UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Génie Civil

THESE DE FIN D'ETUDES

PISCINE COUVERTE

(en construction mètallique)

Proposée par :

M.M. BALACHOV
MARTINOV
CHACHKINE

Etudiée par :

BOUARROUDJ

Promotion 1974

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Génie Civil

THESE DE FIN D'ETUDES

PISCINE COUVERTE

(en construction mètallique)

Proposée par :

M.M. BALACHOV

MARTINOV

CHACHKINE

Etudiée par :

BOUARROUDJ

Promotion 1974

JE DEDIE CETTE THESE A :

1 MES PARENTS

MES FRERES ET SOEURS

MES AMIS ET TOUS CEUX QUI ME SONT LES PLUS CHERS

TOUS LES PROFESSEURS QUI ONT CONTRIBUES A MA FORMATION D'INGENIEUR

M.M. BALACHOV ,CHACHKINE

M. MARTINOV POUR SON AIDE ET CES CONSEILS TRES PRECIEUX

M. MEROUANI PROFESSEUR A L' E.N.P.A.

/ SOMMAIRE /

--------------------oooooooooooOOOOOOOOOooooooooooooooo66666----

/ PROJET DE CONSTRUCTION METALLIQUE /

/ PISCINE COUVERTE /

GENERALITES :

La piscine fait partie d'1complexe sportif compre -enant une piscine à ciel ouvert ,des stades puur sport collectif etc... Nous avons etabli le plan d'architecture en se referant au "MONITEUR" (complexes socio-educatif) . La cuve a puor dimension :

Largeur : 12,5 m

Longueur : 25 m

La surface totale du batiment doit être au moins egale au double de la surface du plan d'eau :

Surface du plan d'eau : $S = 12,5 \times 25 = 312,5\ m^2$

Surface totale 625 m^2 .

Nombre de personnes pouvant acceder à la plage :

$N = 312$ à 315

A l'interieur de la piscine couverte nous avons prevu un etage :

Au rez de chaussee :

-Nombre de cabines 74 (pour homme et femme)

- 2 vestiaires equivalent à 20 cabines

-Nombre de douches 16

(8 pour les hommes et 8 pour les femmes)

-Nombre de porte habits N = 315

-Toilettes - hommes 1WC + 2 urinoires

- dames é 2WC

Nous avons prevu en plus :

Une infirmerie placée dans une position permetant l'evacu -aation rapide .

Un local pour le materielle de de la piscine

Au premier etage :

Nous avons prevu une salle de reunion qui servira aussi de salle de conference .

Direction administrative .

Un restaurant .

DISPOSITIONSCONSTRUCTIVES :

L'inclinaison de la toiture 0,5% ; toiture en TN 40 munie de couches isolatrices .

La façade principale est prevue pour permetre un bon eclairage de la piscine ;le bardage est en plastique translucide ,àla partie sup--erieure on prevoit une aeration de 1,6 de hauteur et sur toute la longueur .

Les autres façadesx sont en briques de 20 cm.

Solution ossature treullis.

Prescription speciale : le poteau de la façade principale est en treuillis tubulaires , en arc de cercle .

Nous avons supposées pour le besoin du calcul qu' on a un bon sol 5 daN/cm²

Geometrie du batiment :

Longueur du batiment	=	48 m
Largeur " "	=	24 m
Hauteur libre	=	7,4 m
Hauteur totale	=	10 m

Chapitre I DETERMINATION DES CHARGES

DETERMINATION DES CHARGES

1°) CHARGES PERMANENTES (Estimation)

Couches isolatrices:

3 couches de carton bitumé 15 Kg/m²

1 couche calorifugée (épaisseur 25 cm) 30Kg/m²

T N 8 Kg/m²

Pannes 8 Kg/m²

Contreventement 5 Kg/m²

Poteaux 10 Kg/m²

Le poids propre de la ferme est donné par la formule empirique :

$$Q = \left[\left(4 - \frac{L}{10} \right) + PL \frac{\sqrt{L}}{100R} \right] Le$$

Avec

L / portée de la ferme e: espacement des fermes

P : poids de la couverture au m²

R : 0,5 coefficient de travail du metal

Ce qui nous donne :

$$q = \frac{Q}{L.e} \quad Kg/m^2$$

$$q = 19 \ Kg/m^2$$

D'ou la charge due au poids propre:

$$P = 15 + 7,5 + 8 + 8 + 5 + 19 = 62,5 \quad Kg/m^2$$

2°) DETERMINATION DES SURCHARGES CLIMATIQUES /

2.1°) NEIGE/

Region de neige (defini par les régles de surcharges climatiques en Algerie) ; altitude H inf à 200 m

Nn = 20 Kg/m² (en neige normale)

Ne = 20.1,67 = 33,4 Kg/m² (en neige extrème)

H inf à 200 m nous donne Me = Mn = 0

L'inclinaison de la toiture étant inferieure à 25° S= 1

La toiture ne presentant pas de singularités R = 1

On aura finalement

Nn = 20 Kg/m²

Ne = 34 Kg/m²

2.2°) VENT /

Les régles à appliquer sont les regles complètes pour la determination des pressions dynamiques de base ,nous avons utilisé le tableau pour l' ALGERIE .

Ainsi nous obtenons:

REGION de vent Zone II Site exposé

La hauteur du batiment h est inferieure à 10 m on peut prendre directement la pression dynamique de base:

En normal Pvn = 71 daN/m²

En extreme Pve =71X1,75 = ~~1,24~~ 124 daN/m²

Le site etant exposé Ks = 1,3

Dans le calcul des pressions dynamiques de base à prendre en compte dans les calculs on distinguera deux cas:

1°- aeration ouverte

2°- aeration fermée

2.2.1- Etude du premier cas

AERATION OUVERTE

LEs 3 autres parois ont une permeabilité 5 doncellessont considerées comme fermées;

La façade principale ayant une aeration aura donc pour permeabilité:

$$u = \frac{S_o}{St}$$

So surface ouverte

St surface fermée(totale)

u(%) = 16,7 partiellement ouverte.

Donc la façade principale aune permeabilité $5 \leq u \leq 35$ sera concidérée comme partiellement ouverte

2.2.1.1 ~~CALCUL DES COEFFICIENTS DE PRESSIONS~~ CALCUL DES COEFFICIENTS DE PRESSIONS=

Le vent ne traverse pas la construction

1- Action exterieure

- parois face au vent: parois verticales Ce = + 0 , 8
- parois sous le vent Ce = - (1,3 γ_o -0,8)

La construction repose sur le sol.

Calcul de

$$\lambda a = \frac{h}{a} = \frac{9,2}{48} = 0,192$$

$$\lambda b = \frac{h}{b} = \frac{9,2}{24} = 0,38$$

-Pour un vent normal à la grande face:

$\lambda a < 0,5$ et $\lambda b = 0,38$

ce qui nous donne $\gamma_o = 0,93$

-Pour un vent normal à la petite face:

b 1 et a =0,192 d'ou =0,84

Determination par l' abaque (R III 5)

$\lambda b < 1$ et $\lambda b = 0,392$ d' ou $\gamma_o = 0,84$

Determination par l'abaque (R III 5)

2ACTIONS INTERIEURES:

Trois parois fermées ainsi que la toiture $u < 5$ lafaçade principale est partiellement ouverte $u = 16,7$.

On fait une interpolation entre $u = 5$ et $u = 35$car on a $u = 16,7$, on se referera à l' exemple traité dans l' annexe 5 (exemple 5.3) . Sachant que $\gamma_o = 0,93$

- POUR $u \leq 5$ completement fermé

surpression $Ci = + 0,6 (1,8 - 1,3\gamma_o)$

derpression $Ci = - 0,6 (1,3 \gamma_o -0,8)$

Ce qui nous tout calcul fait: - surpression $Ci = + 0,354$
-depression $Ci = -0,354$

- 3parous fermées $u < 5$ et une paroi ouverte $u > 35$

Lorsque la paroi ouverte est au vent:

. surpression: $Ci=0,8$ sur les faces interieures des parois de permeabilité $u < 5$ y compris le versant de la toiture.

.depression $Ci = - 0,6(1,3\gamma_o - 0,8)$ sur la face inter--ieure de la paroi de permeabilité $u > 35$ ce qui donne CI = -

$Ci = - 0,246$

Lorsque la face ouverte est sous le vent:

on distingue 2 cas:

- l'autre grande face au vent: avec $\gamma_o = 0,93$

on aura unedepression $Ci =- (1,3 \gamma_o -0,8)$sur la face inter -ieure des parois de permeabilité $u < 5$ y compris les versants de la toiture $Ci = -0,41$

et unesurpression $Ci = +0,6(1,8 -1,3\gamma_o)$ sur laface interieure de la paroi de permeabilité $u > 35$ $Ci = +0,354$

-UNedespetites faces est au vent:

donc $\gamma_o = 0,84$

depression $Ci = - (1,3 \gamma_o -0,8) = - 0,29$

surpression $Ci =+ 0,6(1,8 - 1,3 \gamma_o) =+ 0,426$

LA combinaison des differents cas que nous venons d' etudier, c'est à dire de constructions fermées et ouvertes nous donnera lescoefficients Ci d'une construction partiellement ouverte;

2.2.2 Etude du deusième cas

Aeration fermée

Dans ce cas toutes les parois ont une permeabilité $u \leqslant 5$

On applique soit une surpression de $Ci = +0,6(1,8 - 1,3\,\gamma_0)$

soit une depression de $Ci = -\,0,6(1,3\,\gamma_0 - 0,8)$

Cequi nous donne pour differents cas de vent:

Cas de vent 1

Sachant que $\gamma_0 = 0,93$

CI = + 0,354

Ci = - 0,354

Cas de vent 2

$\gamma_0 = 0,93$

Ci = + 0,354

Ci = -0,354

CAS de vent "3

$\gamma_0 = 0,84$

Ci =0,424

Ci = - 0,175

2.2.3 - ~~R~~EDUCTION ET MAJORATION

1°) Reduction

a)-Surfaces non abritées par d'autreconstructions,pas d'effet de masque ce qui nous donne $m = 1$ (NV page 59)

b)-Effet de dimensions R III 1,232 page 63

La plus petite dimensionofferte au vent est celle de la panne qui a pour longueur $l = 6m$.

La hauteur de notre batiment est inferieure à 30 m ,sur l'abaque , de la page 63 RIII 2 on determine le coefficient de reduction relatif à la panne

$$\delta(\text{panne}) = \delta(6) = 0{,}86$$

2°) Majoration

Pour tenir cmpte de l' effet des actions parallèles à la direction du vent , les pressions dynamiques normales servent au calcul de l' a action d' ensemble sont majorées par: β

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

τ : coefficient de pulsation determiné en fonction dela côte H dans notre cas H inferieure à 10 m d'ou:

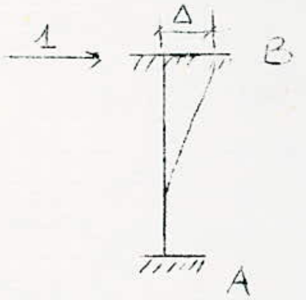
$$\tau = 0{,}36$$

θ : $= 0{,}7$ construction dont Hs inferieure à 30 m Hs côte du sommet

ξ : coefficient de reponse en fonction de la période T

La periode de l'element est determinée comme suit :

Du faite qu 'on a un bon terrain on prevoit un encastrement du poteau



$$\Delta = \frac{h}{12\,EI}$$

sachant que la periode est donnée a l' annexe:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{P \times \Delta}{g}}$$

Evaluation de P : le calcul sera effectué en extreme, du faite quenormal ce n'est defavorable

$$P = Gp + \tfrac{1}{2}\,Ne$$

Gp : charge permanente

$$Gp = 15 + 7{,}5 + 8 + 8 + 5 + 19 = 62{,}5\ \text{Kg/m}^2$$

$P = 62,5 + \frac{1}{2}(33,4) = 95,9\ Kg/m^2$

D4ou P(Kg? = 6329,4 Kg

D'apres le dimentionement qu'on effectué en premiéreapproximation on a pris un HEA 400 dont son inertie est : $I_x = 45070\ Cm^4$

La hauteur du batiment(hauteur du poteau) h = 7,4 m

Le module d' elasticité pour l'acier est : $E = 2,1;10^6\ Kg/Cm^2$

D'ou :

$$\Delta = \frac{(7,4)^3 \cdot 10^6}{12.2,1.10^6\ 45070} = 2,98.10^{-4}\ Cm/Kg$$

La valeur de la periode est :

$$T = 2.\pi \sqrt{\frac{6329,4.\ 2,98.\ 10^{-4}}{981}} = 1,2\ s$$

ON utilise l'abaque RIII 3 pour nous permetre de determiner le coef--ficient de reponse $\xi = 1,5$

D' ou finalement:

$$\beta = 0,7(1 + 0,36.\ 1,5) = 1,078$$

Les surcharges de vent normal sont majoré par le coefficient 1,078.

Pour les surcharges extrèmes du vent on majorera par :

$(0,5 + \frac{1}{2}\theta) = (0,5 + \frac{1}{2}\ 0,7)$ (NV page 85)

Remarquons que ce coefficient de majoration est moins egal à l'unité

et vu que 0,85 . 1,078 inferieurà à 1

Donc il n' y a pas de majoration à prendre en compte dans le cas des surchages extrèmes ;

2.2.4. PRESSIONS DYNAMIQUES A PRENDRE EN COMPTE DANS LE CALCUL

1. EN normal :

$qn = Vn\ \delta\ \beta\ m$

$qn = 93,15 \cdot 0,86 \cdot 1,078 \cdot 1 = 86,36\ daN/m^2$

$qn = 86,36\ DaN/m^2$

2. En extreme :

$qe = 140\ daN/m^2$

Verification

30 INF à qn INF à 170 daN/m²

52,5 INF à qe INF à 297,5daN/m²

Chapitre II CALCUL STATIQUE

1°- CALCUL STATIQUE DE L'OSSATURE DE LA PISCINE

1.1. Calcul du portique

Lepoteau incliné de la façade principahe etant articulé à ces deux extremités, de plus ce poteau est en treuillis,en forme d'arc de cercle donc il une inertie variable. DE ce faite,il nous compliquerale calcul. Ainsi dans notre calcul , ce poteau icliné est remplacé par un appui simple ,tous les efforts trasmis par le poteau àla ferme seront considerés La ferme ayant une hauteur de 1,8 à 2 m , cette hauteur est due surtout aux conditions imposées par le local .

Pour cela la ferme ne sera pas considerées comme infiniment rigide , elle sera remplacée par une poutre à âme pleine et ayant la mêm e inertie

Remarque:

Sous la charge du vent ,la ferme peut être considerée comme infiniment rigide,ce qui simplifie encore les calcul,mais on preferé faire plus exatement.

1- Inertie du poteau

Un predimentionement nous donne

$$h = \frac{H}{15} \quad \text{à} \quad \frac{H}{20}$$

La hauteur du poteau : $H = 7,4$ m

Cequi nous donne en première approximation $h = 40$ Cm

Ce qui correspond à HEA 400 il pour inertie: $I_x = 45070 Cm^4$

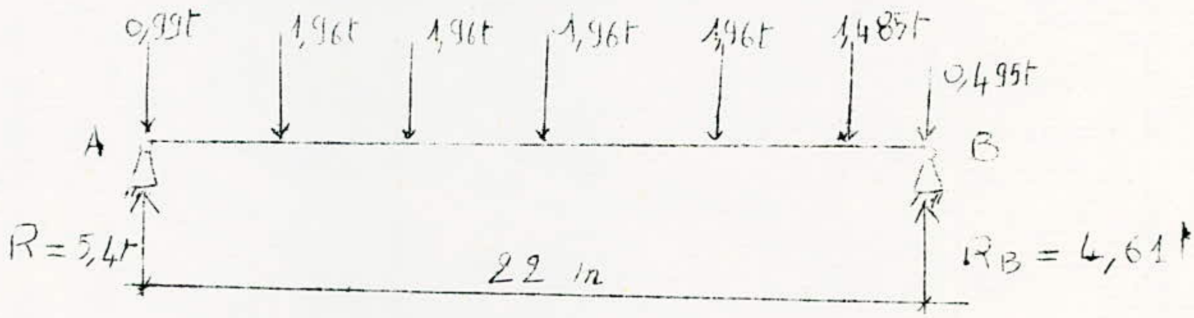
2 -Inertie de la ferme

Charge permanente; $G_p = 19 + 16 + 7,5 + 8 + 8 + 5 = 62,5 Kg/m^2$

SURcharge de neige $N_n += 20 Kg/m^2$

$$q' = \frac{4}{3} \cdot 62,5 + \frac{3}{2}\, 20 = 113,33 \ Kg/m^2$$

On considere la ferme comme une poutre à âme pleine sur deux appuis simples soumise à des charges concentrées transmises par les pannes.



D'ou $q = 113,33 . 6 = 680 Kg/ml$

Le moment maximum:

$$M_{max} = 41,5 \text{ t.m}$$

La hauteur de la ferme etant h = 1,8 m

Calculons les efforts N_m^s et N_m^i agissant dans les membrures superieures et inferieures qui sont egaux à :

$$N_m^s = N_m^i = \frac{M_{max}}{h} = \frac{41,5}{1,8} = 23 \text{ t}$$

La section de la membrure superieure:

$$A_m^s = \frac{K.N_m^s}{e} = \frac{1,25.23.10^3}{2400}$$

$$A_m^s = 12 \text{ Cm}^2$$

Section de la membrure iferieure :

$$A_m^i = \frac{N_m^i}{e} = \frac{23.10^3}{2400} = 9,6 \text{ Cm}^2$$

Finalement on aura le moment d' inertie de la ferme donné par la fomule

$$I_f = K \left[A_m^s \, (V_m^s)^2 + A_m^i \, (V_m^i)^2 \right]$$

~~K~~

K ÷ 0,7 à 0,8 K: depend de la pente de la toiture et de l'effet des barres de triangulation.

