_1 = \frac{1}{2} \sigma_2 e_1^2 l + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{2}{3} e_1^2 l$ .

$M_2 = \frac{1}{2} \sigma_1 e_2^2 \cdot L$ .

On prendra  $e_p = \max(e_{p_1}, e_{p_2})$ .

On remarque que sans raidisseur on trouve des épaisseurs très importantes donc on procédera à un raidissage dans les deux sens de la platine, comme suit :



En utilisant les tables de Timoshenko (tirées du chorean).

On a :  $k_1 = \frac{300}{890} = 0,34$   $\beta_1 = 0,060$   
 $k_2 = \frac{250}{490} = 0,51$   $\beta_2 = 0,0614$  } par interpolation.

$M_1 = \beta_1 \sigma_1 \cdot b^2 = 0,06 \cdot \sigma_1 (89)^2$   $M_2 = \beta_2 \sigma_1 (49)^2$ .

Avec :  $\sigma_1 = \sigma_N + \sigma_M = \frac{N}{L \cdot l} + \frac{6M}{l L^2}$

Files D, H, Q et U :  $\sigma_1 = \frac{90.324}{120 \cdot 60} + \frac{6 \cdot 144.032 \cdot 10^5}{60 \cdot (120)^2} = 112,6 \text{ dan/cm}^2$

File L :  $\sigma_1 = \frac{32.149}{100 \cdot 50} + \frac{6 \cdot 35.176 \cdot 10^5}{50 \cdot (100)^2} = 48,6 \text{ dan/cm}^2$

$M_1 = 0,06 \cdot 112,6 \cdot (89)^2 = 53514 \text{ dan.cm}$ .

$M_2 = 0,0614 \cdot 48,6 \cdot (49)^2 = 7165 \text{ dan.cm}$ .

$e_{p_1} = \sqrt{\frac{6M_1}{\sigma_e \cdot 89}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 53514}{2400 \cdot 89}} = 12 \text{ mm}$ .

$e_{p_2} = \sqrt{\frac{6M_2}{\sigma_e \cdot l}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 7165}{2400 \cdot l}} = 42 \text{ mm}$

On prendra une tôle d'épaisseur 50mm pour les platines.

### 2.2.3. Boulons d'ancrage :

On disposera quatre boulons pour les files D, H, Q, U et trois pour la file L de part et d'autre du poteau, car les efforts peuvent changer de signe.

La part des efforts revenant à chaque boulons est :

$$F = \frac{M - N \left( \frac{l}{2} - \frac{a}{3} \right)}{\frac{2}{3} L \cdot N_b}$$



Avec : 
$$\sigma = \frac{L \cdot \sigma_1}{2 \cdot \sigma_M} = \begin{cases} \frac{120 \cdot 112,6}{2 \cdot 100} = 68 \text{ cm} & \text{files D, H, Q, U} \\ \frac{100 \cdot 48,6}{2 \cdot 42,2} = 58 \text{ cm} & \text{file L.} \end{cases}$$

$$F = \begin{cases} 34,472 \text{ t} \\ 12,658 \text{ t} \end{cases}$$

Les règles CM 66 préconisent l'utilisation de la relation :

$$\left. \begin{aligned} 1,25 \frac{N}{A_r} &\leq \sigma_e \\ A_r &= 0,8 \pi \frac{\phi^2}{4} \end{aligned} \right\} \phi \geq \sqrt{\frac{5N}{0,8\pi\sigma_e}} \quad \text{Avec } N=F.$$

En utilisant des boulons de nuance E30 on obtient les diamètres suivants :

4  $\phi$  48 Pour les files D, H, Q, U  
3  $\phi$  48 Pour la file L. en E30.

#### 2.2.4. Vérification de l'écrasement du béton :

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de CPA 325 avec des granulats 15/25 et non contrôlé.  
 $\alpha = 1$     $\beta = 5/3$     $\gamma = 1$     $\delta = 0,3$     $\epsilon = 1$     $\sigma'_{28} = 270 \text{ b}$ .

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

Il y a lieu de prendre les combinaisons du matériau de fondation (Art 5.121 CM66).

$$\sigma'_N = \sigma_N \cdot \frac{M_{CCBA}}{M_{CM66}} = 9 \text{ dan/cm}^2 \quad \sigma'_M = \sigma_M \cdot \frac{M_{CCBA}}{M_{CM66}} = 70,5 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \sigma'_N + \sigma'_M = 80 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifié.}$$

#### 2.2.5. Tige d'ancrage :

on doit avoir :  $l_1 \geq r \geq l_2$  (CM66)

$$r \approx 3\phi \quad ; \quad l_2 \approx 2\phi$$

$$r = 150 \text{ mm} \quad l_2 = 100 \text{ mm}$$

Les règles CM 66 donnent les longueurs d'ancrage comme suit :

$$N = 0,1 \left( 1 + \frac{79c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d} \right)^2} \left( l_1 + 6,4r + 3,5l_2 \right)$$

Avec : 
$$N = \frac{M - N \left( \frac{l}{2} - \frac{a}{3} \right)}{\frac{2}{3} L N_b} = \frac{101,554 \cdot 10^5 - 65 \cdot 934 \left( 60 - \frac{68}{3} \right)}{\frac{2}{3} \cdot 120 \cdot 4} = 15,267 \text{ t}$$

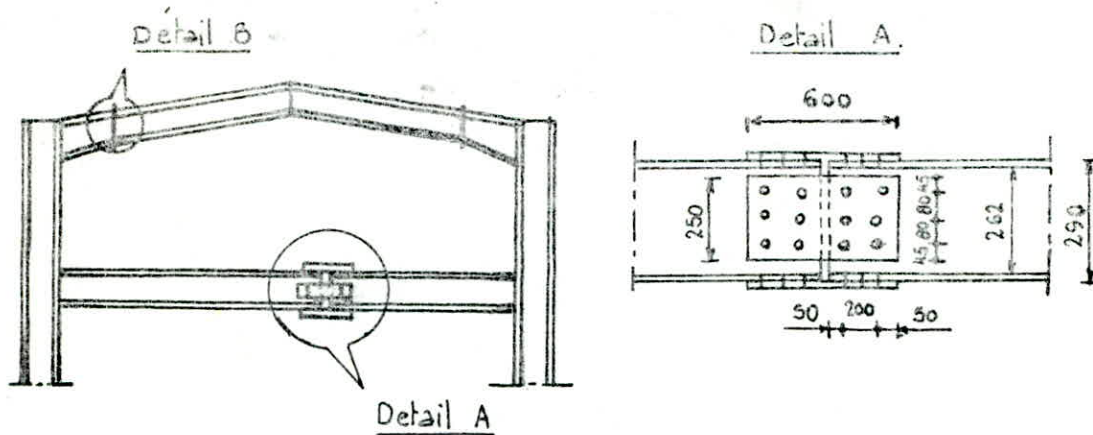
d'où : 
$$15,267 \cdot 10^3 = 0,1 \left( 1 + \frac{7 \cdot 350}{10^3} \right) \frac{48}{\left( 1 + \frac{48}{100} \right)^2} \left( l_1 + 6,4 \cdot 150 + 3,5 \cdot 100 \right)$$

$l_1 = 709 \text{ mm}$  on prendra  $l_1 = 800 \text{ mm}$ .