Les inerties propres des membrures superieure et infferieureont etes negligligées.

Calcul de V_m^s et V_m^i

Calculons le moment statique

par rapport à l'axe O'O'

$S_{o'o'} = A_m^s .h$

D'ou $$V_m^i = \frac{S_{o'o'}}{A} = \frac{A_m^s .h}{A_m^s + A_m^i}$$

$V_m^i = 0,55.2 = 1,11$ m

$V_m^s = 1,8 - 1,11 = 0,69$ m

$I_f = 14,024.10^4 \text{Cm}^4$

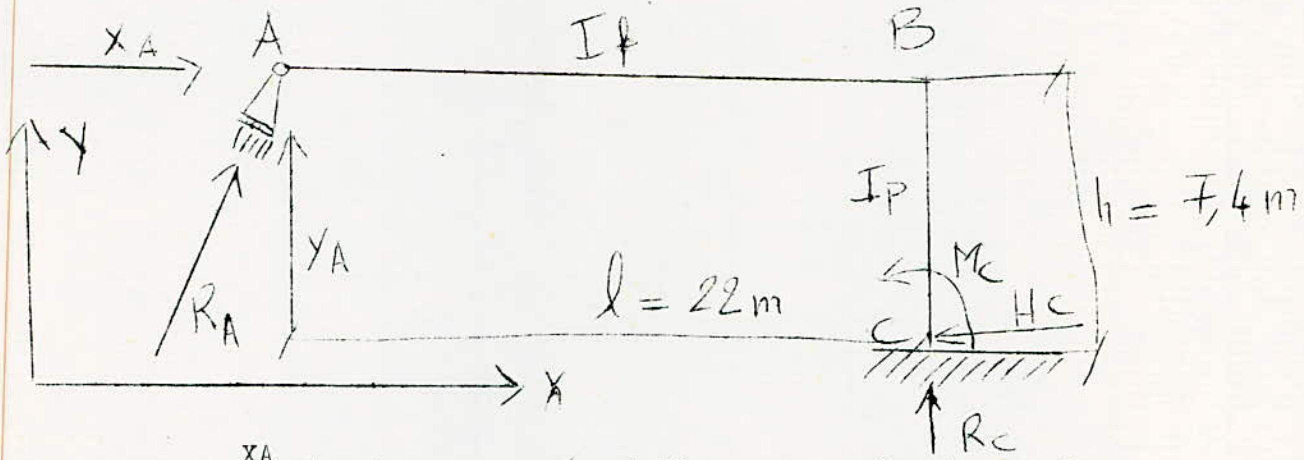
Sachant que l'inertie du poteau $I_p = 4,507.10^4 \text{ Cm}^4$ correspondant à ce-d'un HEA 400.Ce qui nous donne comme rapport d' inertie:

$$\frac{I_f}{I_p} = 3,11$$

1.2 CALCUL DU PORTIQUE:

1°) Charges permanentes

L'étude statique du portique sera faite avec la methode des forces du moment ~~le~~ que le système est simple;nous préférons faire une determ--ination exacte .



$\frac{XA}{YA} = tg\,\alpha$ $\alpha = 9{,}3°$ $tg(9{,}3) = 0{,}163$

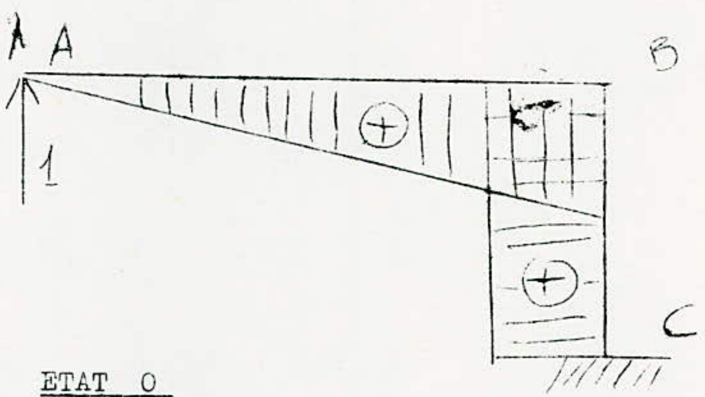
Le système est une fois hyperstaique:

L'appui A sera remplacé par une force unité (1) . YAétant détermiée on en deduit $XA = YA \times tg\alpha$ d'ou la réaction en A: $RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha}$

Par les equations de la statique on détermine les autres inconnues .

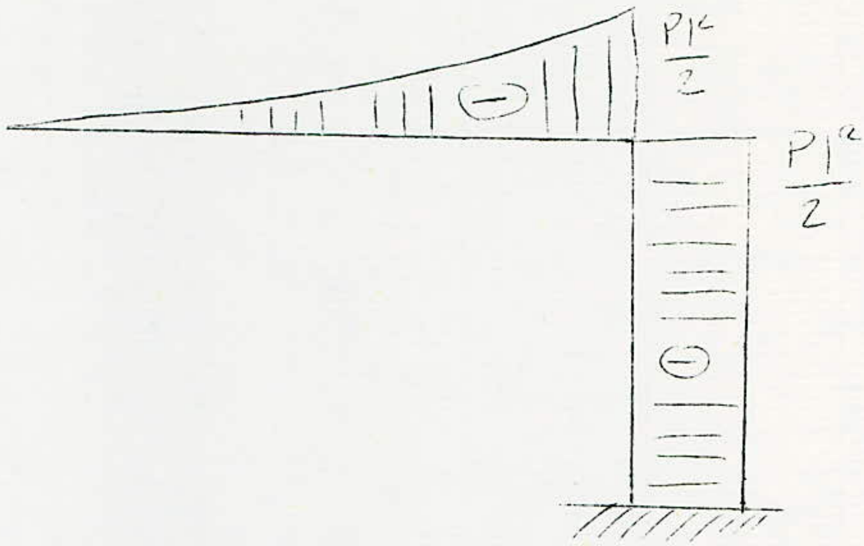
ETAT 1

Application de la force unité au point A:



ETAT 0

NOUS appliquerons les chargespermanentes uniformément réparties sur la traverse .Ainsi nous obtenons les diagrammes des moments flechissants.Leproduit de l'etat 1par lui même ,etle produit de l'état 1par l'etat 0 nous donne les différents coefficients.



Lé équation canonique est de la forme :

$$\delta_{11} \times YA + \Delta_{01} = 0$$ du faite que le système est 1fois hyperstatique.

Calcul de δ_{11} et Δ_{01}

Nous avons utilisé les intégrales de MOHR pour detérminer les coefficients. Ainsi on obtient:

$$\delta_{11} = \frac{l^3}{3EIf} + \frac{l^2h}{E\ Ip} \qquad - \Delta_{01} = \frac{Pl^4}{8EIf} + \frac{Pl^3h}{2E\ Ip}$$

D'ou $$YA = -\frac{\Delta_{01}}{\delta_{11}}$$ on pose $$K = \frac{If\ .h}{Ip\ .l}$$

On obtient donc :

$$YA = \frac{3}{8}\,pl\ .\ \frac{1+4K}{1+3K}$$

Le poids propre au m² est de 62,5 Kg/m².En première approx--imation nous avons pris un HEA 400. La distance entre portique est de 6 m d'ou :

$$P = 62,5 \times 6 = 375\ Kg/\ ml$$

Calcul de K :

$$K = \frac{If.h}{Ip.l} = 3,11 \times \frac{7,4}{22} = 1,05$$

Calcul de la composante verticale YA:

$$YA = \frac{3.375.22}{8} \times \frac{1 + 4.1,05}{1 + 3.1,05} = 3,9\ t$$

D'ou la reaction horizontale:

$$XA = YA \times tg\alpha = 3,9 \times 0,163 = 0,64\ t$$

Réaction RA somme de YA et XA:

$$RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = 3,96\ t$$

Calcul de la réaction horizontale Hc : en faisant la somme des ₤ forces horizontales on aura :

$$Hc + XA = 0 \qquad Hc = - XA \qquad Hc = - o,64$$

Somme des forces vérticales:

$$Rc + YA = pl \qquad Rc = pl - YA = 4,35 \text{ t}$$

MOment d'encastrement Mc:

$$Mc = \frac{pl^2}{2} - XA.h - YA.l \qquad Mc = + 0,791 \text{ t}$$

Moment au noeud B Mb:

$$Mb = YA - \tfrac{1}{2}pl^2 \qquad Mb = - \ \$,46 \text{ t}$$

2°) Neige:

On procède de la même façon que pour les charges permanentes, c'est à dire on peut utiliser la proportionalité entre les charges.

$$Nn = 20 \text{ Kg/m}^2 \qquad \text{d'ou} \qquad q = 20 \times 6 = 120 \text{ Kg/ml}$$

K = 1,05 (même valeur dans tous les cas)

$$- YA = \frac{3}{8} ql \times \frac{1 + 4K}{1 + 3K} \qquad YA = 3/8 \times 120 \times 22 \times 1,2\$$$

$$YA = 1,24 \text{ t}$$

$$- XA = YA \, Tg\alpha = 1,24 \times 0,163 = 0,2 \text{ t}$$

Réaction RA :

$$RA = YA \sqrt{1 + tg^2\alpha} = 1,26 \text{ t}$$

Réaction horizontale Hc :

$$Hc = - XA = - 0,2 \text{ t}$$

Réaction vérticale Rc :

$$Rc = ql - YA = 120 \times 22 - 1240 = 1,4 \text{ t}$$

Moment d'encastrement Mc:

$$Mc = \frac{ql^2}{2} - 200 \times 7,4 - 1240 \times 22 = 0,280 \text{ t}$$

Moment au pont B Mb :

$$Mb = - 1,760 \text{ t}$$

3°) Etude du vent:

Sous l'action du vent ,le poteau incliné étant articulé,et possèdant une inértie variable aété suprimé et remp--lacé par un appui simpls. Nous tiendrons compte de toutes les forcesque transmet le poteau à la traverse.

Dans le cas du vent 2 on distinguera deux cas :

- Charge horizontale uniformément répartie sur la hauteur du poteau

$h = 7,4$ m

- Charge concentrée   qx6x1,8   hauteur de la ferme = 1,8 m

3.1°) Vent 1 :

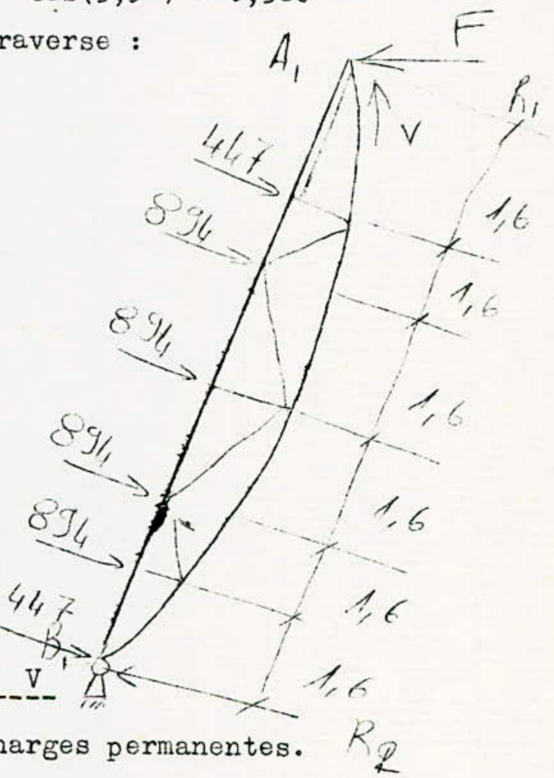
Aération ouverte

Etude du poteau incliné:

L'angle d'inclinaison du poteau ~~incliné~~- par rapprt à, la verticale est de 9,3° d'ou $\cos(9,3°) = 0,986$

Calculons les efforts transmis à la traverse :

Carge du vent = 96 daN/m²



$P1 = 96x6x1,6x\cos(9,3°) = 894$ daN

$P1 -= \frac{P1}{2} = 447$ daN

Ce qui nous donne comme réaction :

$R1 = 1946$ daN

$R2 = 2725$ daN

Calculons les composantes :

-Horizontale F

-Vérticale V

$F = R1 \cos(9,3°) = 1920,4$ daN

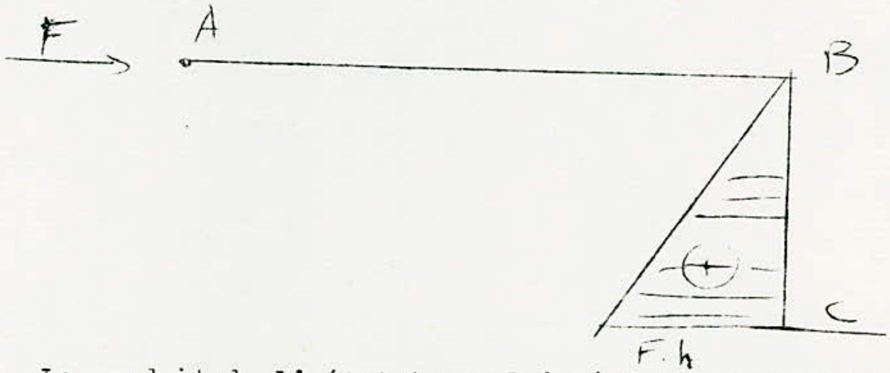
$V = R1 \sin(9,3°) = 314,5$ daN

DETERMINATION DU PORTIQUE SOUS F ET V

Etat 1 est le même que pour les charges permanentes.

Etude du système sous F:

Etat 0



Le produit de l' état 1 par lui même et de l'état 0 par l'état 1 nous donne:

de l'équation $\delta 11 x YA + \Delta 01 = o0$

Ontire $YA = \frac{\Delta 01}{\delta 11}$

δ 11 est lemême~~e~~ pour le cas des charges pérmanentes:

$\Delta 01$: est donnée par les integrales de Morh:

$$\Delta 01 = \frac{F.h^2.l}{2EIp} \qquad \text{nous avons posé } K = \frac{If.h}{Ip.l}$$

Calcul de la réaction ~~horizontale~~ YA vérticale

$$YA = -\frac{2}{3} xFx \frac{h}{l} x \frac{K}{1+3K} = -2/3X1920 \ x7,4/22 \ x \ 1,05/4,15$$

$$YA = -107,7daN$$

D'ou la réaction horizontale XA

$$XA = YA \ Tg\alpha = -107,7x \ 0,163 = -17,5 \ daN$$

Réaction RA:

$$RA = YA\sqrt{1 + Tg^2\alpha} = -109,3daN$$

Réaction vérticale Rc :

$$Rc = -YA = 107,7 \ daN$$

Moment d' encastrement: Mc

$$Mc = h \ x \ (F - XA) + YA$$

$$Mc = 7,4 \ x(1920 - 17,55) - 107,7 \ x \ 22 = 11708,7 \ daN \ m$$

Moment au point B Mb :

$$Mb = YA \ x \ l = 6 \ 107,7 \ x \ 22 = -2369,4 \ daN \ m$$

Etude du système sou~~v~~ V:

La force verticale V est appliquée au point A

Réaction verticale YA :

$$YA = 6 \ V = -314,5 \ daN$$

Réaction horizontale XA :

$$XA = -V \ Tg\alpha = -314,5 \ x \ 0,163 = -51,26 \ daN$$

D'ou la réaction RA :

$$RA = YA\sqrt{1 + Tg^2\alpha} = -319,3 \ daN$$

Moment d' encastrement Mc :

$$Mc = +XA \ x \ h = -379,3 \ daN \ m$$

Réaction horizontale Hc :

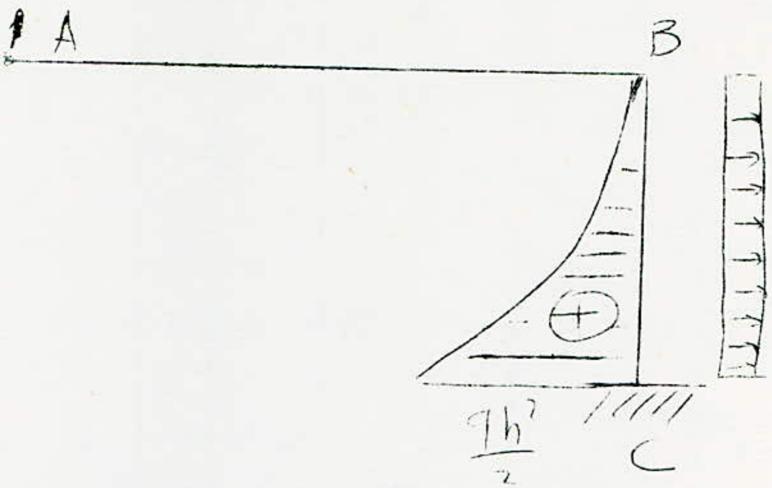
$$Hc = -XA = +51,26 \ daN$$

LE moment au point B : Mb = 0

VENT HORIZONTALE UNIFORMEMENT REPARTI /

L' etat 1 ne change pas .

Etat o : charge repartie sur le poteau:



L' équation canonique étant :

$$\delta 11 . YA + \Delta 01 = 0$$

Le produit de l'état 0 par l' état 1 nous donne : 01

$$\Delta 01 = \frac{qh^3 l}{6EIp}$$ Posons : $K = \frac{If .h}{Ip .l}$

Cequi nous donne :

$$YA = \frac{\Delta 0 1}{\delta 1 1} = - \frac{qh^2}{2 l} x \frac{K}{1 + 3K}$$

La charge du vent est : 81 x 6 = 486 daN/ml

Réaction vérticale :

$$YA = - 486 x \frac{(7,4)^2}{2.22} x \frac{1,05}{4,15} = - 151,2 \text{ daN}$$

Réaction horizontale :

$$XA = YA \, tg\alpha = -151,2 \times 0,163 = - 24,6 \text{ daN}$$

Réaction RA :

$$RA = YA \sqrt{1 + tg^2 \alpha} = -153,5 \text{ daN}$$

Réaction vérticale Rc :

$$Rc = - YA = 151,2 \text{daN}$$

Réaction horizontale : Hc

$$Hc = - qh + XA = - 3571,8 \text{ daN}$$

Moment d'encastrement Mc :

$$Mc = - YAl - XA.h + \tfrac{1}{2}q.h^2$$
$$Mc = 9798,28 \text{ daN m}$$

Moment au poi~~ds~~ B Mb :

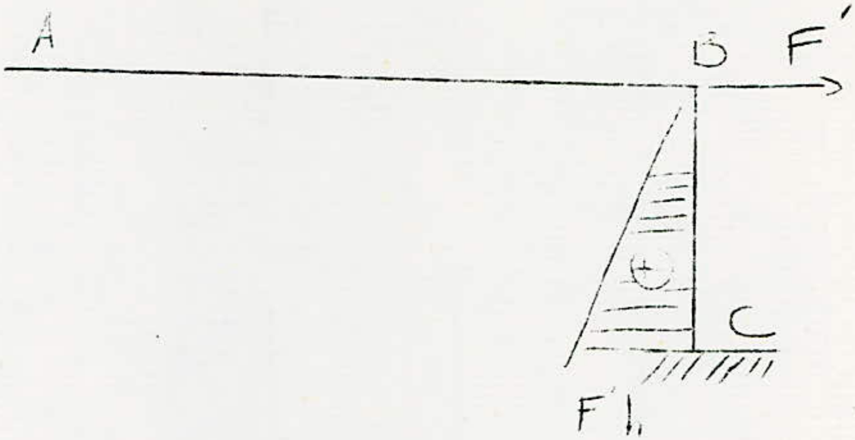
$$Mb = YA.l + XA.H = - 3326 \text{ DAN.m}$$

<u>Force horizotale due au vent</u> :

La force F' est appliquée au point B .

Cette force provient du vent agissantsur toute la hauteur de la ferme:
pour le cas de vent 1 on aura :

$$F' = 81 \times 6 \times 1,8 = 874,8 \text{ daN}$$



Sous cette force F' le système sera étudiécomme prècédemment.

Réaction verticale YA :

$$YA = -\frac{2}{3} F' \times \frac{h}{l} \times \frac{K}{1 + 3K} = -49 \text{daN}$$

Réaction horizontale XA :

$$XA = YA \operatorname{tg}\alpha = -49 \times 0{,}163 = -8 \text{ daN}$$

Réaction RA :

$$RA = YA\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} = -50 \text{ daN}$$

Réaction vérticale Rc :

$$Rc = -YA = 49 \text{ daN}$$

Moment d'encastrement Mc :

$$Mc = h \times (F' + XA) + YA \times l$$

$$Mc = +5336 \text{ daN m}$$

Moment au point B Mb :

$$Mb = -1078 \text{ daN m}$$

CHARGES VERTICALES DU VENT /

Les charges ont tendance à soulever la toiture,le calcul sera efféctué de la même façon que dans le cas des charges perm--anentes, ainsi nous aurons :

Réaction verticale YA :

$$YA = \frac{3}{8} pl \cdot \frac{1+4K}{1+3K}$$ Avec $p = 76 \times 6 = 456$ DaN/ml

ET $$K = \frac{If.h}{Ip.l} = 1{,}05$$

Cequi nous donne :

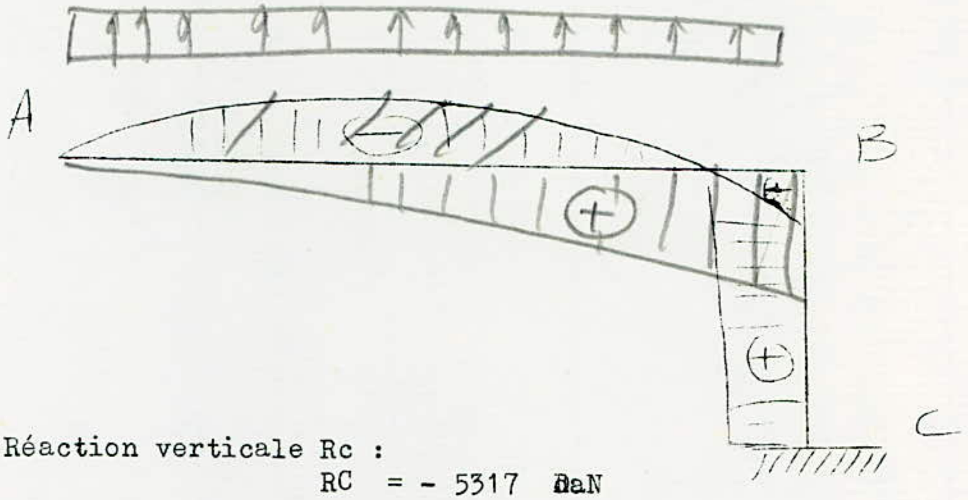
$$YA = -4715 \text{ daN}$$

Réaction horizotale XA :

$$XA = YA \operatorname{tg}\alpha = -768{,}5 \text{ daN}$$

Réaction RA :

$$RA = YA\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2\alpha} = -4785{,}7 \text{ daN}$$



Réaction verticale Rc :

$RC = - 5317$ daN

Réaction horizotale Hc :

$Hc = - XA = 768,5$ daN

Moment d' encastement Mc :

$$Mc = YA.1 + XA.h + \tfrac{1}{2}pl^2 = - 935 \text{ daN.m}$$

Momet au point B Mb :

$$Mb = + 6625 \text{ daN.m}$$

3.2. VENT 2

AERATION OUVERTE

Etude du poteau incliné:

Nous opérerons de la même manière que dans le cas du vent 1 aération ouverte:

Ce qui nous donne $F = - 1320,3$ daN
$V = - 216,2$ daN

Rappelous que F et V sont les efforts transmis par le poteau incliné à la traverse.

Calcul du portique sous F :

$$- YA = - \frac{2}{3} .F .\frac{H}{l} .\frac{K}{1+3K} = 74 \text{ daN}$$

$$- XA = YA \, tg \, \alpha = 12 \text{ daN}$$

$$- RA = YA \sqrt{1 + tg^2 \alpha} = 75 \text{ daN}$$

$$- Rc = - YA = 74 \text{ daN}$$

$$-Hc = F - XA = 1308,3 \text{ daN}$$

Moment d' encastement Mc :

$$Mc = F.h + YA.1 + XA.h = 1320,3 \times 7,4 + 74x22 + 12x7,4$$

$$Mc = - 8051 \text{ daN.m}$$

Moment au point B Mb :

$$Mb = YA.1 = 74.22 = 1628 \text{ daN}$$

Calcul du portique sous V:

- $YA = - V = + 216{,}2$ daN
- $XA = -V \, tg\,\alpha = + 35{,}2$ daN
- $RA = YA\sqrt{tg^2\alpha + 1} = + 219$ daN
- $Rc = 0$
- $Hc = - XA = - 35{,}2$ daN

Moment d' encastrement Mc :

- $Mc = XA.h = 35{,}2 \cdot 7{,}4 = 260{,}7$ daN

Moment au poiut B $Mb = 0$

<u>Vent horizontal unifomément réparti</u> :

Charge par m/l $q = 101 \times 6$ daN/ml

$q = 606$ daN /ml

Réaction: $YA = \dfrac{qh^2K}{21(1 + 3K)} = 190{,}9$ daN

$XA = YA \, tg\alpha = 190{,}9 \times 0{,}163 = - 31{,}1$ daN

$RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = 193{,}5$ daN

$Rc = - YA = - 190{,}9$ daN

$Hc = q.h - XA. = 4453{,}3$ daN

Moment d'encastrement Mc :

$Mc = YA.L *= XA.h + \frac{1}{2} qh^2 = -12200$ daN m

Moment au point B :

$Mb = 4½95$ daN m

<u>Force horizontale due au</u> :

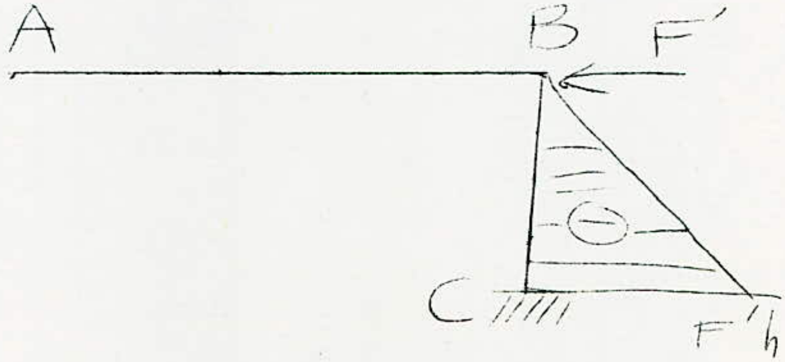
F' agissant sur toute la hauteur de la ferme $h = 1{,}8$ m

$F' = 101 \times 6 \times 1{,}8 = 1090$ daN

Calcul des réactions :

$YA = \frac{2}{3} \cdot F' \frac{h}{l} \frac{K}{1+3k} = = 61$ daN

$XA = YA \, . tg\,\alpha = 61 \times 0{,}163 = 10$ daN



$$RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = 62 \text{ DAN}$$

$$Rc = - YA = - 61 \text{ daN}$$

Moment d'encastrement Mc :

$$Mc = F'.h + YA.l + XA.h = -1090x7,4 + 61x22 + 10x7,4$$

$$Mc = -6650 \text{ daN .m}$$

Moment au pointB MB Mb = 1342 daN.m

Réaction Hc = F' + XA = 1090 -10 = 1080 daN

CHARGES VERTICALES DUES AU VENT /

$$p = 1,9x6 = 11,4 \text{ daN/ml}$$

Calcul des reaction s :

- $YA = \frac{3}{8}\, plx \, \frac{1+4K}{1+3K} = - 117,9$ daN
- $XA = YA \, tg\alpha = - 19,2$ dAN

D'ou

- $RA = YA\sqrt{1+ tg^2\alpha} = - 120$ daN
- $Rc = - 132,9$ daN
- $Hc = -XA = -+19,2$ daN

Moment d'encastrement Mc :

- $Mc = YA.l + XA.h + \frac{1}{2}pl^2 = - 2424$ daN.m

3.3 VENT 2

Aération fermée

Surpression à l'interieur : $Ci = +0,354$

Dans ce cas le poteau incliné sera calculé comme une poutre sur deux appuis simple;les forces transmis es seront:

$$F = - 1785 \text{ daN}$$

$$V = - 293 \text{ daN}$$

Calcul du portique sous F:

Calcul des reactions :

- $YA = \frac{2}{3}\, F\, \frac{h}{l} \, x \, \frac{K}{1 + 3K} = 100$ daN
- $XA = YA \, tg\alpha = 16,3$ daN
- $RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = 102$ daN
- $Rc = - YA = - 100$ daN
- $HC = + 1785 - 16,3 = 1769$ daN

Calcul du moment d' encastrement

- $Mc = - 10769$ daN m

Moment au point B Mb = 2200 daN.m

Calcul sous V :

$$YA = - V = 293 \text{ daN}$$

$$XA = - V\, tg\alpha = 47,8 \text{ daN}$$

$$RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = 298 \text{ daN}$$

$$Rc = 0$$

$$Hc = -47{,}8 \text{ daN}$$

Moment d' encastrement Mc :

$$Mc = 353{,}7 \text{ daN.m}$$

Moment au point B Mb : MB =0

VENT HORIZONTAL,CHARGE UNIFORMEMENT REPARTIE/

$$q = 38{,}5 \times 6 = 231 \text{ daN/ml}$$

Calcul des reac tions :

$$YA = \frac{q.h^2}{2.l} \times \frac{K}{1 + 3K} = 72{,}5 \text{ daN}$$

$$XA = YA\ tg\alpha = 11{,}8 \text{ daN}$$

$$RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = 73{,}5 \text{ daN}$$

$$Rc = -72{,}5 \text{ daN}$$

$$Hc = 1697{,}6 \text{ daN}$$

Moment d' encastrement Mc :

$$Mc = YA.l + XA.h - \tfrac{1}{2}qh^2 = -4643 \text{ daN m}$$

Moment au point B Mb :

$$Mb = 1594 \text{ dan m}$$

VENT donnant une force F' :

$$F' = 38{,}5 \times 6 \times 1{,}8 = 416 \text{ daN}$$

Calcul des réactions:

$$YA = \frac{2}{3} \cdot 416 \cdot \frac{7{,}4}{22} \times \frac{1{,}05}{4{,}15} = 23{,}4 \text{ da N}$$

$$XA = -3{,}8 \text{ daN}$$

$$RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = 23{,}75 \text{ daN}$$

$$Rc = -YA = -23{,}4 \text{ daN}$$

$$Hc = 416 - 3{,}8 = 412{,}2 \text{ daN}$$

Moment d'encastrement Mc :

$$Mc = -F'.h + YA.h + XA\ H = -2535{,}5 \text{ daN m}$$

Moment au point B Mb :

$$Mb = +524{,}8 \text{ daN m}$$

Charges verticales du vent :

$$p = 61 \times 6 = 366 \text{ daN/ ml}$$

Calcul des réactions:

$$YA = -\frac{3}{8}pl \times \frac{1 + 4K}{1 + 3K} = -3784{,}4 \text{ daN}$$

$$XA = YA\ tg\alpha = -616{,}8 \text{ daN}$$

$$RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = -3841 \text{ daN}$$

$Rc = - 4267{,}6$ daN

$Hc = 616{,}8$ daN

Moment d'encastrement Mc :

$Mc = -750{,}8$ daN

Moment au point B Mb

$Mb = 5315{,}2$ daN .M

3.4 <u>VENT 3 Aération ouverte</u> :

Forces transmise par le poteau incliné:

$q = 62$ daN /m²

$F = - 1244$ daN

$V = -204$ daN

Calcul du portique sous F :

$$YA = - \frac{2}{3} F \frac{h}{l} \frac{K}{1 + 3K} = 35 \text{ daN}$$

$$XA = YA \, tg\alpha = 5{,}8 \text{ daN}$$

$$RA = YA \sqrt{1 + tg^2\alpha} = 35{,}8 \text{ daN}$$

$$Rc = - YA = - 35 \text{ daN}$$

$$Hc = -F - XA = 1244 - 5{,}8 = 1238{,}2 \text{ daN}$$

Moment d' encastrement Mc :

$Mc = 8387$ dan m

Moment au point B Mb :

$Mb = 770$ daN m

Calcul du portique sous V

Réaction : $YA = - V = 325$ daN

$$XA = - V . tg\alpha = 52{,}9 \text{ daN}$$

$$RA = YA \sqrt{1 + tg^2\alpha} = 325 \times 1{,}015 = 329{,}8 \text{ daN}$$

$$Rc = 0$$

$$Hc = - 52{,}9 \text{ daN}$$

Moment d'encastrement Mc :

$Mc = + 353{,}7$ daN.m

<u>VENT HORIZONTAL</u> ,charge uniformèment repatie :

Charge uniformement sur le poteau à âme pleine :

$q = 2{,}33 \times 6 = 13{,}98$ daN/ml

Calcul des réactions:

$$YA = - \frac{qh^2 \; K}{2l(1 + 3K)} = - 4{,}34 \text{ daN}$$

$$XA = YA \, tg\alpha = - 0{,}7 \text{ daN}$$

$RA = YA\sqrt{1+ tg^2 \alpha} = -4,4daN$

$Rc = 4,34daN$

$Hc = 103daN$

Moment d' encastrement Mc :

$Mc = 282$ daN m

Moment dûe point B Mb :

$Mb = -95,43$daN m

FORCE HORIZONTALE DUE AU VENT :

$F' = 2,35 \times 6 \times 1,8 = 26,5$ daN

Calcul des reactions :

$YA = -1,5daN$

$XA = YA\ tg\alpha = -0,25$ daN

$RA = YA\sqrt{1 + tg^2\alpha} = -1,52daN$

$Rc = -YA = 1,5$ daN

$Hc = 26,25$ daN

Moment au point B :

$Mb = - 33daN\ m$

Moment d'encastrement Mc:

$Mc = 162$ daN m

CHARGES VERTICALES DU VENT :

$p = 6,8 \times 6 =$ daN/ML

Calcul des réactions:

$YA = \frac{3}{8}\ pl\ \frac{1 + 4K}{1 + 3K} = 421,8$ daN

$XA = YA\ tg\alpha = 68,8$ daN

$RA = YA\sqrt{1+ Tg^2 \alpha} = 428$ daN

$Rc = 475,8$ daN

$Hc = - 68,8$ daN

Moment en B :

$Mb = - 594$ daN m

Moment d'encastrement Mc :

$Mc = 85,3$ daN m

3.5°) CAS DE VENT 3 AERATION FEMEE

(surpession àl'interieur)

Les efforts transmis par lepoteau incliné,seront calculés delam même manière que dans les cas précedent.