## B. ASSEMBLAGES:

Nous exposerons simplement le calcul de quelques assemblages.

### I. ATTACHE DE LA TRAVERSE FILE 21 :



#### 1.1. Efforts et hypothèses de calcul :

Les efforts au niveau du detail A sont :

$$M_x = 0,346 \text{ t.m} \quad T_x = 58 \text{ dan}$$

$$M_y = 1,383 \text{ t.m} \quad T_y = 100 \text{ dan}$$

$$T \quad N = 0$$

Comme hypothèses de calcul on a :

Le moment  $M_y$  est repris par les dispositifs de semelles ou éclisses de semelles également  $T_x$ .

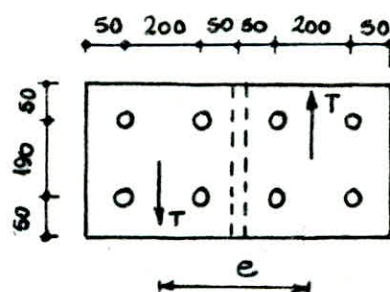
Le moment  $M_x$  est repris par les éclisses d'âme, également  $T_y$ .

#### 1.2. Boulons et épaisseurs des éclisses :

effet de  $M_y$  :  $F_y = \frac{M_y}{h} = \frac{1,383}{0,29} = 4,769^t$  sur les boulons de semelles.

effet de  $M_x$  :  $F_x = \frac{M_x}{0,19} = \frac{0,346}{0,19} = 1,821^t$  sur les boulons de semelles.

effet de  $T_y$  :



$e = 30 \text{ cm}$

$$M_{T_y} = 100 \cdot 30 = 3000 \text{ dan.cm}$$

effort orthoradial :

$$F_{45^\circ}^y = \frac{M_{T_y}^y}{4d_1^2} = \frac{3000}{13,8} = 217 \text{ dan.}$$

effet de  $T_x$  :

$$M_T = T_x \cdot e = 58 \cdot 30 = 1740 \text{ dan.cm.}$$

$$F^x = \frac{M_T^x d_1}{4d_1^2 + 2d_2^2} = \frac{1740 \cdot 12,8}{4(12,8)^2 + 2(10)^2} = 26 \text{ dan.}$$

Les boulons travaillent uniquement au cisaillement ; d'où la vérification

$$1,54 \frac{T}{A_r} \leq \bar{\sigma}_e \quad \text{on tire} \quad A_r \geq \frac{1,54 T}{\bar{\sigma}_e}$$



boulons de semelles et d'âme :

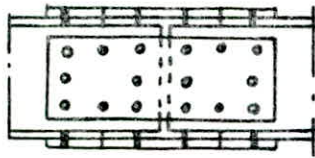
$$T = \sqrt{\left(\frac{F_y}{4}\right)^2 + \left(\frac{F_x}{4} + \frac{T_y}{4}\right)^2} + F_{Ty} = \sqrt{\left(\frac{4769}{4}\right)^2 + \left(\frac{1824}{4} + \frac{100}{4}\right)^2} + 217 = 1502 \text{ dan.}$$

La section résistante des boulons sera de :

$$A_r \gg \frac{1,54 \cdot 1502}{2400} = 0,96 \text{ cm}^2 \quad \text{ce qui correspond à un diamètre } \phi = 1,24 \text{ cm}$$

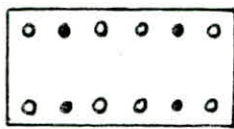
On prendra des boulons de diamètre  $\phi = 16 \text{ mm}$ , couramment utilisé.  
Le même diamètre sera pris pour les boulons des edisses d'âme.

Evaluation de l'épaisseur de la tôle :



Elle est donnée par la condition :

$$\sigma = \frac{N}{A_{nette}} \leq \sigma_e$$



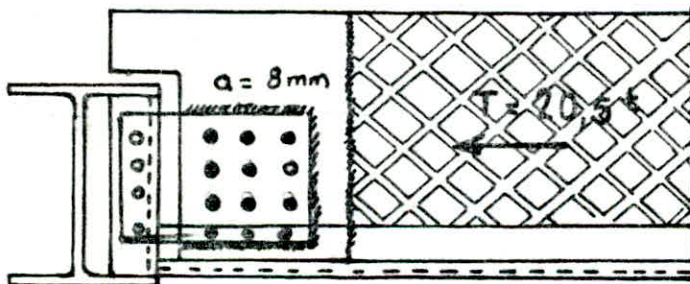
$$A_{nette} = b \cdot e - 2de$$

$$d = 1,6 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm.} \quad N = F_y.$$

$$e \gg \frac{F_y}{(b - 2d)\sigma_e} = \frac{4769}{(30 - 3,2)2400} = 10 \text{ mm.}$$

Pour des raisons constructives on prendra une épaisseur de 14 mm.

## 2. ATTACHE DE CONTINUITÉ DE LA PASSERELLE :



$$a = 8 \text{ mm}$$

$$ad = 7,2 \text{ mm.}$$

### 2.1. Soudure :

$$T \rightarrow \tau_{||} = \frac{T}{2lad}$$

La condition de résistance :  $1,34 \tau_{||} \leq \sigma_e$  ce qui donne

$$l \gg \frac{1,34 T}{2ad\sigma_e} = \frac{1,34 \cdot 20500}{2 \cdot 0,72 \cdot 2400} = 16 \text{ cm.}$$

$$l = l + 2ad = 17,3 \text{ cm} \quad \text{on prend } 20 \text{ cm.}$$

### 2.2. Epaisseur de la tôle :

$$\text{Largeur } l = 300 \text{ mm} \quad e_p = 10 \text{ mm.}$$

On doit effectuer la vérification suivante :  $\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_e$ .

$$\sigma = \frac{20500}{30 \cdot 1} = 683 < 2400 \quad \text{OK!}$$



### 2.3. Boulons:

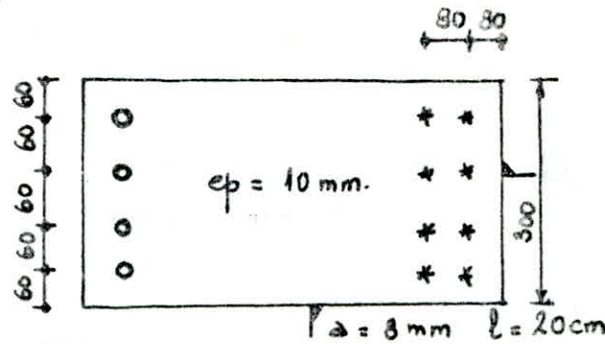
On déterminera le diamètre des boulons avec la condition suivante:

$$1,54 \frac{T}{n A_r} \leq \sigma_c$$

Avec  $n = 4$  boulons. et  $A_r = 0,8 \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}$