$F = - 1676,3$ daN

$V = - 275,4$ daN

Calcul du portique sous F :

Calcul des réactions :

$YA = 2/3 \times F \times h/l \times K/(1+3K) = 93,9$ daN

$XA = YA \; tg\,\alpha = 15,3$ daN

$RA = YA\sqrt{1+tg^2\alpha} = 95$ daN

$Rc = -YA = -93,9$ daN

$Hc = 1661$ daN

Moment au point B :

$Mb = 2065,8$ daN m

Moment d' encastrement Mc :

$Mc = -10225$ daN.m

Calcul du portique sous V :

Calcul des réaction :

$YA = -V = 275,4$ daN

$XA = -V\,tg\,\alpha = 44,8$ daN

$RA = YA\sqrt{1+TG^2\alpha} = 279,5$ daN

$Rc = 0$

$Hc = -44,8$ daN

Moment au point B :

$Mb = 0$

Moment d' encastrement MC :

$Mc = 331,5$ daN.m

Vent horizontal: charge uniformement repartie:

La chrge est $q = 62 \times 6 = 372$ daN/ml

Calcul des réactions :

$$YA = -\frac{qh^2}{2l} \times \frac{K}{1+3K} = -116,7 \text{ daN}$$

$XA = YA\,tg\,\alpha = -19$ daN

$RA = YA\sqrt{1+tg^2\alpha} = -118,5$ daN

$Rc = 116,7$ daN

$HC = -2734$ daN

Moment au point B

$Mb = -2567,4$ daN.m

Moment d'encastrement Mc :

$Mc = 7477,4$ daN.m

Force horizontale due au vent:

$F' = 62 \times 6 \times 1{,}8 = 669{,}6$ daN

Càlcul des réactions :

$YA = -2/3 \times q \times h/l \times K/(1+3K) = -38$ daN

$XA = YA\ tg\alpha = -6{,}2$ daN

$RA = YA \sqrt{1+tg^2\alpha} = -38{,}6$ daN

$Rc = -YA = 38$ daN

$Hc = 663{,}4$ daN

Moment au point B:

$Mb = -836$ daNm

MOment d' encastrement Mc :

$Mc = 4076$ daN m

Charges verticales du vent :

$p = 60 \times 6 = 360$ daN/ml

Calcul des réactions :

$YA = -3/8\ pl\ (1+4K)/(1+3K) = -3722{,}4$ daN

$XA = YA\ tg\alpha = -606{,}7$ daN

$RA = YA\sqrt{1+tg^2\alpha} = -3778$ daN

$Rc = -4197{,}6$ daN

$Hc = 606{,}7$ daN

Moment au point B :

$Mb = 5227{,}2$ daN .M

Moment d'encastrement Mc :

$Mc = -637{,}6$ daN.m

/ ETUDE ED LA STABILITE DANS LE SENS LONGITUDINAL/

1°) Cas de vent 3

Dans le cas de vent 3 ,les efforts sont repris par les palées de stabilités et transmis aux fondations ;ils seront calculés de la manière suivante :

Surface frappée par le vent : $S = 9{,}2 \times 22 + \frac{1{,}5 \times 9{,}2}{2}$

$S = 209{,}3\ m^2$

L'effort du au vent est :

a) vent 3 aeration ouverte :

$V = (99{,}22 + 2{,}33) \times 209{,}3 = 21{,}25\ t$

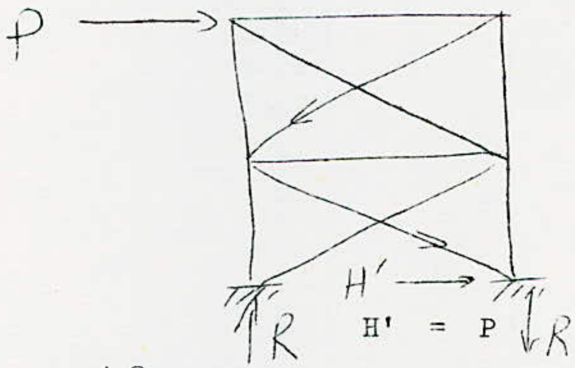
$V/2 = 10{,}62\ t$

Chaque palée reprend $V/4$

$P = V/4 = 5{,}31\ t$

Dans notre cas le contreventement vertical est constitue par une croix placéeau milieu du batiment ,defavorisant ainsi toute defomation pour la façade principale:

calculons l'effort horizontal H' et l'effort normal R transmis par une croix de St Andre aux fondations :



$H' = P$

$tg\,\alpha = \frac{4{,}8}{6} = 0{,}8$ $R = H' \, tg = 5{,}31 \times 0{,}8 = 4{,}25\ t$

b) Vent 3 aeration fermée avec une surpression ;

$V = (32{,}5 + 62) \times 209{,}3 = 19{,}8\ t$

Chaque palee reprend :

$P = 4{,}95\ t$ $H' = 4{,}95\ t$ $R = 3{,}96\ t$

Pour la façade arrière le contreventement vertical sera assure par la maçonnerie :

Les efforts 5,31 t et 4,95 t seront transmis par la maçonnerie aux fondations .

$$H'1 = \frac{5,31}{6} = 0,85 \text{ t} \quad \text{et} \quad R = 0,85 \times 1,233 = 1,09 \text{ t}$$

$$H'2 = \frac{4,95}{6} = 0,82 \text{ t} \qquad R = 1,0\tfrac{1}{2} \text{ t}$$

/ CALCUL DES SOLLICITATIONS SISMIQUES/

Nous avons utilisé les regles provisoires en ALGERIE. A part quelques villes qui ont une une seismicitéforte , le reste du pays est moyen donc une intencité nominale de in = 8 ce qui nous donne $\alpha = 1$

C 6efficient longitudinal :

$$Kl = \alpha \beta l \gamma . \delta$$

COefficient transversal:

$$Kt = \alpha \beta t \gamma \delta$$

α =1 coefficient d'intensité (seismicité moyen)
ceefficient de reponse

$$l = \frac{0,065}{\sqrt[3]{Tl}}$$

Tl : periode propre d' oscillation dans la direction longitudi--nale . Nous avons un contreventement par ossature metalique :

donc

$$Tl = 0,10 \times \frac{H}{\sqrt{Ll}}$$

H = 9,2 m hauteur du batiment

Ll : dimension longitudinale = 48 m

D'ou

$$Tl = 0,10 \frac{9,2}{48} = 0,133 \text{ s}$$

$$\beta l = \frac{0,065}{0,133} = 0,127$$

Donc on prendra $\beta l = \beta max = 0,10$

$$\beta t = \frac{0,065}{\sqrt[3]{Tt}}$$

$$Tt = 0,10 \times \frac{H}{\sqrt{Lt}} = 0,10 \times \frac{9,2}{23,5} = 0,189$$

$$\beta t = 0,1132$$

Demême $\beta t = 0,10$

γ :Coefficient de distribution $\gamma = 1,0$ un seul niveau (Annexe B)

δ : coefficient de fondation $\delta = 1,15$

Annexe C terrain de consitance moyenne ; semelles superficielles .

D'ou finalement :

$$Kl = Kt = 1 \times 0,1 \times 1 \times 1,15 = 0,115$$

Coefficient sismique vertical:

$$Kv = \mp \frac{Kl}{\sqrt{\alpha}} = \pm \;=\; \mp \quad 0,115$$

Sollicitations transversales et longitudinales :

Lesx regles parasismiques provisoires applicaables à l'ALGERIE admettent la simplification suivante =

Les charges sont ramenées au niveau des planchers :

-poids total de la couverture 62,5 Kg/m²

-poids propre du poteau HEA 400 125 Kg /ml

- poids du poteau en treullis plus bardage et pannes : 495 Kg

$$\text{D'ou} \quad W = 62,5 \times 22 \times 6 + \frac{125.7,4}{2} + \frac{495}{2}$$

$$W = 8,96 \ t$$

x sollicitation transversale:

$$Kt.W = 0,115 \times 8,96 = 1,03 \ t$$

x sollicitation longitudinale :

$$W = 62,5 \times 22 \times 48 + 9x \frac{125.74}{2} = + \frac{485.9}{2}$$

$$W = 72,4 \ t \qquad W/2 = 36,2 \ t$$

$$\text{D'ou} \quad Kl.W/2 = 36,2 \times 0,115 = 4,163 \ t$$

x sollicitation verticale :

Charge revenant àun poteau : 62,5 x6 x 11

poids propre du poteau à âme pleine : 125 x 7,4 Kg

poteau incline plus bardage et pannes 495 Kg

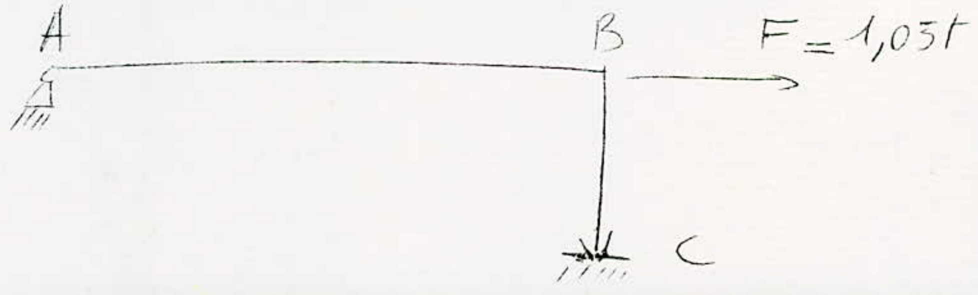
$$W = 62,5 \times 6 \times 11 + 125 \times 7,4 = 5,05 \ t$$

$$W' = 62,5 \times 6 \times 11 + 495 = 4,62 \ t$$

$$\text{D'ou} \quad Kv\,W = 5,05 \times 0,115 = \pm 0,58 \ t$$

$$Kv\,W' = 4,62 \times 0,115 = \mp 0,53 \ t$$

Calcul du portique sous lasollicitation transversale :



Calcul descreactions :

$$YA = -2/3 \cdot F' \cdot h/l \cdot K/(1+3K^{\circ}) = -58 \text{ daN}$$

$$XA = ya \; tg\,\alpha = -9{,}5 \text{ daN}$$

$$RA = YA\sqrt{1 + tg^{2}\alpha} = -59 \text{ daN}$$

$$Rc = -YA = 58 \text{ daN}$$

$$Hc = F' - XA = 1020 \text{ daN}$$

Moment au point B :

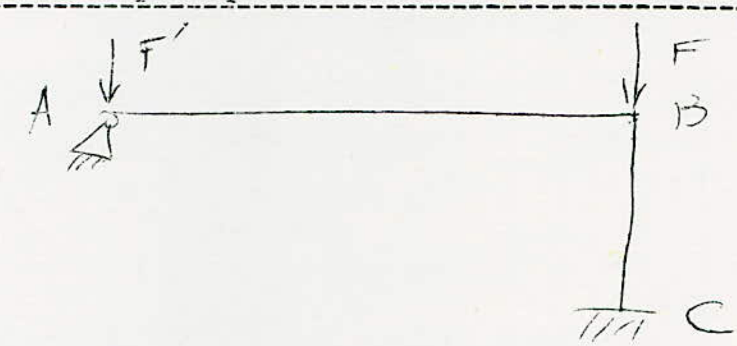
$$Mb = -1275 \text{ daN.m}$$

Moment d' encastrement :

$$Mc = 5345 \text{ daN.m}$$

Lorsque la force F' change de sens ,ilsuffit de changer le signe des reactions et des moments .

Calcul du portique sous les sollicitations verticales :



$F = 0{,}58$ t $\qquad F' = 0{,}53$ t

Calcul des reactions :

$YA = 0{,}53$ t $\qquad Rc = 0{,}58$ t

$XA = 0{,}09$ t $\qquad Hc = -0{,}09$ t

$RA = 0{,}54$ t

Moment au point B :

$$Mb = 0$$

Moment d'encastrement Mc

$$Mc = 0{,}67 \text{ T m}$$

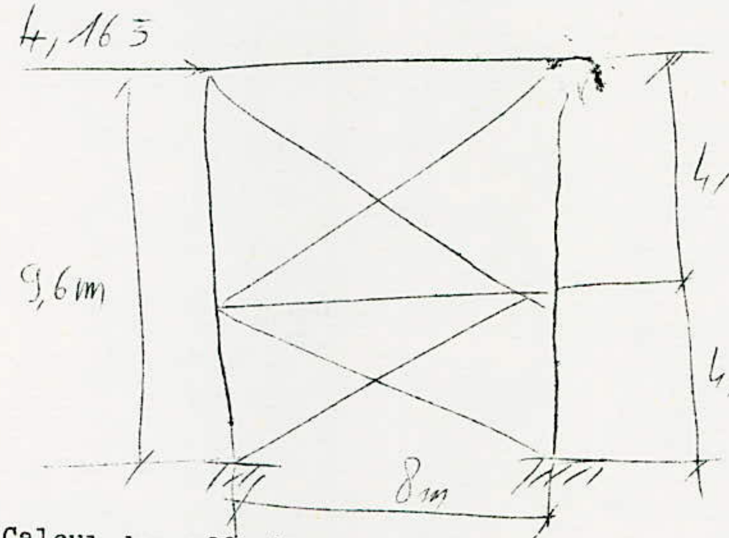
LOrsque F ET F' changent de das il suffit de chnger le signe des resultats deja trouves .

Sollicitations longitudinales :

La sollicitation longitudinale due au seisme est reprise par par les croix de St Andre servant de paleede stabilite .

Calculons les effortstransmis aux fondations :

Il faut que sous les sollicitations longitudinales la stabilité soit assurée par les croix .



Calcul des efforts :

sachant que l' effort transmis par la poutre sablière est :

$P = 4,163$ t

D'ou $H' = 4,163$ t

et $R = 4,163 \times 0,833 = 3,33$ t

Chapitre III CALCUL DES LISSES

/ CALCUL DES LISSES/

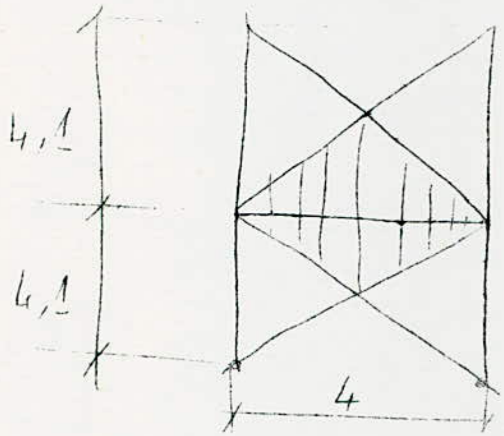
Lisses de la façade pignon:

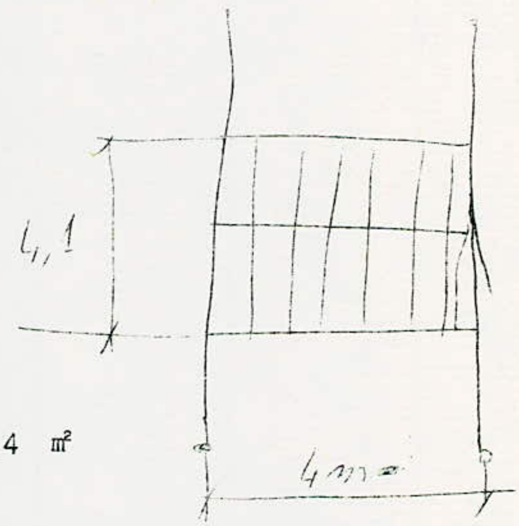
Nous avons placé une lisse lorsque laddistance en--tre potelets est de 4 m respectant ainsi la surface de 20 m² ; et deux, lorsque la distance est de 6 m .

L'epaisseur de la maçonnerie nous impose des UPN 220 pouvant ainsi conten--ir les briques ;

Les lisses sont calculées uniquement au vent .Nous devons verifier la contrainte sous l'action du ventextrême,et la flêche sous l'action de de vent normal.

Nous utiliserons pour la verification le schema~~s~~ simp--lifié :





D'ou $S = 4 \times 4,\frac{1}{2} = 16,4 \ m^2$

Sous les charges extrême :

$$Ve = 1\ 00 \times 1,75 = 175 \ daN/m^2$$

$$q = 175 \times 4,1 = 715,5 \ daN/ml$$

$$Mmax = \frac{ql^2}{8} = \frac{715,5.16}{8} = 1431 \ daN.m$$

Caracteristiques de l' UPN 220:

$A = 37,4 \ cm^2$ $\quad \frac{Ix}{Vx} = 245 \ c\ m^3$ $\quad Ix = 2690 \ cm^4$

D'ou $\sigma f = \frac{1431}{245} = 5,85$ daN/mm² inf à 24 daN/mm²

SOUS les charges normales :

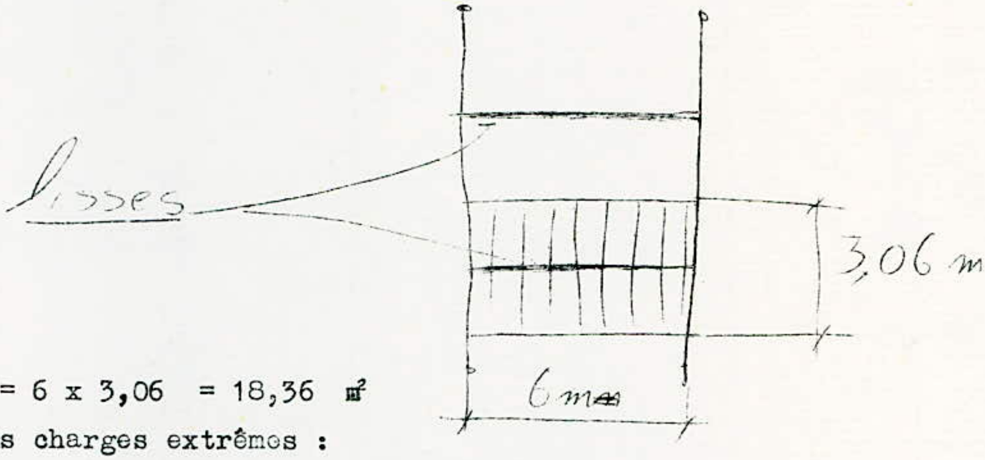
Verification de la flêche :

f/l = inf ou egale à 1/500

$$f/l = \frac{5ql^3}{384\ EI} \qquad q = 100 \times 4,1 = 410 \ daN/ml$$

$$f/l = \frac{5.410.64}{384.210.2690} = \frac{1}{1760} \quad \text{inf à } 1/500$$

2° genre de lisses :



$S = 6 \times 3{,}06 = 18{,}36\ m^2$

Sous charges extrêmes :

$Ve = 100 \times 1{,}75 = 175\ daN/m^2$

$q = 175 \times 3{,}06 = 535\ dan/ml$

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{535.36}{8} = 2400 daN.m$$

D'ou $\sigma f = 2400/245 = 9{,}84 daN/mm^2$ inf à $24\ daN/mm^2$

Sous charges normales :

Verification de la flêche:

$q = 100 \times 3{,}06 = 306\ daN/ml$

$$f/l = \frac{5.306.216}{384.210.2690} = 1/523 \text{ inf à } 1/500$$

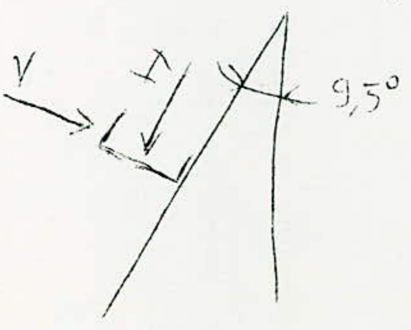
<u>Lisses de la façade principale</u>:

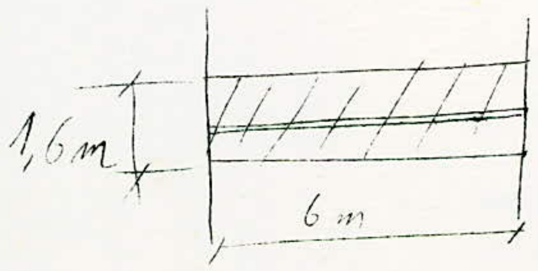
Elles seront calculées comme les pannes ,mais au vent comme les lisses :

Nous prenons un UPN 140 dont les caracteristiques sont les suivantes :

$A = 20{,}4\ cm^2$ $\quad I_x = 605\ cm^4$ $\quad \frac{I_x}{V_x} = 86{,}4\ cm^3$

$I_y = 62{,}7\ cm^4$ $\quad \frac{I_y}{V_y} = 14{,}8\ cm^3$





SUOS charges extêmes :

$$Ve = 100 \times 1{,}75 = 175 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 175 \times 1{,}6 = 280 \text{ daN/ml}$$

$$H = q \sin = 4{,}55 \text{ daN/ml}$$

$$V = q\cos = 276 \text{ daN/ml}$$

Calcul de Mfx et Mfy :

$$Mfx = \frac{276.36}{8} = 1250 \text{ daN.m}$$

$$Mfy = \frac{4{,}55.36}{8} = 20{,}2 \text{ daN m}$$

Et

$$\overline{\sigma} = \frac{1250}{86{,}4} + \frac{20{,}2}{14{,}8} = 14{,}5 + 1{,}38 = 15{,}88 \text{ inf à } 24 \text{ daN/mm}^2$$

Sous charges normales :

Verification de la flêche :

$$q = 100 \times 1{,}60 = 160 \text{ daN/ml}$$

$$H = 2{,}6 \text{ daN/ml}$$

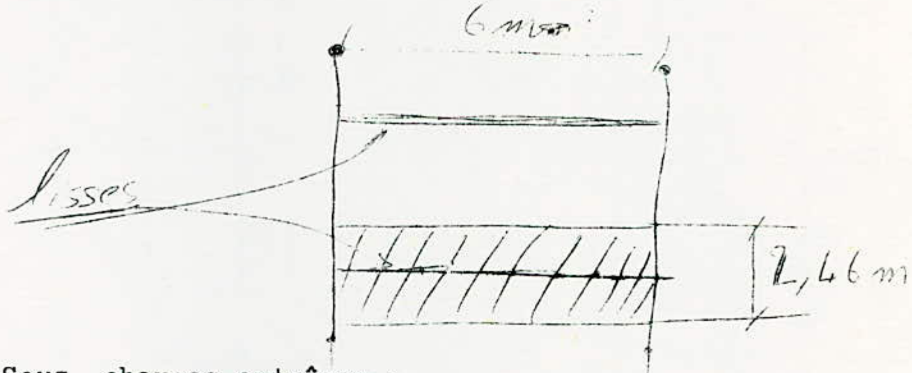
$$V = 158 \text{ daN/ml}$$

LES lisses sont sur appuis simples :

$$fx/lx = (5.158.216)/384.210.\ 605\ ) = 1/286 \text{ inf à } 1/200$$

$$Fy/lx = 1/1820 \text{ inf à } 1/200$$

Façade arrière :



Sous charges extrêmes :

$$Ve = 101{,}2 \times 1{,}75 = 178 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 178 \times 2{,}5 = 445 \text{ daN/ ml}$$

$$Mmax\ ql^2 / 8 = 445.36/8 = 2000 \text{daNm} \qquad \sigma f = 2000/245 = 8{,}15$$

$$\sigma = 8{,}15 \text{ inf à } 24 \text{ daN/mm}^2$$

Sous charges normales: Verificationde la flêche

$$q = 101{,}2 \times 2{,}5 = 254 \text{ daN/ml}$$

$$f/l = 1/645 \text{ inf à } 1/500$$

Chapitre IV Calcul DES POTEAUX

CALCUL DES POTEAUX A AME PLEINE

Tous les poteaux seront identiques au poteau le plus sollicité.NOus avons considéré les chrges sur massif les defavorable auxquellesnous appliquerons les coefficients de ponderation reglementaire.Nous effecturons ,ensuite une verification indiquée par le CM 66 .

Nouseffecturons le dimentionement du poteau en considerons le vent le plus defavorable c'est à dire qui nous donne le plus grand mom--ent .Nous faisons introduire dans les combinaisons l'effet du seismequi n'est pas negligeable.

Lepoteau est soumis aux efforts suivant:

$Np = 4,35 + 1,35 = 5,70$ t	$Mp = + 0,790$ t m
$Nn = 1,4$ t	$Mn = +0,28$ tm
$Nv = -0,46$ t	$Mv = -29,064$ t m
$N_t^s = \mp 0,058$ t	$M_t^s = \mp 5,645$ t m
$N_l^s = \pm 0,54$ t	-------------------
$N_v^s = \pm 5,15$ t	$M_v^s = \pm 0,67$ t m

Il nous faut retenir le maximume des combinaisons indiquées dans les reglements neige et vent 65 modifiés 67 .

Ainsi nous aurons : pour leffort normal

$$\frac{4}{3}.Cp + \frac{3}{2} Nn = 1,333(5,70 + 5,748) + 1,5 .1,4 = 17,5 \text{ t}$$

$$\frac{4}{3} Cp + \frac{3}{2} Vn = 1,333 (5,70 + 5,748) = 1,5.0,46 = 14,51 \text{ t}$$

$$\frac{4}{3} Cp + \cancel{6}\frac{17}{12} (Vn + \tfrac{1}{2}Nn) = 15,2 + 0,48 = 15,68 \text{ t}$$

Moment:

$$\frac{4}{3} Cp + \frac{3}{2} Nn = 1,333(0,790 + 5,645 + 0,67) + 1,5 .0,28 = 10,17 \text{ t m}$$

$$\frac{4}{3} Cp + \frac{3}{2} Vn = 1,333 (0,790 - 5,645 - 0,67) -1,5 .29 = -52,65 \text{ t m}$$

Nous avons calculé,~~calcul~~ precedement l'effort normal et le moment en normale .

En extrême on aura :

$$Cp + Ve + \tfrac{1}{2}Ne = 11,448 - 0,48.1,75 + 0,7 .1,67 = 11,828 \text{ t}$$

$$Cp + Ne = 12,028 + 1,4.1,67 \text{ -----------} =14,788 \text{ t}$$

moment :

$$Cp + Ve = (+ 0,790 - 5,645 - 0,67) - 29.1,75 = - 56,2 \text{ t m}$$

Combinaisons à retenir :

$N = 17,3$ t

$M = -56,2$ t m

Le profilé sera determiné par les abeques de Macquart :

on obtient ainsi un HEA 450 dont les caracteristiques sont les suivantes :

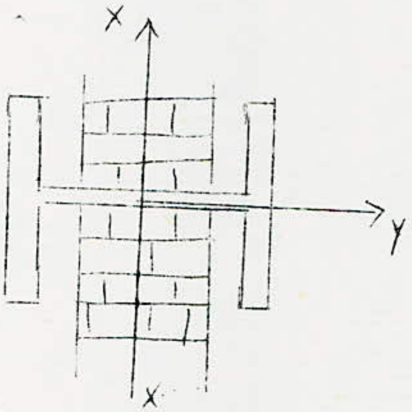
Section	$A = 178\ Cm^2$
$Ix = 63720\ Cm^4$	$\frac{Ix}{Vx} = 2900\ Cm^3$
$Iy = 9465\ C\ m^4$	$\frac{Iy}{Vy} = 631\ Cm^3$
$ix = 18{,}9 Cm$	$iy = 7{,}29\ Cm$

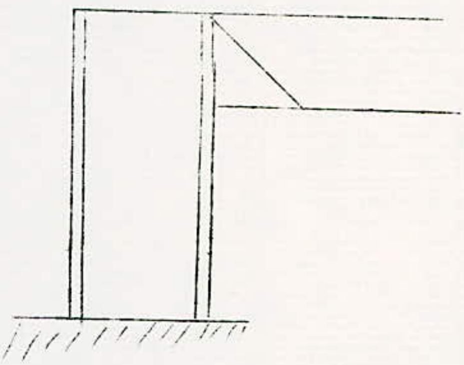
/VERIFICATION REGLEMENTAIRE /

Nous sommes dans le cas d'un flambement par rapport à l'axe x-x, sachant que la presence du mur empêche le flambement par rapport à y-y dans ce cas $My = 0$ et Mx : moment trouvé dans les combin--aisons: $Mx = -\ 56{,}2\ tm$

Relation à verifier :

$$\sigma . K_{1x} + K_{fy}\, \sigma_y + K_{fx}\, K_d\, \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$





$\sigma_y = \frac{My}{Wy} = 0$ car $My = 0$

kd = 1 presence du mur donc pas de risque de deversement, on aura finalement:

$$\sigma K_{1x} + k_{fx}\, \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{17{,}3.10^3}{178} = 97\ daN/Cm^2$$

- Calcul de k1x et kfx

$\lambda_x = \frac{lfx}{ix}$ la longueur de flambementdu poteau est telle que lo = lf longueur du poteau est egale à 7,4 m ,le rayon de giration suivant x-x ix = 18,9 Cm on aura:

$$\lambda_x = \frac{740}{18{,}9} = 40$$

CE qui nous donne:

$$\sigma kx = 129{,}54\ daN/mm^2$$

Calculons le coefficient ux :

$$ux = \frac{\sigma kx}{\sigma} = \frac{129,54}{0,97} = 134$$

D' ou

$$k1x = \frac{ux - 1}{ux - 1,3} = \frac{134 - 1}{134 - 1,3} = 1,002$$

$$kfx = \frac{ux + 0,25}{ux - 1,3} = \frac{134 + 0,25}{134 - 1,3} = 1,012$$

Calcul de σfx

$$\sigma fx = \frac{Mx}{\frac{Ix}{Vx}} = \frac{56,2.10^5}{2900} = 1940 \text{ daN /Cm}^2$$

Les differents coeffecicnts étant determinés il ne nous reste plus qu' à verifier la formule :

$$\sigma k_{1x} + k_{fx}\,\sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

1,002.97 + 1940. 1,012 = 97,2 + 1983,52 daN/Cm²

2081 IFER à 2400 daN/Cm²

La condition est verifiée donc on prendra pour poteau à ame pleine un HEA (~~400~~). 450

CALCUL DES POTELETS :

Les potelets jouent le rôle de raidisseur pour la maçonnerie avec les lisses de la façade pignons . Ils trasmettent les efforts ,en tête à la poutre au vent , en pieds aux fondations.

Les régles provisoires de seisme en ALGERIE imposent:

Des chaînages,en beton armé ou métal,horizontaux et verticaux,interess -sant toute l'epaisseur du mur devront être disposés de façon à consti -tuer des panneaux dont la dimension entre chaînages parallèles n'exè- -de pas 5m ou ni la superficie 20m² ,ouvertures comprises.Le remplise -sage est généralement calculé comme une plaque appuiyée sur ces quatre côtés en limitant les traction à 2 Kg/Cm² (DAUSSY)

L'épaisseur du mur : e = 20 cm en brique.

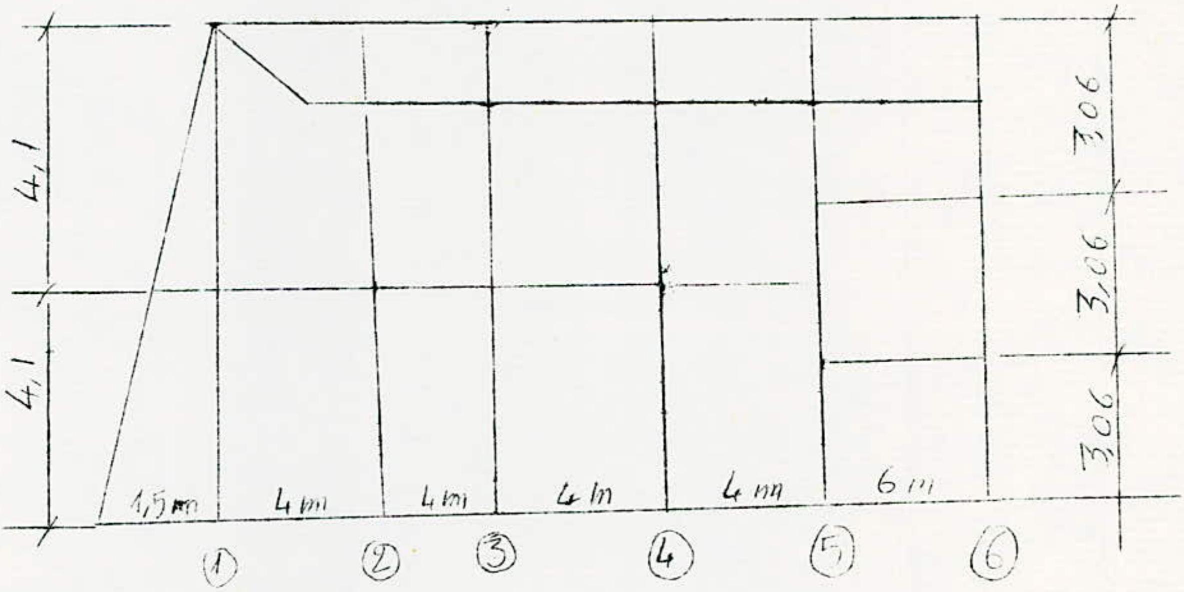
S Inf ou egale à $\frac{e^2}{20}$ doit être vérifier ce qui nous permett de disposer les lisses.

Entre 1 et 2 ; 2 Et 3 ; 3et 4 ; 4 et 5 on a :

S = 4,1 . 4 = 16,4 m² Inf à 20 m²

Entre 5et 6 :

S = 6 . 3,1 = 18,6 m² Inf à 20 m²



Dimensionnement des potelets:

Les potelets sont à dimensionner sous l'action du vent le plus defavor- -able , souflant sur la façade pi gnion et reprenant 60% de la maçonnerie en compression .

LEs potelets sont articulés à leurs deux extremités: à la membrures de la ferme et fondations .

La disposition des lisses est iddiquée ~~sur~~ sur la figure .

Determinatio des efforts:

- Efforts dus à la maçonnerie :

Sachant que l' epaisseur est : de 20 Cm et la masse volumique = 1300Kg/m²
et aussi que le calcul sera faitv pour le potelet le plus defavorable :

$$1,300.0,20.5.9,2 = 11,6 \text{ t}$$

D'ou $$N = 0,6.\ 11,6 = 6,96 \text{ t}$$

- Efforts dus au vent :

Le calcul du moment de flexion du vent extrème le plus defavorable:

$$q = 100 \cdot 1,75 \cdot 5 = 875 \text{ daN/ml}$$

D'ou $$M_{max} = \frac{875.\ (9,2)^2}{8} = 9,25 \text{ t m}$$

Effort de calcul :

$$N = \frac{4}{3}\ Cp = 1,333 \cdot 6,96 = 9,3\text{t}$$

$$M_{max} = 9,25 \text{ t m}$$

Les abaques de macquart nous donne un ~~300~~- IPE 300

Carecteristiques du profilé:

$I_x = 8356 \text{ Cm}^4$ -------------------- $\frac{I_x}{V_x} = 557 \text{ C m}^3$ $i_x = 12,5\text{Cm}$

$I_y = 604 \text{ Cm}^4$ -------------------- $\frac{I_y}{V_y} = 80,5 \text{ Cm}^3$ $i_y = 3,35\text{Cm}$

VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES/

Même remarque que pour les poteaux ; le flambement se fait dans le plan ZOY donc par rapport à l' axe x-x, car il est empêché suivant y-y par la maçonnerie; ainsi élimination de tout risque de deversement.