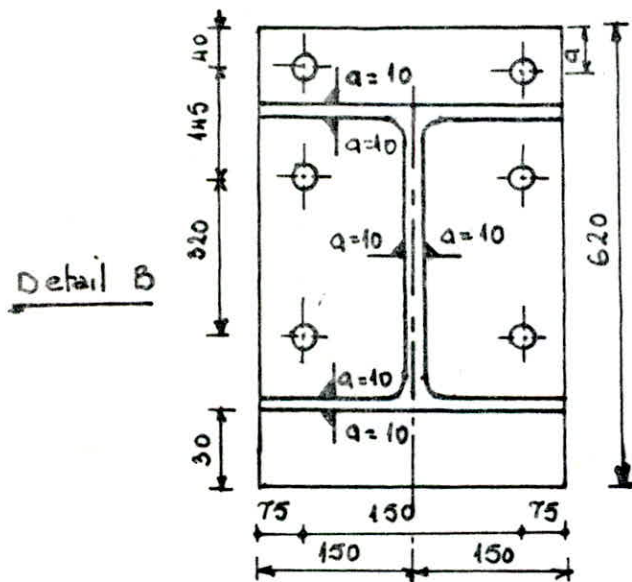
$$\phi \geq \sqrt{\frac{1,54 T}{0,8 \pi \sigma_c}} = \sqrt{\frac{1,54 \cdot 20500}{0,8 \cdot 3,14 \cdot 2400}} = 23 \text{ mm}$$

Donc 4  $\phi 24$



### 3. CONTINUITE . JARRET - TRAVERSE DU PORTIQUE:

#### 3.1. Schéma et efforts:



Le choix du diamètre des boulons et leur disposition est fait à l'aide d'un livre allemand intitulé stahl im hauchbau. en fonction du moment fléchissant sollicitant l'assemblage.

Le diamètre des boulons:  
 $\phi 27$  HR 10.9

On effectuera les vérifications nécessaires:

espacement entre boulons:

$S \leq 15 e_s$  Avec  $e_s$  étant l'épaisseur de la platine.

$S \leq 15 \cdot 30 \rightarrow S \leq 450 \text{ mm}$ .

On prend :

$S = 150 \text{ mm}$	horizontalement	} verticalement.
$S = 145 \text{ mm}$	boulons supérieurs	
$S = 320 \text{ mm}$	boulons inférieurs	

Aux bords de la platine:  $6 \cdot 30 \geq a \geq 1,5 \cdot 28$

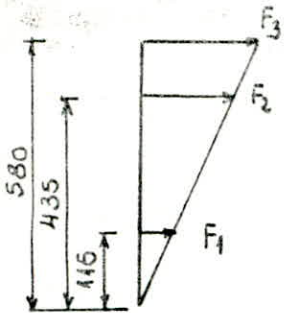
On prend  $a = 40 \text{ cm}$ .

Efforts:  $M = 36,655 \text{ t.m}$   $N = 8,743 \text{ t}$   $T = 16,320 \text{ t}$   
 $M = -5,170 \text{ t.m}$   $N = -1,735 \text{ t}$   $T = 1,929 \text{ t}$

effet de l'effort normal:

$$N^* = \frac{N}{N_b} = \frac{8,743}{6} = 1457 \text{ dan.}$$

effet du moment fléchissant:



En utilisant les relations suivantes:

$$M = \sum F_i d_i \quad \text{et} \quad \frac{F_i}{d_i} = \frac{F_3}{d_3}$$

On tire l'effort agissant sur le boulon le plus sollicité:

$$F_3 = \frac{M d_3}{\sum 2 d_i^2} = \frac{M d_3}{2 (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2)} = \frac{36,655 \cdot 58}{2 (58^2 + 43,5^2 + 14,5^2)}$$

$$F_3 = 19727 \text{ dan.}$$

effet de l'effort tranchant T: Il est repris par la tôle:  $T^* = \frac{T}{6}$

$$T^* = \frac{16320}{6} = 2720 \text{ dan.}$$

Donc Les efforts qui servent à la vérification des boulons sont:

$$N = N^* + F_3 = 1457 + 19727 = 21184 \text{ dan (Traction)}$$

$$T^* = 2720 \text{ dan.}$$

### 3.2 Vérifications:

$$T \leq 1,1 \varphi (N_o - N)$$

Avec  $\varphi = 0,45$  bonne préparation (recommandation sur les plans)

$$N_o = 0,8 A_r \bar{\sigma}_e \quad \text{Boulons HR 10.9} \quad \frac{\bar{\sigma}_e}{\bar{\sigma}_r} = 0,9 \quad \text{donc} \quad \bar{\sigma}_e = 0,9 \bar{\sigma}_r$$

$$1,1 \varphi (N_o - N) = 1,1 \cdot 0,45 (0,8 \cdot 3,14 \cdot (2,7)^2 \cdot 9 \cdot 10^3 - 21184) = 5837 \text{ dan}$$

$$5837 > 2720 \quad \text{Vérifié.}^4$$

$$N \leq 0,8 A_r \bar{\sigma}_e$$

$$0,8 \cdot 4,58 \cdot 9 \cdot 10^3 = 32976 \text{ dan.} > 21184 \text{ dan.} \quad \text{ok!}$$

2<sup>ème</sup> vérification: Avec:  $M = -5,170 \text{ t.m}$   $T = 1,929 \text{ t}$   $N = -1,735 \text{ t}$