On aura donc $k_d = 1$ et $M_y = 0$

D'ou la formule àverifier:

$$\sigma\ k_{1x} + k_{fx}\ \sigma\ f_x \text{ Infou egal à } \sigma_e$$

- Calcul de σ

$$\sigma = \frac{9250 + 42,2.9,2}{53,8} = 179 \text{ daN/ Cm}^2$$

- Calcul de k_{1x} et k_{fx} :

$$u_x = \frac{\sigma_{kx}}{\sigma} \quad ; \quad \lambda_x = \frac{920}{12,5} = 74$$

d'ou $$\sigma_{kx} = 37,85 \text{ daN/ Mm}^2$$

$$u_x = \frac{37,85}{1,79} = 21 \quad \text{d' ou} \quad k_{1x} = \frac{u - 1}{u - 1,3} = \frac{21-1}{21-1,3}$$

$$k_{1x} = 1,015$$

$$k_{fx} \doteq \frac{u + 0{,}03}{u - 1{,}3} = \frac{21{,}03}{19{,}7} = 1{,}07$$

<u>Calcul de σ_{fx} :</u>

$$\sigma_{fx} = \frac{9{,}2\cancel{5}.10^5}{557} = 1650 \text{ daN/ Cm}^2$$

Verification de la formule :

$$179 \,.\, 1{,}015 + 1{,}07 \,.\, 1650 \text{ Inf à } 2400 \text{ daN/Cm}^2$$

$$1952 \text{ daN/Cm}^2 \text{ inf à } 2400 \text{daN/cm}^2$$

Donc nous retenons le profilé determiné par les abaques de Macquart:
IPE 300 —

/CALCUL DU POTEAU INCLINE /

C'est un poteau en treulli dont les elements sont tubulaires, sa longueur est de 9,6 m ,incliné sur l'horizontale de 9,3)°.AU nombre de neuf ,ils sont distant de 6 m l' un de l' autre ; constituant la façade principale . Pour un bon éclairage de la piscine, le bardage sera une couverture translucide,legére; dont le ~~est~~ poids propre est aux en--virons de 1 à 2 Kg/m² .Cette couverture reposera sur des lisses en U jouant le rôle de pannes , distants de 1,6m ,donc au nombre de $6). Nous avons prevu une aeration dans la partie superieure,surtoute la l•n-gueur et ayant une hauteur de 1,6 m; cetteaeration nous amené à étudier le poteau lorsque l'aeration est fermée ou ouverte ,suos different cas de vent .

Lecalcul des efforts dans les tubes constituants- le poteau sous diff férents cas de charge sera fait par la methode graphique de Crémona.

Evaluation du poids propre :

Lepoids propre du poteau sera évalué par la formule empirique utilisée pour la determination du poids proppe de la ferme :

$$Q = \left[\left(4 - \frac{L}{10} \right) + \frac{q\sqrt{L}}{100\ C} \right] Le$$

L : portée du poteau

q : charge due à là couverture

C = 0,5 coefficient dependant du metal

e ; espacementv entre les poteau .

Généralement , des UPN 140 suffisent pour des lisses de la façade prin--cipale dont le pouds propre est de 96 Kg/M.

bardage :1 Kg/m² , distance entre poteau est de 6 m , longueur du poteau L =9,6 m ,distance entre les pannes = 6,76Kg/m² .

Remarquons que dans le calcul du portique ,pour la comodité du calcul le poteau incliné a été supprimé,et remplacé par un appui simple dons la direction est la même que celle du poteau incliné : 9,3° .

$$q = \left[\left(4 - \frac{9,6}{10}\right) + \frac{61.\sqrt{9,6}}{100.0,5} \right] = 6,76 Kg/m^2$$

Lepoteau sera calculé en tenant compte des efforts qui lui sont trans--mis sous les differents cas de charge : charge permanente , neige,vent ainsi que le seisme . L'appui étant articulé,donc pas de moment et les efforts sont : soit une compression , soit une traction qui sont transmises à la membrure superieure du poteau incliné et n'ont aucun effet sur les membrures inferieures en arc de cercle ou les diagonales et les montants.

La force transmise en chaque noeud par la lisse est :

$$P^{+} = 9,6. + 96.1,6 + 6,76.9,6.6 = 495\,Kg$$

bardage + lisses + poids propre du poteau .

<u>Predimentionnement des differents élements</u> :

Les efforts determinés sous les différents cas de ~~ch~~ charges sont dans les les tableaux recapitulatifs relatifs au poteau incliné, dans ces tableaux on trouve les combinaisons suivantes :

$$\text{I} : \frac{4}{3}\,Cp + \frac{3}{2}\,Nn$$

$$\text{II} : \frac{4}{3}\,Cp + \frac{17}{12}\left(Vn + \tfrac{1}{2}\,Nn\right)$$

$$\text{III} : \frac{4}{3}\,Cp + \frac{3}{2}\,Nn$$

IV / Cp + Ve

NOUS remarquons que ~~que~~ le seisme entre dans les charges permanentes, bien qu'il est faible .

DE ces 4 combinaisons on tire la plus défavorable pour chaque barre qui nous servira à determiner en première approximation la section ne--cessaire.

$$A = \frac{k\,.N}{\sigma_e}$$

Lecoefficient $k = 1,25$ à $1,7$

$\sigma_e = 2400$ daN/Cm²

<u>Calcul</u> :

Nous effecturons un exemple de calcul pour une barre, tousles calculs seront identiques (vour les tableaux relatifs au poteau incliné)

Pour les membrures superieures "S "

Prenons une valeurs intermediaire de k , $k = 1,5$

D'ou la section:

$$A = \frac{1,5\ .\ 10070}{2400} = 6,25\ Cm^2$$

Avec $N = 10,07$ t

SUR les tableaux on choisit le tube ayant la section la plus rappr--ochée , pour une meuilleurs resistance on choisit le tube qui a le diametre maximum et l' épaisseur la plus petite possible :

Le tube choisit :

$\varnothing = 60$ mm $e = 4$ mm $A = 7,04$ cm

Rayon de giration $r = 1,99$cm

$l_y = l_o$ (l_o longueur entre points de fixation)

$l_y = 160$ c m

(dans le plan du poteau)

$l_x = 0,9\ l_o = 144$ cm   (dans le plan perpen diculaire)

$$\lambda = \frac{160}{1,99} = 81 \qquad \text{d'ou } k = 1,471$$

Verification de la contrainte

$$\sigma = \frac{kN}{A} = \frac{1,471.10070}{7,04} = 2240 \text{ Infer à } 2400 \text{daN/ cm}^2$$

Donc le tube de diamètre 60mm et $e = 4$ mm sera adopté pour toute la membrure superieure .

Membrures inferieures I

$k = 1,7$ $N = 10250$ Kg

d'ou

$$A = \frac{1,7.10250}{2400} = 7,2 \text{ Cm}^2$$

ON chousit :

$\varnothing = 83$ mm $e = 4,5$ mm $A = 11,1$ Cm²

Rayon de giration $r = 2,79$ cm

$l_y = 325$ cm $l_x = 292,5$ cm

$$\lambda = \frac{325}{2,79} = 117 \qquad \text{d' ou } k = 2,40$$

Verification de la contraite

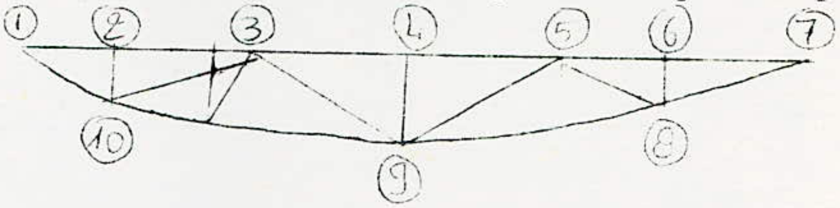
$$\sigma = \frac{k.N}{A} = \frac{2,40.\ 10250}{11,1} = 2210 \text{ Infer à } 2400 \text{ daN/ cm}^2$$

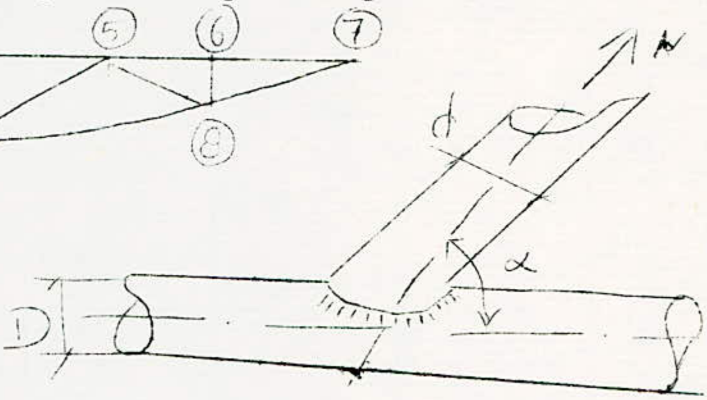
Pour les montants et les diagonales , du faite que les efforts sont faibles nous adopterons des tubes de diamètre $\varnothing = 45$ mm , $e = 4$ mm .

Les verifications sont faites dans les tableaux relatifs au poteau incliné .

ETUDE DES NOEUDS DU POTEAU INCLINE/

Nous procederons à la determination de laa longueur du cordon de soudure et de son épaisseur : pour chaque neoud.

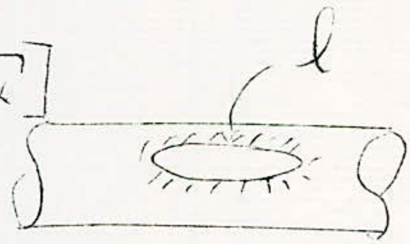




$$\frac{N}{0,85 l \alpha} \leqslant 0,85 \sigma_e$$

l : donnée par la formule

$$l = \frac{\pi . d}{2} \xi \left[\frac{3}{2}\left(1 + \frac{1}{\sin \alpha} \right) - \sqrt{\sin \alpha} \right]$$



D'ou a

$$a = \frac{N}{(0,85)^2 \alpha l \sigma_e}$$

$\gamma' = \frac{d}{D}$	0,2	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
ξ	1,0	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05	1,06	1,08	1,12	1,22

NOEUD 1

Diamètre du gros tube $\quad \varnothing = 83$ mm

" " "petit " " $\quad \varnothing = 60$ mm

L'effort est $\quad N = 9,75$ t

;L' angle d'inclinaison est de 17° $\quad \sin(17°) = 0,292$

D'ou

$$l = \frac{3,14.6}{2} . 1,04 \left[\frac{3}{2} \left(1 + \frac{1}{0,292} \right) - \sqrt{0,292} \right]$$

$$l = 59,5 \text{ cm}$$

D'ou l'epaisseur du cordon de soudure :

$$a = \frac{9750}{24.(0,85)^2 . 595} = 0,95 \text{ mm}$$

On prendra a = 4 mm . Ilest de même pour le noeud 7.

NOEUD 2

Diamètre du gros tube $\quad \varnothing = 60$ mm

Diamètre du petit tube $\varnothing = 45$ mm

-Montant 2-10

L'angle entre les deux barres est de 90° donç $\sin(90°) = 1$

D'ou la longueur du cordon de soudure :

$$l = \frac{\pi . 4,5}{2} . 1,04 \left[\frac{3}{2} (1 + 1) - \sqrt{1} \right]$$

$l = 14,7$ cm on prendra $l = 16$ cm

$$a = \frac{1364}{0,72 . 160 . 24} = 0,5 \text{ mm} \quad \text{on prendra} \quad a = 4 \text{ mm}$$

ILen est de même pour les noeuds 4 et 6 .

NOEUD 3

Diagonale 3-10 (soudure sur la membrure superieure)

Diamètre du gros tube $\varnothing = 60$ mm

Diamètre du petit tube $\varnothing = 45$ mm

L'angle entre les deux barres est de 18° d'ou $\sin(18°) = 0,308$

L'effort $N = 1,772$ t

D'ou la longueur du cordon de soudure :

$$l = \frac{4,5}{2} . 1,04 \left[\frac{3}{2} (1 + 3,24) - \sqrt{0,55} \right]$$

$l = 42,5$ cm et $a = 4$ mm

(soudure sur la membrure inferieure)

$\varnothing = 45$ mm petit diamètre

$\varnothing = 83$ mm gros diametre

L'angle = 73°.

$$l = \frac{4,5}{2} \times 1,02 \left[\frac{3}{2} (1 + 1,05) - \sqrt{0,97} \right]$$

$l = 16$ cm d'ou $a = 4$ mm

Le noeud 10 est identique au noeud 8 —

Diagonale 3-9

(soudure sur la membrure superieurs)

$\varnothing 1 = 45$ mmm

$\varnothing 2 = 60$ mm

angle entre les barres = 30°

effort $N = 1,772$

$$l = \frac{4,5}{2} \times 1,04 \left[\frac{3}{2} (1 + 1,15) - \sqrt{0,86} \right]$$

$l = 17,5$ cm $a = 4$ mm

(soudure sur la membrure iferieure)

$\varnothing 1 = 45$ mm

$\varnothing 2 = 83$ mm

angle entre les barres = 28°

effort $N = 1,772$

$l = 31$ cm $a = 4$ mm

Chapitre V CALCUL DE LA TOITURE

1) <u>Hoix de la couverture</u> :

Nous avons choisi~~t~~ le T N 40 pour permettre en premier lieu dà avoir une disposition des differentes couches isolatrices .

- Elle sera choisie aussi en fonction de la charge qu 'elle supporte
- de la distance entre les pannesx
- de la pente de la toiture .

Caracteristiques mecanique du T N40 :

Le TN40 en tole d'acier galvanise ou aluminé sur les deux faces.

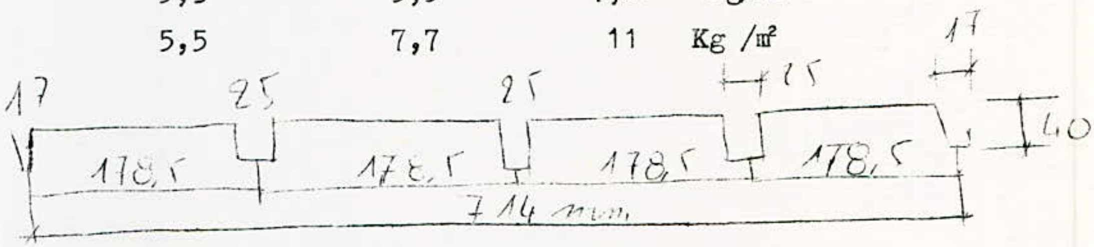
L'epaisseur varie de 0,5 à 1,5mm

Largeur utile 714 mm

Distance entre pannes : pouvant aller jusqu'à 4 m

LOngueur sur demande

e =	0,5	0,75	1,00	mm
	3,9	5,5	7,8	Kg/ml
	5,5	7,7	11	Kg /m²



Nous choisirons 0,75 x 714 x 4000 .

2) <u>Calcul desx pannes</u> :

Les pannes sont espacées de 2 m ,elles sont appuiées simplement sur les fermes ,nous n'avons pas a prevoir des lierres de pannes comptes- tenu de la faible inclinaison de la toiture .

Nous verifirons la flèche sous les charges normales non ponderées :

$$Cp + Nn \quad \text{ou} \quad Cp - Vn$$

Cp : poids de la toiture ,les pannes comprises.

Nous verifirons la contrainte en surcharges extrême :

$$Cp - Ve$$

Generalement pour les pannes des IPE 140 suffisent :

Caracteristiques du profilé :

$A = 16,4\ cm^2$ $\qquad I_x = 541\ cm^4$ $\qquad \frac{I_x}{V_x} = 77,3\ cm^3$

$I_y = 44,9\ cm^4$ $\qquad \frac{I_y}{V_y} = 12,3\ cm^3$

Determination des charges :

charges normales non ponderées .

$$Cp + Nn = 38,5 + 20 = 58,5 \text{ daN/m}^2$$

d'ou $\quad q = 58,5 \times 2 = 107 \text{ daN/ml}$

verification de la flêche :

$$fx/lx = \frac{5ql^3}{384 .E.I} = \frac{5.107.216}{384.210.541} = 1/380$$

$$fx/lx = 1/380 \text{ inf à } 1/200$$

charges normales ponderées ou extremes.

verification de la contrainte :

$$Cp - Ve = 38,5 - 1,75 \times 76 = - 134 + 38,5 = - 95,5 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 95,5 \times 2 = 191,0 \text{ daN/ml}$$

D'ou le moment maximum :

$$Mmax = \frac{ql^2}{8} = \frac{191 \times 36}{8} = 860 \text{ daN. m}$$

$$\sigma = \frac{860}{77,3} = 11,10 \text{ daN/m}^2 \text{ inf à } 24 \text{ daN/m}^2$$

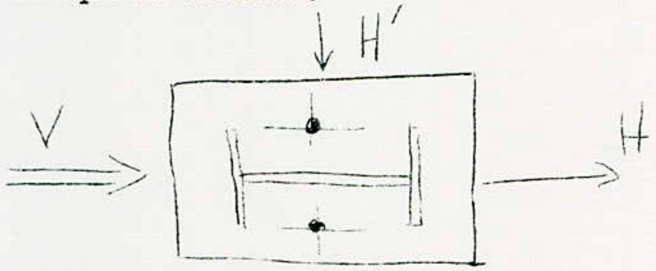
Donc le profilé IPE 140 convient. Nous distinguerons deux cathe -egories de pannes :

- Pannes soumises à la flexion simple.
- Pannes soumises à la flexion avec une compression provenant des potelets . Ces pannes seront verifiées au deversement,et ilest possible que le changement de profilé soit necessaire .