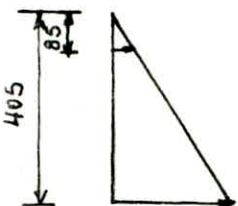
on obtient:  $F_3 = 6113 \text{ dan.}$

$$N^* = 289 \text{ dan} \quad T^* = 321,5 \text{ dan.}$$

$$N = 6113 + 289 = 6402 \text{ dan.} < 0,8 A_r \bar{\sigma}_e \quad \text{ok!}$$

$$1,1 \varphi (N_o - N) = 1,1 \cdot 0,45 (32976 - 6402) = 19492 \text{ dan}$$

$$321,5 < 19492 \quad \text{ok!}$$



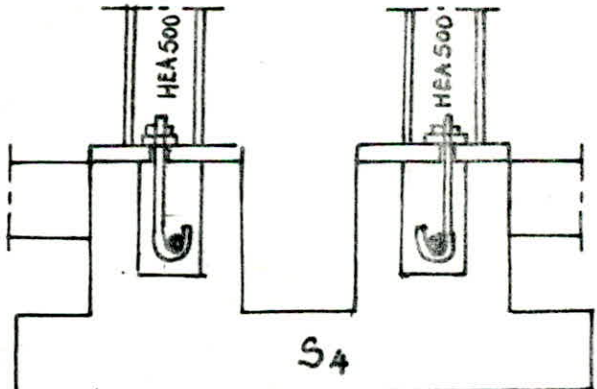
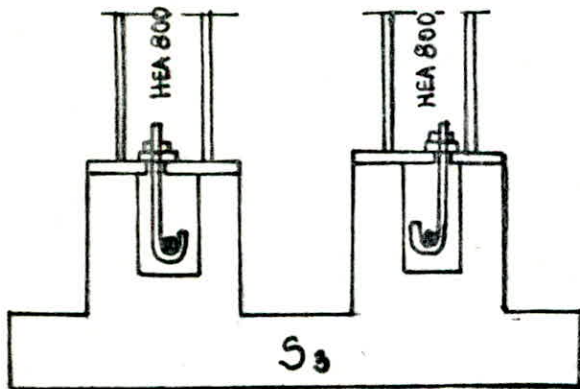
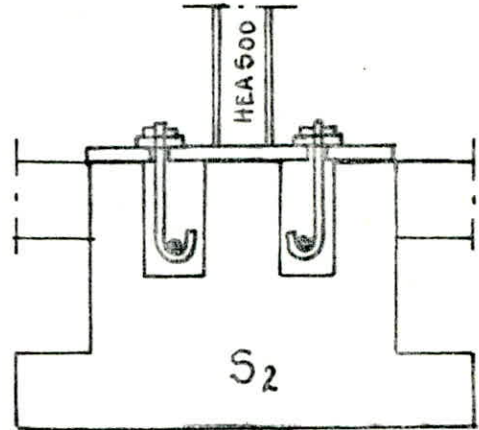
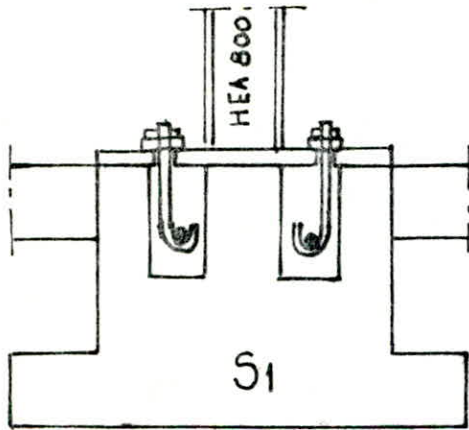
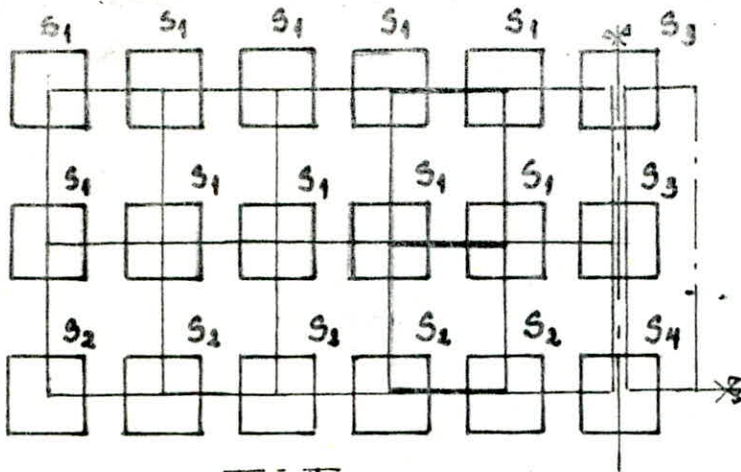
**F( )N( )LIT( )NS'**



# FONDATIIONS

## 1. INTRODUCTION :

L'ouvrage dispose de quatre types de semelles différentes représentées dans les schémas suivants.



Dans ce genre de problème il y a lieu d'analyser la reprise des efforts, de bien dimensionner les éléments et de suivre les recommandations du LNTPB sans toutefois que ce soit des avis obligatoires, il y a lieu de vérifier soit même certaines données accessibles par un calcul direct.

Il en est ressorti de l'analyse du LNTPB les conclusions suivantes:

- Les fondations sont à ancrer au plus à 1,50m de profondeur
- Le site est plat et ne présente aucun risque d'instabilité.

- La hauteur moyenne des pluies annuelle est de 650 mm.  
aucune trace de nappe phréatique n'a été décelé lors des fouilles opérées entre Septembre et Janvier.

- Le sol est constitué principalement d'argile brune marron à marron verdâtre, limoneuse, parfois sableuse.  
- L'essai au pénétromètre statique montre que les sols traversés sont homogènes avec toutefois quelques piques obtenus dans les graviers en concrétisation calcaire.  
Les résistances enregistrées sont de 20 à 40 kg/cm<sup>2</sup>, d'où l'on peut évaluer la résistance minimale moyenne :

$$q_a = \frac{R_p}{15} = \frac{20}{15} = 1,3 \text{ bars}$$

Caractéristiques du sol sont :

- Limite de liquidité :  $W_L = 41\%$
- indice de plasticité :  $I_p = 20,6\%$
- densité sèche apparente :  $\gamma_d = 1,70 \text{ t/m}^3$  (en moyenne)
- teneur en eau :  $w = 19\%$
- Degré de saturation  $S_r = 93\%$

Boite de Casagrande :  $C_u = 1,10$  et  $1,25$        $\phi_u = 3^\circ 5'$  et  $17^\circ 5'$

Essai triaxial :  $C_u = 0,100 \text{ bar}$        $\phi_u = 9^\circ 5'$

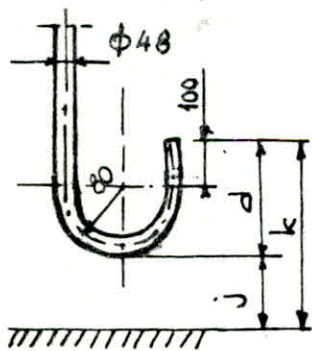
Essai de compression simple saturé :  $R_c = 0,346$  à  $3,4^\circ$ .

$C_u = 0,93 \text{ bars}$ .

Essai de compressibilité :  $C_c = 0,126$ .

## 2. DIMENSIONNEMENT DU FÛT :

Nous exposerons les calculs des semelles  $S_1$  et  $S_3$ , les autres seront donnés directement.



la profondeur de réservation est égale à

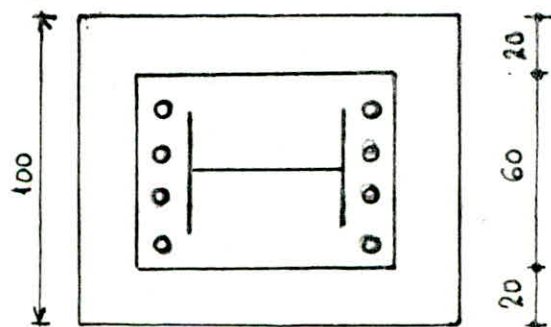
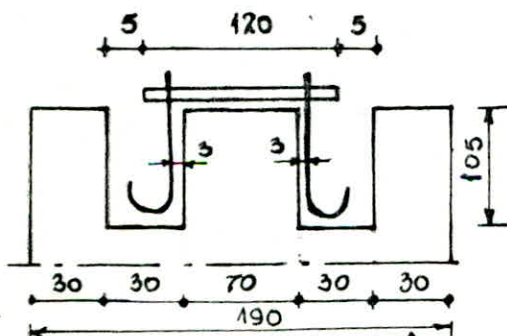
$$p = l + k$$

Avec  $k = d + j$

$$\text{et } d = 100 + \frac{48}{2}$$

J : le jeu à périmètre à la fig<sup>2</sup> soit 40mm  
donc  $k = 100 + 80 + 24 + 40 = 244 \text{ mm}$ .

$$p = 800 + 244 = 1044 \text{ mm} = 105 \text{ cm}$$



Les dimensions du fût sont de :

190 x 100



### 3. FERRAILLAGE DU FUT :

#### 3.1. Efforts :

$$M_1 = 94,637 \text{ t.m}$$

$$N_1 = 76,287 \text{ t.}$$

$$T_1 = 13,165 \text{ t.}$$

$$M_2 = 115,240 \text{ t.m.}$$

$$N_2 = 65,836 \text{ t.m.}$$

$$T_2 = 16,119 \text{ t.}$$

Avec les Combinaisons du CCBA :