Chapitre VI FONDATIONS ET SCELLEMENTS DES POTEAUX

MASSIFS DE FONDATION DES POTELETS

Nous avons adopté des IPE 300 , articulés à leures deux extre -emites, pour réaliser l'articulation sur les fondations on utilisera 2 boulons comme l'indique le schema .



Efforts agissant sur le massif de fondation :

N1 = 6,96 t du à la maçonnerie

p poids propre 36,1 x 9,2 = 331 Kg

d'ou N = N1 + p = 6,96 + 0,33 = 7,29 t

H : effort provenant du vent .

$$H = \frac{100 \times 5 \times 9,2}{2} = 2,3 \text{ t}$$

Reduisons ces efforts àla surface de contact : sol ,massif de fondation .

Hauteur du massif de fondation h = 1 m

N = 7,29 t

H2v = 2,3 t

M(H2v) = 2,3 x 1 2,3 tm

L'effort horizontal H2v = 2,3 t inf à 0,36 N donc il est repris par frottement .

Sollicitations et verification en 1° genre :

Max de G + P + V + T / G + 1,2P + T P = T = 0

x Charge verticale = 7,29 t

x " " horizontale = 2,3 t

x Moment M(H2v) = 2,3 tm

Massif de fondation:

L = 1 m l = 1 m h = 1 m

Poids du massif : 1 x 1 x 1 x 2,5 = 2,5 t

Charge normale sur le sol :

$$N3 = 7{,}29 + 2{,}5 = 9{,}79 \text{ t}$$

Excentricité :

$$eo = \frac{2{,}3}{9{,}79} = 0{,}235$$

$$e1 = L/6 = 1/6 = 0{,}33$$

eo inf à e1 $\sigma s = \frac{N3}{L \times 1} \left(1 + \frac{6eo}{L} \right) = 9{,}97(1 + 6 \times 0{,}235)$

2,35 daN/cm² inf à 5 daN/cm²

<u>Sollicitations et verification en 2)genre :</u>

Max de
$$G + 1{,}5V + 1{,}5P + T$$
$$G + P + \gamma w\ W + T$$
$$G + P\ TV + SI$$

x Charge verticale :

$$G = 7{,}29 \text{ t}$$

x Charge horizontale

$$H2v = 1{,}1 \times 2{,}3 \times 1{,}75 = 4{,}45 \text{ t}$$

x Moment

$$M(H2v) = 4{,}45 \times 1 = 4{,}45 \text{ tm}$$

Dimensions du massif :

L = 1m　　　l = 1 m　　　h = 1 m

$$N3 = 2{,}5 + 7{,}29 = 9{,}79 \text{ t}$$

Excentricité :

$$eo = 4{,}45 / 9{,}79 = 0{,}455$$

eo sup à $e1 = L/6 = 1/6 = 0{,}33$

$$\sigma s = \frac{2N3}{3(L/2 - eo).h} \quad 14{,}5 \text{ daN/cm}^2 \text{ inf à } 15 \text{ daN/cm}^2$$

DOnc nous adopterons L=1m l = 1 m h = 1 m .

/ CALCUL DES MASSIFS DE ~~MASSE~~FONDATION DES POTEAUX INCLINES /

Sachant que le poteau est incliné et articulé sur le massif de fondation , donc pas de moment ,il sera soumis à un effort nomal et à des efforts horizontaux .

x poids propre : G

$M = 0 \quad N = 3{,}9\ t \quad H = 0{,}64\ t \quad H' = 0$

xNeige : N

$M = 0 \quad N = 1{,}4\ t \quad H = 0{,}2\ t \quad H' = 0$

x Vent 3 aeration fermée :

$M = 0 \quad N = -7{,}47\ t \quad H = 0{,}51\ t \quad H' = 4{,}95\ t$

Calcul des sollicitations en 1°ngenre :

Max de $G + P + V + T$

$G + 1{,}2P + T$

1) Moment $M = 0$

2) Effort normal :

$G + P\ V + T \qquad P = T = 0$

$V = (Vn\ ,\ Nn\ ,\ VN + \frac{1}{2}\ Nn) \qquad$ d'ou $V = Nn$

$N = 3{,}9 + 1{,}4 = 5{,}3\ t$

3) Efforts horizontaux :

$H' = 0$

$H = 0{,}66\ t$

Calcul des sollicitations en 2° genre :

$G + 1{,}75P + 1{,}5V + T$

$G + P + wW + T$

$G + P + T + SI$

1) Moment :

$M = 0$

2) Effort normal :

$N = 3{,}9 + 1{,}1 \times 1{,}67 \times 1{,}4 = 6{,}46\ t$

3) Efforts horizontaux :

$H' = 0$

$H = 0{,}64 + 1{,}67 \times 1{,}1 \times 0{,}2 = 1{,}006\ t$

Verification du massif de fondation :

Nous remarquons que le soulèvement est assez importeant , on a intêret à prendre un massif de telle manière que la sta-stabilité soit satisfaite .

On prendra : $L = 2$ m $l = 2$ m $h = 1$ m

Verification en 1° genre :

$$P = 2 \times 2 \times 1 \times 2{,}5 = 10 \text{ t}$$

$$N3 = 10 + 5{,}3 = 15{,}3 \text{ t}$$

Excentricité ;

$$eo = \frac{M}{N3} = 0{,}66/15{,}3 \simeq 0$$

eo inf à e1

$$\sigma s = \frac{N3}{L \times l} = \frac{15{,}3}{2 \times 2} = 0{,}38 \text{ daN/cm}^2 \text{ inf à } 5 \text{ daN/cm}^2$$

Verification en 2°genre :

$$N3 = 10 + 6{,}46 = 16{,}46 \text{ t}$$

$$eo = \frac{M}{N3} \; 1{,}006/\,16{,}46 = 6.10^{-2}$$

eo inf à e1

$$\sigma s = \frac{N3}{L \times l} \left(1 + \frac{6eo}{L} \right) = 0{,}485 \text{ daN/cm}^2$$

VERIFICATION AU SOULEVEMENT :

Lec vent le plus defavorable est le vent 3 aeration fermée.

La combinaison la plus defavorable :

$$N = G + P + \gamma wW + T$$

$$N = 3{,}9 - 1{,}1 \times 1{,}75 \times 7{,}47 = -10{,}48 \text{ t}$$

P = 10 inf à 10,48 donc il y a soulevement.

IL nous faut augmenter le poids du massif :

Onprendra :

$L = 2{,}1$ m $l = 2$m $h = 1$ m

$$P = 2{,}1 \times 2 \times 1 \times 2 \times 2{,}5 = 10{,}5 \text{ t}$$

Donc P = 10,5 sup à 10,48 t pas de soulevement .

Pour ce qui est de la verification du massif en 1° et en 2° genre il passe largement .

oooOOOooo

/CALCUL DES FONDATIONS DES POTEAUX A AME PLEINE/

CACUL DE LA PLATINE

Vu l'importance du moment agissant sur la fondation on est contraint de prendre une grande longueur.Paur les massifs du coté de la construction (restaurant,salle de conference etc ...)ne seront pas calculés.

IL nous faut verifier les conditions suivantes :

-Sous les sollicitations du 1° genre que nous sommes dans le domaine élastique du sol .

- Sous les sollicitations du 2° genre nous restons dans le domaine ~~pl~~ plastique .
- Sous vent extreme le soulevement est stabilisé par le poids du massif;
- Sous vent extrême que l'excentricité est à l' interieur de la semelle.

Calcul des sollicitations :

x **Effet des charges permanentes :**

- **Dusà l'ossature :**

$N = 4{,}35\ t \qquad M = 0{,}79\ tm \qquad H = 0{,}64\ t$

- **Dus à la maçonnerie :**

$N = 0{,}6 \times 1300 \times 0{,}20 \times 6 \times 7{,}4 = 6{,}90\ t$

x **Effet de la neige:**

$N = 1{,}4\ t \qquad M = 0{,}28\ tm \qquad H = 0{,}2\ t \qquad H' = 0$

x **Effet du vent :**

$N = 0{,}48\ t \qquad M = -29{,}06\ tm \qquad H = -6{,}8\ t \qquad H' = 0$

a) **Sollicitations du 1° genre :**

On prendra le maximum donné par les combinaisons suivantes :

$P + G + V + T$

$G + 1{,}2P + T$

1 - **Moment:**

Il faut faire intervenir le vent qui donne le moment le plus grand :

La 2° combinaison s'elimine puisqu'il n'y a pas de vent , et il nous reste : $M = G + P + V + T$ sachant que $P + T = 0$

$M = G + V$

Avec $V = \max(Vn; Nn; Vn + \frac{1}{2}Nn)$

$M = 0,79 - 29,06 = - 28,04$ tm

2 - Charge verticale :

$N = 4,35 + 6,90 - 0,46 = 10,09$ t

3 - Chargehorizontale :

$H' = 0 \qquad H = 6,8 - 0,64 = 6,16$ t

b) Sollicitations du 2° genre :

On prendra le maximum de :

$G + 1,5P + 1,5V + T$ (1)

$G + P + \gamma wW + T$ (2)

$G + P + T + SI$ (3)

1 - Moment :

On prendra la combinaison qui donne le moment le plus defavorable ainsi c' est le vent qui est le plus preponderant: Les combinaisons (1) et (3) s'eliminent d'elles mêmes , il nous reste

$$G + P + \gamma wW + T \qquad P = T = 0$$

$$w = 1,10 - \frac{P(G)\max}{G} = 1,10 \quad (P(G)\max = 0)$$

$$M = 0,79 - 29,06 \times 1,75 \times 1,1 = - 54,92 \text{ tm}$$

2 - Calcul de l'effort normal :

$$N = G + P + \gamma W W + T$$

$$N = 4,35 + 6,90 - 0,46 \times 1,1 \times 1,75 = 9,66 \text{ t}$$

3 - Effort horizontal :

$$H' = 0$$

$$H = 6,8 \times 1,1 \times 1,75 - 0,64 = 12,44 \text{ t}$$

Vu l'importance des efforts horizontaux nous prevoyons des bêches , puisque la formule nous dispensons de celles ci :

H inf ou egal à, 0,36 N n'est pas verifiée

Les sollicitations étant determinées nous procéderons comme suit :

1) Verification du massif de fondation
2) Calcul de la platine
3) Verification de la platine

1) Verification du massif de fodation :

Comme il a etait precisé precedemment , dans le calcul qui precede nous nous limiterons a une predeterination :

nous avons pris les dimentions suivates :

$L = 4 \text{ m} \quad l = 2{,}5 \text{ m} \quad h = 1 \text{ m}$

poids du massif : $P = 4 \times 2{,}5 \times 1 \times 2{,}5 = 25 \text{ t}$

a) Verification en 1° genre :

$M = -28{,}04 \text{ tm} \quad N = 10{,}09 \text{ t} \quad H = 6{,}16 \text{ t} \quad H' = 0$

POUR le besoin du calcul , nous avons :

σ_s plastique =1 5 bars

σ_s elastique = 5 bars

$N3 = 10{,}09 + 25 = 35{,}09 \text{ t}$

D'ou $$eo = \frac{M'}{N3} = \frac{M + hH}{N3} = 1 \text{ m}$$

$e1 = L/6 = 4/6 \; 0{,}66 \text{ m}$

L/2 SUP à eo SUP à e1

D'ou $$\sigma_s = \frac{2.N3}{3(L/2 - eo)\,h} = 9{,}6 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_s = 0{,}96$ daN/cm² inf à 5 daN/cm²

b) Verification en 2°genre :

$M = -54{,}9 \text{ tm} \quad N = 9{,}66 \text{ t} \quad H = 12{,}44 \text{ t} \quad H' = 0$

$N3 = 9{,}66 + 25 = 34{,}66 \text{ t}$

$M' = 54{,}9 + 12{,}44 \times 1 = 67{,}34 \text{ tm}$

$$eo = \frac{M'}{N3} = 1{,}9 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{2\ N3}{3(L/2 - eo)\ h} = 13{,}86 \text{ daN/cm}^2 \text{ inf à } 15 \text{ daN/cm}^2$$

c) Verification au soulevement :

Le cas des vent 1 aeration ouverte qui donne le plus grand effort de soulevement , la combinaison la plus defavorable :

$G + P + \gamma wW + T \qquad P = T = 0$

D'ou

$10{,}55 - 1{,}1 \times 1{,}75 \times 5 = 0{,}95$ t , il n' y aura pas de soulevement .

-------------ooo000ooooo------------

2°) CALCUL DE LA PLATINE :

La platine repose sur le massif de fodation en beton dont les caracteristiques sont les suivantes :

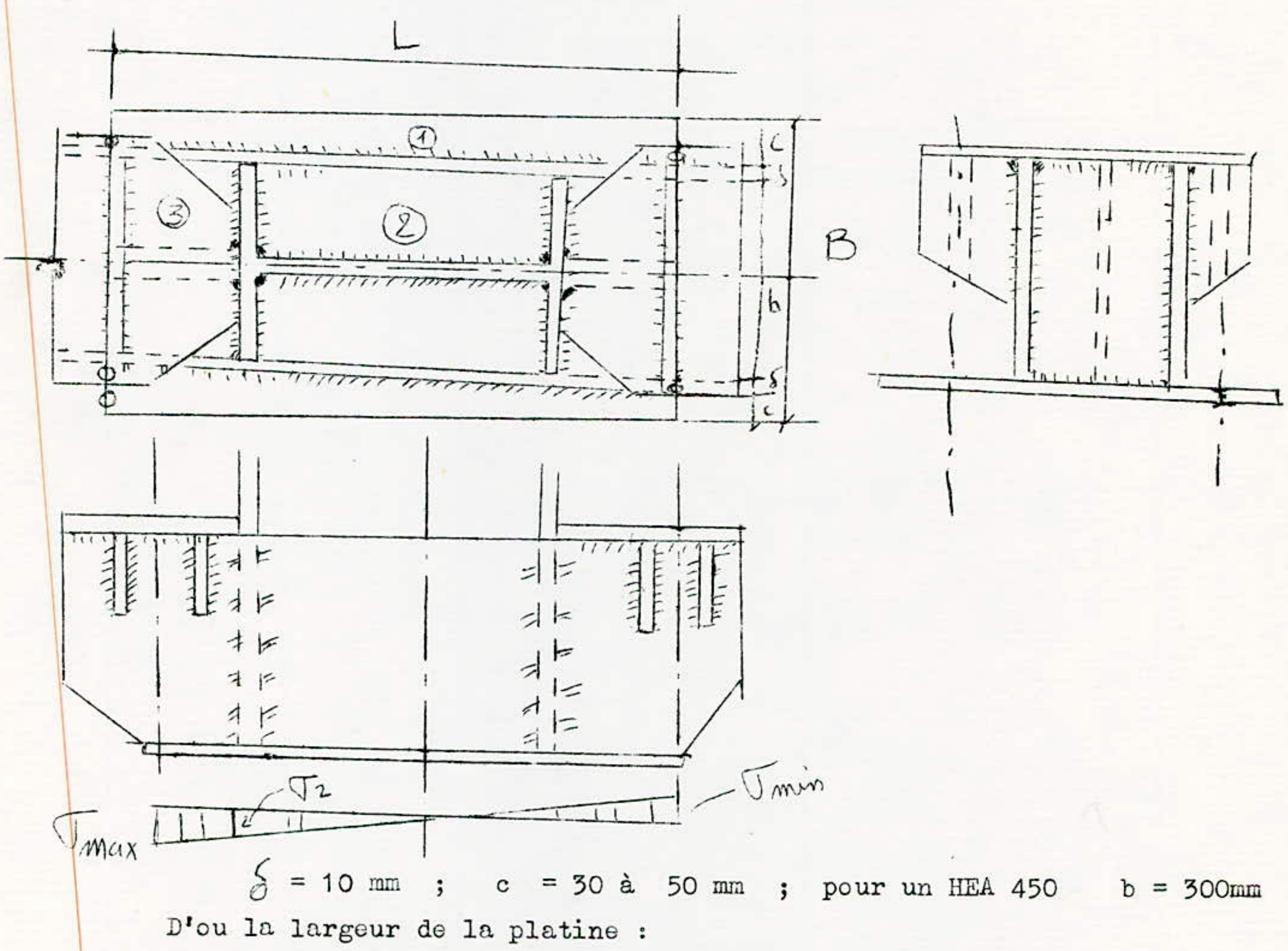
- beton dosé à 300 Kg/m³ non controlé .
- bo = 57,5 daN/m² contrainte de compression simple

La largeur de la platine est donnée approximativement par la formule:

B sup ou egal à b + 2 + 2c

La signification des differents termes de la formule sont sur la figure.

Schema de la platine et position des raidisseurs:



δ = 10 mm ; c = 30 à 50 mm ; pour un HEA 450 b = 300mm

D'ou la largeur de la platine :

B sup ou egal à 300 + 2 x 10 + 2 x 50 = 420 mm

Nous prenderons par mesure constructive :

B = 60 cm

Calcul de la longueur :

$$\overline{\sigma}'_b = \frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2}$$

De cette formule on tire L :

$$L = \frac{N}{2\,B\,\overline{\sigma}'_b} + \sqrt{\left(\frac{N}{2\,B\,\overline{\sigma}'_b}\right)^2 + \frac{6M}{B\,\overline{\sigma}'_b}}$$

Sous l' effet des sollicitations du 2°genre (plus defavorable)

$$\overline{\sigma}'_b \equiv \overline{\sigma}'_{b_0} \times \frac{\delta}{0,3} \times 1,5 \qquad \text{avec} \quad \delta = 0,3\left(1 + \frac{eo}{3e1}\right)$$

M= - 54?9 tm

N = 9,66 t d'ou $\left(1 + \frac{eo}{3e1}\right)$ sup à 2

Ce qui nous donne comme contrainte :

$$\overline{\sigma}'_b = \overline{\sigma}'_{b_0} \times \frac{0,9}{0,3} = 57,5 \times 3 = 172,5 \text{ bars}$$

D'ou la longueur minimale de la platine :

$$L = \frac{9,66.10^3}{2.60.172?5} + \sqrt{\left(\frac{9,66.10^3}{2.60.172,5}\right)^2 + \frac{6.54,9.10^5}{60.\ 172,5}}$$

L sup ou egal à 60 cm

Par dispositions constructives nous prendrons L = 120 cm

Determination de l'epaisseur de la platine :

Pour determiner l'epaisseur de la platine on utilisera la theorie des plaques chargées uniformement et simplement appuiyées sur ces 4 côtés .

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B.L} + \frac{6M}{B.L^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B.L} \pm \frac{6M}{B.L^2}$$

Ce qui nous donne σ_{max} = 39,47 daN/cm²

σ_{min} = - 36,79 daN/cm²

1 - Calcul du moment pour la plaque 1

Vu que la longueur est importante par rapport à la largeur 120 sup à 14 cm on calcul comme poutre de 1 cm de largeur /

$$M1 = \sigma_{max} . c^2 /2 = 39,47 \times 196 /2 = 3868 \text{ daN.cm}$$

2 - Calcul du moment pour la plaque 2 :

$$M2 = \alpha 1 . \sigma 2 . a_2^2$$

a_2 : petit côté . $a_2 = \dfrac{300-11,5}{2} = 144,25$ mm

b : grand côté . b = 440 - 2x21 = 398 mm

On determine en fonction de b/a_2 = 398/144 = 2,76 sup à 2

donc on prendra $\alpha 1 = 0,125$

$$\sigma 2 = \sigma_{max} . 13/36 = 14,25 \text{ daN/cm}^2$$

$$M2 = 0,125 \times 14,25 \times 14,4^2 = 370 \text{ daN.cm}$$

3 - Calcul du moment pour la plaque 3 :

$$M3 = \beta \sigma 3 \times a_3^2$$

$$\sigma 3 = \sigma_{max} = 39,47 \text{ daN/cm}^2$$

a_3 = b = 15 cm $\qquad$ b_3 = 38 cm

a_3 / b_3 = 15/38 = 0,39 inf à 0,5 donc on calcul comme une poutre de 1 cm de largeur et 15 cm de longueur :

$$M3 = \frac{\sigma_{max} . a_3^2}{8} = 39,47 \times 225/8 = 1110 \text{ daN.cm}$$

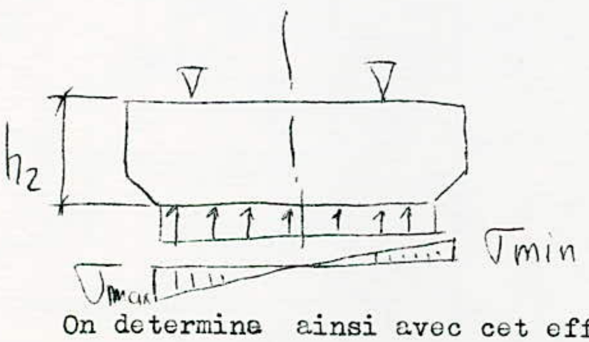
Pour determiner l'epaisseur de la plaque , on prendra le moment le plus grand :

$$M1 = 3868 \text{ daN.cm}$$

$$\delta = \sqrt{\frac{6.Mmax}{e.1}} = \sqrt{\frac{6 \times 3868}{2400}} = \sqrt{9,66}$$

= 32 mm

CALCUL ET VERIFICATION DES RAIDISSEURS :



q_r = max . B/3

q_r = 39,47 x 60/3 = 795,5 daN/cm

N_{cord} = (max +)/2 .B/3 .L/2

= 0

Ce qui nous donne N_{cord} = 23,68 t

On determine ainsi avec cet effort la longueur du cordon de soudure, d'ou la hauteur du raidisseur.

$a = 6$ mm $\qquad a\alpha = 5{,}6$ mm

$$l_{cord} = \frac{N_{cord}}{0{,}75.\,|\,a.\alpha\sigma_e} = 234{,}9 \text{ mm}$$ on prendra donc :

$$h \text{ (raidisseur)} = l_{cord} = 25 \text{ cm}$$

On prendra par mesure constructive une longeur suffisante du raidisseur pour que la contrainte soit satisfaite : $l = h = 35$ cm

Epaisseur du raidisseur e_r = 12 à 10 mm on prendra e_r = 12 mm.

Moment agissant sur le raidisseur :

$$Mr = \frac{q_r \left(\frac{L-44}{2}\right)^2}{2} = 5{,}74 \text{ tm}$$

$$\sigma = \frac{Mr}{Wr} \text{ inf ou egal à } \sigma_e \qquad Wr = \frac{e_r \times h_r^2}{6}$$

$$\sigma = 574000/245 = 2343 \text{ daN/cm}^2 \text{ inf à } 2400 \text{ daN/cm}^2$$

3 °) <u>VERIFICATION DE LA PLATINE :</u> 60 x 120 x 32

a) <u>1° genre</u> :

$M = \cancel{6}\ 28{,}04$ tm $\qquad N = 10{,}09$ t

- Calcul des contraintes du beton :

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{bo} \times \delta/0{,}3 \qquad \text{avec} \qquad \delta = 0{,}3\ (1 + eo/3e1)$$

$eo = 2{,}8 \qquad e1 = 4/6 = 0{,}66 \quad$ d'ou($1 + eo/3e1$) sup à 2

On prendra donc :

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{bo}\ 0{,}6/0{,}3 = 57{,}5 \times 2 = 115 \text{ bars}$$

Le point d' application de la charge est en dehors du noyau central de la platine nous appliquerons la tehorie du moment fictif :

$$Mf = N\ (eo + h/2)$$

Dans notre cas on peut prendre z=h ce qui nous donne : $Mf = 36{,}24$ tm

<u>Calcul du moment resistant :</u>

$$Mr = \bar{\sigma}'_b/2 \times z \times X \times b$$

$z = 120$ cm $\qquad b = 60$ cm $\qquad X = \dfrac{\bar{\sigma}'_{bo}}{\bar{\sigma}'_{bo} + \frac{\bar{\sigma}_a}{12}} xh = 0{,}35.120$

$X = 42$ cm

$$Mr = 57{,}5 \times 120 \times 60 \times 42 = 173{,}8 \text{ tm}$$

Mf inf à Mr

2°) 2° genre :

$M = 54,9$ tm $\quad N = 9,66$ t

De la même manière qu'en 1 genre ($1 + eo/3e1$) sup à 2 ,ce qui nous donnera au maximum $1,5 \times 0,3(1 + eo/3e1) = 0,9$

$= 57,5 \times 3 = 172,5$ daN/cm²

eo sup à e1 eo sup à 120/2

$Mf = 54,9 + 9,66 \times 0,66 = 60,7$ tm

- Calcul du moment resistant:

$Mr = 172,5/2 \times 60 \times 42 \times 120 = 260,8$ tm

Mf inf à Mr

CALCUL DES TIGES D'ANCRAGE :

Nous avons pris 4 tiges :

- 1° genre :

$F = (M'/z - N) \times 1/N = 10,4$ t $\quad (N = 2)$

- 2° genre :

$F = 20,45$ t

Vu que le soulevement est faible par rapport aux efforts dus au moment , donc nous dimensionnerons avec F en 2° genre :

$1,25 \times \frac{F}{Ar}$ inf à σe d' ou $Ar = 1,25 \times 20450/2400$

$Ar = 10,65$ cm² ce qui correspond à une tige d'ancrage de diamètre :

$\varnothing = 42$ mm

VERIFICATION DE L'EPAISSEUR DE LA PLATINE :

F inf ou egal à 375 e t/c x /(* t)

c = t = 38 cm $\quad$ F= 20,45 t $\quad$ e = 3,2 cm

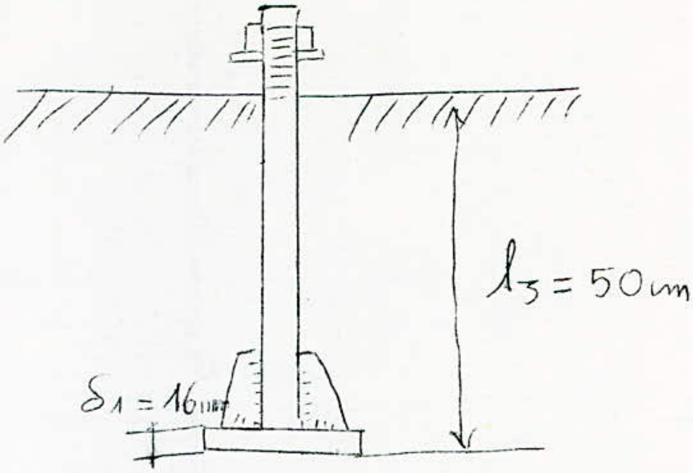
= 60 cm

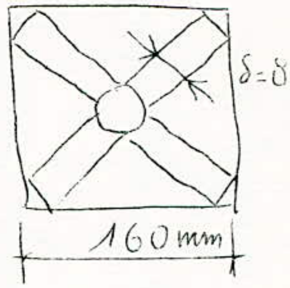
[20450 inf à $3750 \times 32 \times 1 \times \frac{60}{60 + 38} = 80750$ ~~verifier~~].

On considerera aussi l'epaisseur de la plaque superieure

Tiges d'ancrages adoptées :

Nous nous sommes referés à MOKHANOV (page 285) nous avons adopté des tiges avec des plaques soudées au bas des tiges pour avoir un bon ancrage .(VOIR la fig)





CALCUL DES CORDONS DE SOUDURE :

Il nous faut verifier simultanément les conditions suivantes :

x Pour les cordons de soudure assemblant les semelles du poteau et la platine :

$$\text{I} - \sigma_e \text{ inf ou egal à} -1,18 \left[\frac{N}{\Sigma l a \alpha} \mp \frac{M.h}{h^2.L_1 a_1 \alpha_1 + 2(h-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_e$$

II - Pour les cordons assemblant l'âme du poteau et la platine :

$$\sqrt{1,4\left(\frac{N}{\Sigma l a \alpha}\right)^2 + 1,8\left(\frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3}\right)^2} \leq \sigma_e$$

Dans notre cas l'effort du au moment est le plus important ainsi nous utiliserons des raidisseurs (voir schema de la platine), apres plusieurs opperations de calcul et de verification nuos avons adopté :

Pour $N = 9,66$ t $M = -54,92$ tm $T = H = 12,44$ t

$h = 440$ mm

$l_1 = 300$ mm $a_1 = 12$ mm $a_1 \alpha_1 = 10,4$ mm

$l_2 = 150 - 6 = 146$ mm $a_2 = 10$ mm $a_2 \alpha_2 = 8,8$ mm

$l_3 = (2\text{x}1200 + 398)/2 = 1400$ mm $a_3 = 4$ mm

Verification de la fomule I :

$$\Sigma l a \alpha = 300\text{x}10,4 + 146\text{x}8,8 + 1400\text{x}4 = 10^5 \text{ mm}^2$$

$$N/\Sigma l a \alpha = 9660.10^{-5} = 0,966 \text{ daN/mm}^2$$

$M.h = 54920 .10^3.440 = 21,9. 10^9$ Kg.mm

$h^2 l_1 a_1 \alpha_1 = (440)^2 x\ 300 x\ 10,4 = 605,3\ 10^6$ mm²

$2(h-2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2 = 407.10^6$ mm²

D'ou $\dfrac{21,9.10^9}{(605,3+407).10^6} = 21,64$ daN/mm²

-24 inf à $0,966 - 21,64 = -20,67$ daN/mm²

$21,64 + 0,966 = 22,66$ daN/mm² inf à 24 daN/mm²

Verification de II :

$T/ (2 l_3 a_3 \alpha_3) = 12440/2.1400.4 = 1,11$ daN/mm²

$(T/2 l_3 a_3 \alpha_3)^2 = 1,23$

$(N/\Sigma l a \alpha)^2 = (0,966)^2 = 0,93$

$\sqrt{1,4 \times 0,93 + 1,8 \times 1,23} = \sqrt{3,516}$

$\sigma = 1,87$ daN/mm² inf à 24 daN/mm²

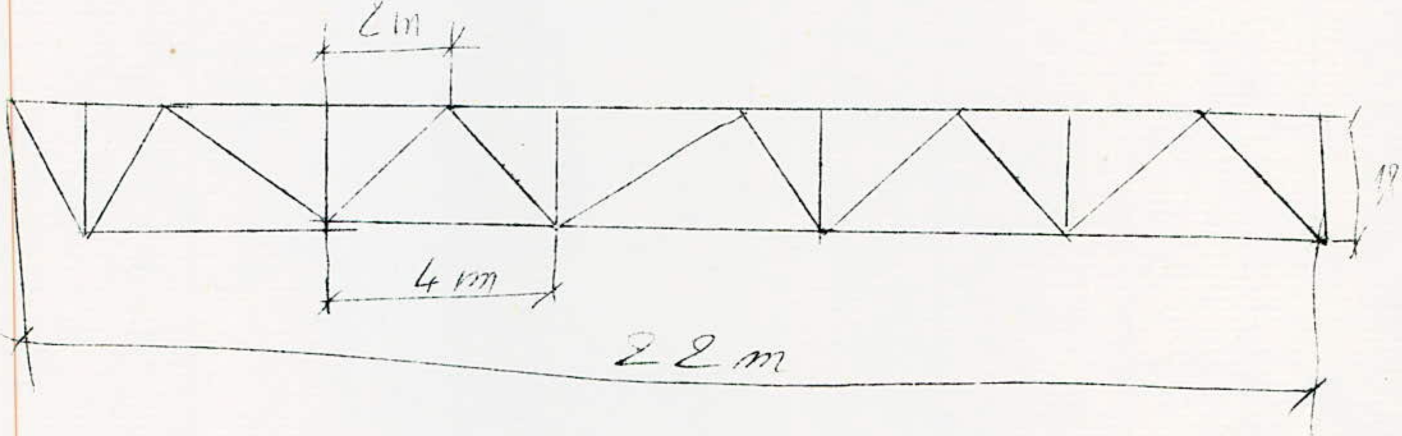
-------------oooooooOOOOOOOOOOOOoooooooooo-------------

Chapitre VII <u>CALCUL DE LA FERME</u>

Calcul de la ferme:

La ferme adoptee a une hauteur de 1,8m,vue la portee de 22m. La piscine est constituee de montants verticaux et de diagonales inclinees. Les membrures superieures et inferieures sont horizontales. Cette solution est adoptee en fonction des points suivants:

+ Du fait que la couverture choisie est du TN40 et la portee maximale est de 2,2m, donc on a choisie la distance entre pannes egale à 2m.
+ LA disposition des potelets sur les façades pignons.
+ Pour avoir une bonne stabilite du contreventement.



LA determination des efforts de traction et de compression dans les membrures superieures et inferieures,les montants et diagonales sera faite par la methode graphique de Cremona.

L'etude de la ferme sera faite sous les differents cas de charges:
charges permanentes,neige et vent.

Du fait de la dissymetrie de la ferme on fera un Cremona pour toute la ferme.

L'inclinaison de la ferme etant de 0,5%, elle permet l'ecoulement des eaux.Dans les calculs elle sera consideree comme horizontale.

Donc un seul Cremona nous suffira pour les charges permanantes et vent sur toute la travee,et pour les differents cas de vent.

DEUX autres Cremona seront etablis pour la neige,soit que la moitie gauche ou droite est chargee.

Un Cremona du moment sera neccessaire pour tout les cas de charges.

Moment au noeud entre ferme et poteau à âme pleine.

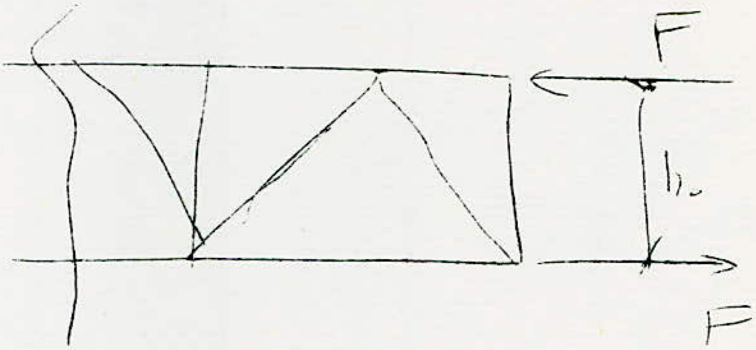
Nous considererons la ferme soumise à un couple de force dont le bras de levier est egale à la hauteur de la ferme.

Charges permanantes:

Moment au point B se decompose en 2 forces F:

$$Mb = -\ 5600 \text{ kg.m}$$

$$F = -\ \frac{Mb}{ho} = -\ \frac{5600}{1,8} = -\