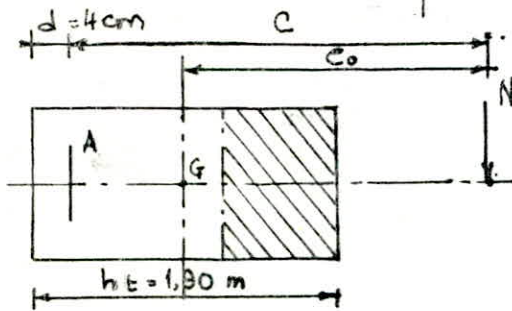
Avec les Combinaison du RPA :

#### 3.2. Ferrailage :

le fût est sollicité en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{94,637}{76,287} = 1,24 \text{ m} \quad e = \frac{h_t}{6} = \frac{1,90}{6} = 0,317 \text{ m}$$

$e_0 > e$  Section partiellement comprimée.



$$c = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 1,24 + \frac{1,90}{2} - 0,04$$

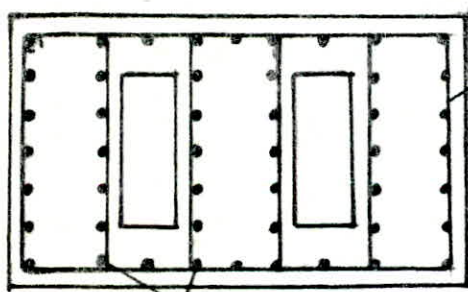
$$c = 2,15 \text{ m}$$

$$M = N \cdot c = 76,287 \cdot 2,15 = 164 \text{ t.m}$$

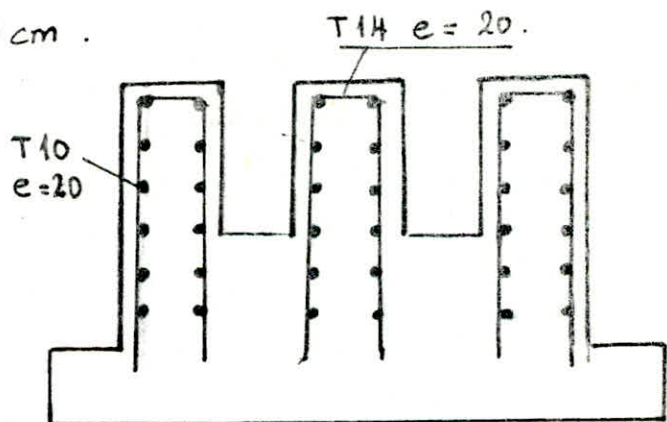
$$A_{Fc} = A_{Fs} - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$A_{Fc} = \frac{M}{\frac{\gamma}{8} h_t \cdot \sigma_a} - \frac{N}{\sigma_a} = \frac{164 \cdot 10^5}{\frac{1}{8} \cdot 186 \cdot 2800} - \frac{76 \cdot 287}{2800} = 8,75 \text{ cm}^2$$

Soit 7T14 espacés de 20 cm.

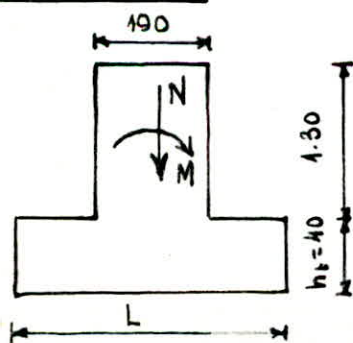


T14 e = 20



$$t \leq \frac{A_t \cdot \sigma_a \cdot \gamma}{T} = \frac{1,57 \cdot 2800 \cdot \frac{1}{8} \cdot 186}{16 \cdot 119} = 44 \text{ cm.} \quad t = e = 20 \text{ cm.}$$

### 4. FONDATIONS :



#### 4.1. Dimensions de la Semelle :

La largeur L de la semelle est déterminée en remplissant la condition exigée par le RPA Art 4.132

$$L'excetricité \quad e = \frac{M}{N} \leq \frac{1}{4} L$$

$$\text{efforts: } M = 94,637 \text{ t.m} \quad N = 76,287 \text{ t.}$$

$$T = 13,165 \text{ t}$$



Transmission des charges à la base de la semelle :

$$M = N_1 + T_1 (h_b + 1,30) = 94,637 + 13,165 \cdot 1,70 = 117,6 \text{ t.m}$$

$$N = N_1 + G$$

$$G = 1,9 \cdot 1,3 \cdot 2,5 + 0,4 \cdot L^2 \cdot \frac{1}{1,9} \cdot 2,5$$

$$N = 76,287 + G$$

$$N = 82,462 + 0,526 L^2$$

$$\frac{M}{N} = \frac{117}{82,462 + 0,526 L^2} \leq 0,25 L$$

On obtient l'inéquation :  $0,1315 L^3 + 20,616 L - 117 \geq 0$

Après résolution par itération on aura :  $L = 5,50 \text{ m}$ .

Donc les dimensions en plan de la semelle sont :  $5,50 \text{ m} \times 3,00 \text{ m}$

Vérification :

Poids propres :

Poids de la semelle	$G_s = 3,00 \times 5,50 \times 0,4 \times 2,5 = 16,5 \text{ t}$
Poids du fût	$G_f = 1,3 \cdot 1,9 \cdot 1 \cdot 2,5 = 6,175 \text{ t}$
Poids des terres	$G_t = (5,50 \cdot 3,00 - 1,90 \cdot 1) \cdot 1,3 \cdot 2,023$
	$G_t = 38,397 \text{ t}$

Avec  $\gamma_h = 2,023 \text{ t/m}^3$ .

L'effort normal agissant sur la base de la semelle est :

$$N = N_1 + G_s + G_f + G_t = 76,287 + 16,5 + 6,175 + 38,397 = 137 \text{ t}$$

$$\frac{M}{N} = \frac{117}{137} = 0,854 \text{ m} < \frac{L}{4} = \frac{5,50}{4} = 1,375 \text{ m}$$

#### 4.2. Contrainte admissible du sol : " $\bar{\sigma}_s$ "

On a une semelle isolée rectangulaire :

$$\bar{\sigma}_s = \gamma_h D + \frac{\rho \gamma_h N_q + \gamma_h D (N_q - 1) + 1,5 c' N_c}{F}$$

Avec :  $\rho = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{L})} = \frac{3,00}{2(1 + \frac{3,00}{5,50})} = 0,837 \quad L > B$

Avec :  $L' = L - 2e = 5,50 - 2 \cdot 0,854 = 3,792 \text{ m}$ .

$$\gamma_h = (1 + w) \gamma_d = (1 + 0,19) \cdot 1,7 = 2,023 \text{ t/m}^3 \quad D = 1,70 \text{ m}$$

Pour les valeurs de  $c'$  et  $\varphi$  on prendra la moyenne des valeurs données par les essais Consolidés drainés de la boîte de Casagrande. Soit :

$$c' = 1,15$$

$$\varphi = 15^\circ$$

Avec l'angle de frottement interne on tire les fonctions de portance :

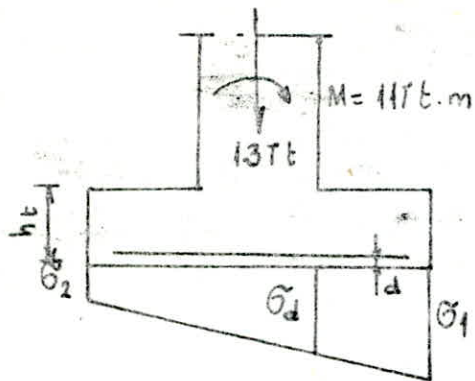
$$\left. \begin{array}{l} N_\gamma = 1,69 \\ N_q = 3,26 \\ N_c = 9,80 \end{array} \right\} \text{ (polycope Belazougi p. 48)}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2,023 \cdot 1,7 + \frac{0,837 \cdot 2,023 \cdot 1,69 + 2,023 \cdot 1,7 \cdot (3,26 - 1) + 1,5 \cdot 1,15 \cdot 9,8}{3}$$

en prenant comme coefficient de sécurité  $F = 3$ .

$$\bar{\sigma}_s = 1,19 \text{ daN/cm}^2$$

#### 4.3 Verification de la contrainte moyenne:



$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{LB} \pm \frac{GM}{BI^2}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{137 \cdot 10^3}{300 \cdot 5,50} \pm \frac{6 \cdot 117 \cdot 10^5}{300(5,50)^2}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,60 \text{ dan/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,06 \text{ dan/cm}^2 \end{cases}$$

Contrainte moyenne:

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \frac{0,06 + 3 \cdot 1,6}{4} = 1,2 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma(A/4) \approx \bar{\sigma}_s$$

Les dimensions de la semelle sont bonnes.

#### 4.4. Hauteur de la semelle:

La hauteur de la semelle est conditionnée par le cisaillement:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Avec} \quad \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$z = \frac{I}{8} h \quad d = c + \frac{\phi}{2} = 4 + 1 = 5 \text{ cm}$$

$$z \geq \frac{T}{1,15 \bar{\sigma}_b \cdot b} \quad \text{ou} \quad h \geq \frac{8T}{7 \cdot 1,15 \bar{\sigma}_b \cdot b}$$

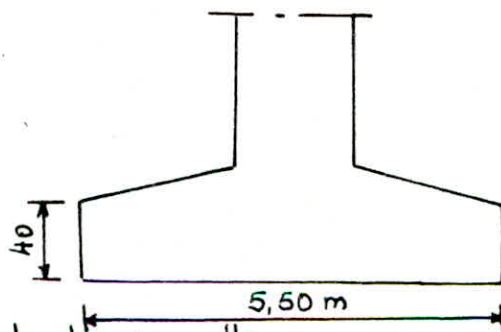
$$T = \left[ \sigma_d \cdot 180 + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_d) \cdot 180 \right] \cdot 100 = (1,096 \cdot 180 + \frac{1}{2} (1,6 - 1,096) \cdot 180) \cdot 10^2 =$$

$$T = 24,264 \text{ t} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ dan/cm}^2$$

$h \geq 40 \text{ cm}$ . Le choix précédent est justifié

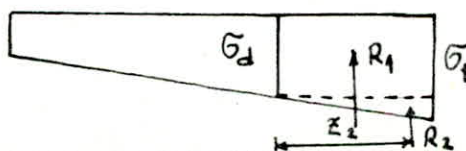
cependant pour la raidir on prendra 70 cm au niveau du fût

La conception finale sera:



#### 4.5. Ferraillage de la semelle:

Le ferraillage de la semelle sera fait par la méthode des consoles.



$$R_1 = 180 \cdot 300 \cdot \bar{\sigma}_d$$

$$z_1 = 0,90 \text{ m}$$

$$R_2 = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_d) \cdot 180 \cdot 300$$



#### 4.6 Vérification de l'adhérence:

cette vérification justifie la nécessité ou non des crochets, elle consiste à vérifier que :

$$\phi_L \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} L \quad \text{Dans le sens de la grande largeur}$$

$$\phi_B \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} B \quad \text{Dans le sens de la petite largeur}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_d = 1,25 \Psi^2 \bar{\sigma}_b$        $\Psi_d = 1,5$  (HA)       $\phi_L = \phi_B = 1,4 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 (1,5)^2 \cdot 5,9$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ dan/cm}^2 \quad L = 550 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_d = 16,6 \text{ dan/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ dan/cm}^2 \quad B = 300 \text{ cm}$$

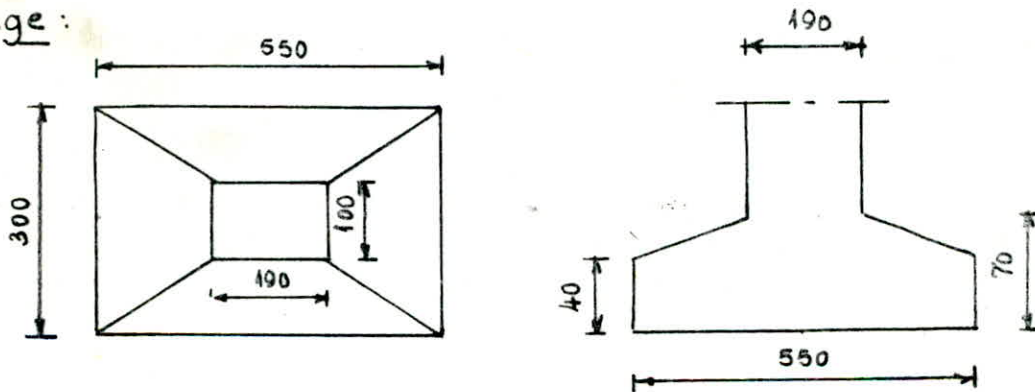
$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} L = \frac{16,6}{2800} \cdot 550 = 3,3 \text{ cm} > 1,4 \text{ cm} \quad \text{ne nécessitent pas de crochets}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} B = \frac{16,6}{2800} \cdot 300 = 1,8 \text{ cm} > 1,4 \text{ cm} \quad \text{ne nécessitent pas de crochets}$$

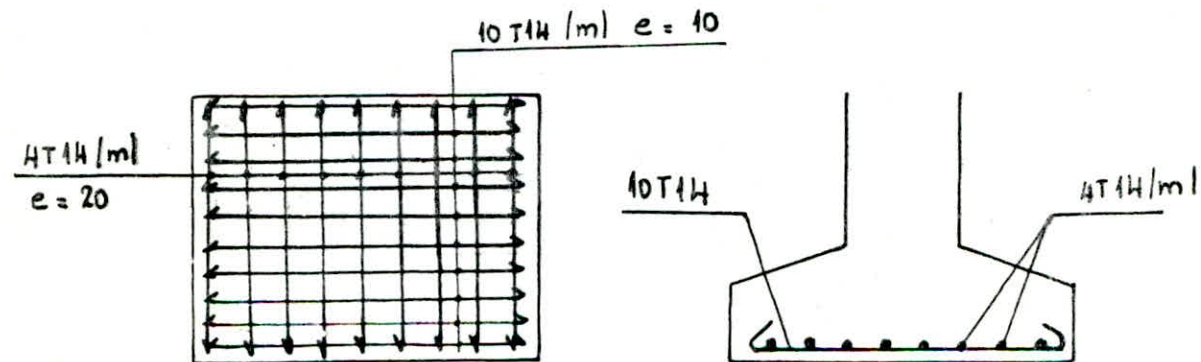
Malgré que les armatures ne nécessitent pas de crochets mais on mettra des crochets de principe à 45°.

#### Conclusion:

#### Coffrage:



#### Ferrailage:



### 5. TASSEMENTS:

#### a. Tassements immédiats:

Les tassements immédiats sont donnés par la formule de Boussinesq qui est :



$$\Delta H_I = \frac{\bar{\sigma}_3 (1-\nu^2) B I}{E}$$

Avec:  $E = 120 \text{ bars} = 122 \text{ dan/cm}^2$  module d'élasticité du sol  
 $\nu = 0,5$  Coefficient de poisson.  
 $B$ : dimension de la semelle.  
 $I$ : Coefficient d'influence.

Dans notre cas toutes les semelles sont identiques et de mêmes dimensions  $5,50 \times 3,00 \text{ m}$   
 Les tassements immédiats au niveau de chaque semelle seront donc les mêmes.

Le Coefficient d'influence  $I$  est tiré du tableau VI p. 146 du Cours de MDS Costet - Sanglerat. tome 1. en fonction de la forme de la semelle et du rapport de dimension  $\frac{L}{B}$  et du point où l'on veut évaluer le tassement.

$$\frac{L}{B} = \frac{5,50}{3,00} = 1,83 \approx 2$$

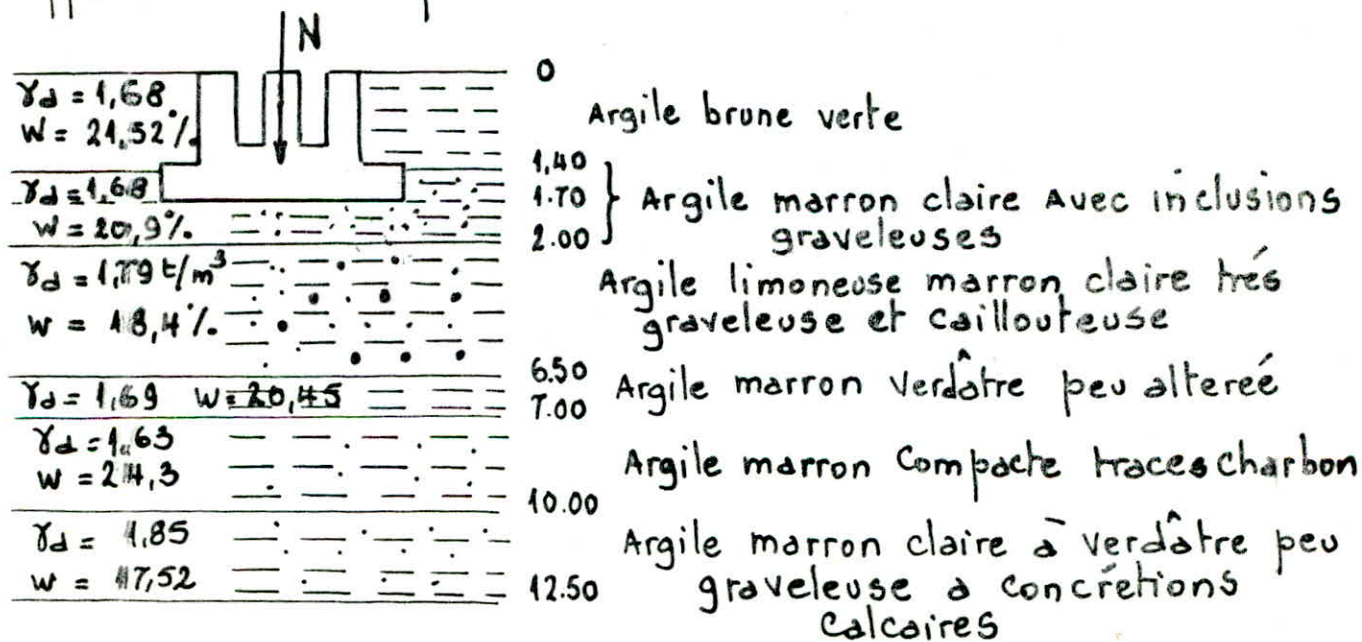
tassement au centre de la semelle: }  $I = 1,53$

$$\Delta H_I = \frac{1,19 \ 300 (1-0,5^2)}{122} \cdot 1,53 = 3,35 \text{ cm.}$$

### b- Tassements de Consolidation primaire:

On fera un calcul œdométrique à partir des essais réalisés sur les échantillons prélevés dans le sondage 1.

On préconisera des fondations superficielles isolées ancrées dans la couche d'argile marron claire, cette couche présente de meilleures caractéristiques géotechniques par rapport à la couche qui la surmonte.



Les tassements de consolidation primaire pour un sol multicouche sont évalués par la relation suivante:

$$\Delta H = \sum H_i \frac{C_{ci}}{1+e_{oi}} \log \frac{\sigma_{oi} + \Delta \sigma_i}{\sigma_{oi}} \quad \text{si } \sigma_c < \sigma_o$$

Les valeurs de  $C_{ci}$  et  $e_{oi}$  sont lues sur les courbes oedometriques du sondage  $S_1$ .

$\sigma_{oi}$  étant la contrainte effective calculée au centre de la couche  $i$   
 $\Delta \sigma_i$  étant la contrainte supplémentaire apportée par le poteau  $i$

On exposera le calcul des tassements d'une seule file de semelles celle du portique le plus sollicité sous forme de tableau.

Avec :  $\gamma_h = (1+w) \gamma_d$        $\sigma_{oi} = \sum \gamma_h \cdot h_i$

$\Delta \sigma_i = 4 \cdot \frac{N_i}{3} \cdot I_i$        $\sigma_o : S = 5,50 \times 3,00 = 16,50 \text{ m}^2$

$N_i$ : effort normal agissant sur le poteau  $i$   
 $I_i$ : Coefficient d'influence  $I_i \left( \frac{z_i}{B}, \frac{L}{B} \right)$

Les valeurs de  $I$  sont lues sur l'abaque de la figure III.8 p.104 [Castet-Sanglerat tome 1] en fonction de  $\frac{z_i}{B}$  et  $\frac{L}{B}$

$z_i$  étant la profondeur comptée de la base de la semelle au centre de la couche  $i$  considérée.

Profondeurs $z_i$ [m]	épaisseur de la couche $H$ [m]	$\sigma_o$ [t/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [t/m <sup>2</sup> ]	$e_o$	$C_c$	$I$ [ $\frac{L}{B} = 1,83$ ]
$z_1 = 1,85$	0,30	3,77	3,7	0,574	0,170	0,24
$z_2 = 4,25$	4,50	8,44	3,1	0,510	0,100	0,144
$z_3 = 6,75$	0,50	13,72	2,5	0,593	0,118	0,112
$z_4 = 8,50$	3,00	17,275	3,5	0,740	0,172	0,075

Calcul des tassements de consolidation primaire :

Prof: $z_i$	$\Delta \sigma$ [t/m <sup>2</sup> ]	$\Delta H$ [cm]	$\Delta \sigma$	$\Delta H$ [cm]	$\Delta \sigma$	$\Delta H$ [cm]	$\Delta \sigma$	$\Delta H$ [cm]	$\Delta \sigma$	$\Delta H$ [cm]
1,85	4,438	1,09	4,550	1,11	1,379	0,44	4,382	1,09	3,946	1,00
4,25	2,663	3,55	2,730	9,63	0,827	1,21	2,629	3,51	2,367	3,20
6,75	2,071	0,23	2,124	0,23	0,643	0,07	2,045	0,22	1,841	0,20
8,50	1,387	0,99	1,422	1,02	0,431	0,32	1,370	0,98	1,233	0,89
$\Sigma \Delta H_i$		5,86		5,99		2,04		5,80		5,29
		+ 3,35		+ 3,35		+ 3,35		+ 3,35		+ 3,35



## Conclusion :

Les tassements finaux sont :

$$\begin{aligned} \text{Semelle } D_3 : \Delta H_T &= 5,86 + 3,35 = 9,21 \text{ cm.} \\ H_3 : \Delta H_T &= 9,34 \text{ cm} \\ -L_3 : \Delta H_T &= 5,39 \text{ cm} \\ Q_3 : \Delta H_T &= 9,15 \text{ cm} \\ U_3 : \Delta H &= 8,64 \text{ cm} \end{aligned}$$

Les tassements sont légèrement importants, mais un ouvrage de telle importance les tassements différentiels sont plus prépondérants ; dans notre cas ils sont de l'ordre de 4 cm sur une portée de 24 m :

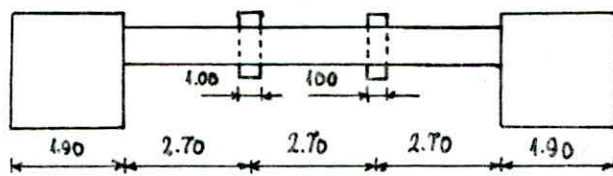
Sanglerat et Costet préconise de limiter les tassements différentiels à :

$$\frac{l}{600} = \frac{2400}{600} = 4 \text{ cm. donc ils sont admissibles.}$$

## 6. LONGRINES :

### 6.1. Introduction :

Les Longrines ont une portée de 10,10 m, qui est importante, pour la réduire on disposera en dessous deux plots de 1,00 x 0,50 x 0,80

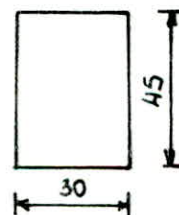
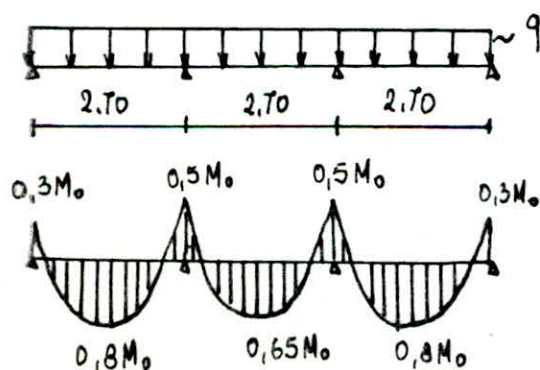


Les Longrines sont à ferronner soit :

- .Avec les efforts directement appliqués.
- .Avec le 10<sup>e</sup> de l'effort normal agissant sur le poteau.

Le rôle principal des longrines est d'éviter l'affaissement des portiques et de relier les fûts entre eux pour former une structure solidaire.

### 6.2. Schema statique et efforts :



$q$  : étant la charge due au poids de la maçonnerie reposant sur la longrine et sa son poids propre

$$q = 0,3 \cdot 12 + 0,30 \cdot 0,45 \cdot 2,5 = 3,938 \text{ t/ml}$$

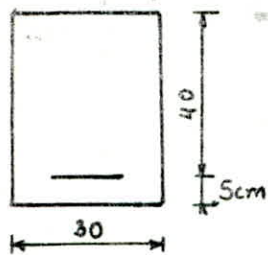


$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{3,938 (2,7)^2}{8} = 3,588 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 2,87 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 1,794 \text{ t.m}$$

### 6.3. Ferrailage:



$$M = 2,87 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_t}{\gamma \bar{\sigma}_a} = \frac{2,87 \cdot 10^5}{\frac{1}{8} \cdot 40 \cdot 2800} = 2,03 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T14$$

$$A_a = \frac{M_a}{\gamma \bar{\sigma}_a} = \frac{1,794 \cdot 10^5}{35 \cdot 2800} = 1,83 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T12$$

Cependant le RPA exige un minimum de 4T14 pour toute la section, donc il y a lieu de prendre 2T14 au lieu de 2T12.

Espacement des cadres:

$$t < \max \begin{cases} t_1 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\right) h \\ t_2 = 0,2 h \end{cases}$$

$$T = \frac{q l}{2} + \frac{2 \cdot 0,5 M_0}{l} = \frac{3,938 \cdot 2,7}{2} + \frac{3,588}{2,7} = 6,645 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot \gamma} = \frac{6645}{30 \cdot 35} = 6,33 \text{ dan/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 5,9 \text{ dan/cm}^2$$

$$t_1 = 40 \left(1 - 0,3 \frac{6,33}{5,9}\right) = 27 \text{ cm}$$

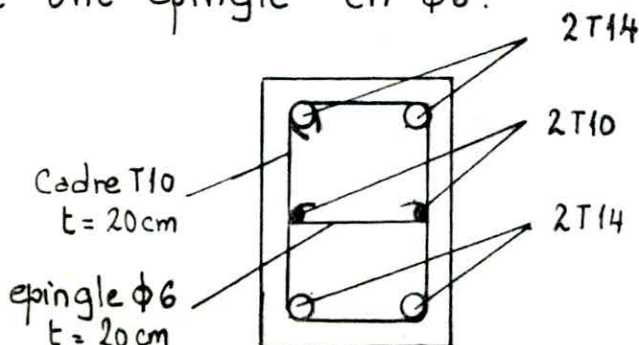
$$t_2 = 0,2 \cdot 40 = 8 \text{ cm}$$

donc  $t < 27 \text{ cm}$ . on prendra  $t = 20 \text{ cm}$ .

$$A_t \geq \frac{T t}{\gamma \bar{\sigma}_a t} = \frac{6645 \cdot 20}{35 \cdot 2800} = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ soit un cadre T10}$$

Donc on disposera 5 cadres T10 par mètre.

Pour se prémunir des risques de compression on disposera au milieu de la section 2T10 comme armature de peau. liés avec une épingle en  $\phi 6$ .



# BIBLIOGRAPHIE

Les règles : CM 66 NV 65 CCBA 68 RPA 81 DIN 4114  
Le règlement suisse sur les voies de roulement.

CALCUL PRATIQUE DES STRUCTURES METALLIQUES  
Michel Levert edition CTC

CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES SOUMISES AUX SEISMES  
M. Daoudi M. RILI A. Sahi edition OPU

CHARPENTE METALLIQUE  
T. Chiorean edition ENPA

AIDE MEMOIRE DU TECHNICIEN  
Leroy edition Eyrolles

ETUDE DES OUVRAGES EN CHARPENTE METALLIQUE  
Bureaux d'étude Drouet

GUIDE PRATIQUE DE CHARPENTE METALLIQUE  
R. DAUSSY edition Eyrolles

STAHL IM HOCHBAU

REVUES CTICM

AIDE MEMOIRE RDM . BA edition Dunod

COURS DE BETON ARME . Tome 2  
M. Belazougui edition OPU

COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS  
J. Costet G. Sanglerat edition Dunod

MANUEL STRESS  
Perkin . Elmer

CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONES SISMIQUES  
Capra . Davidovici edition Eyrolles

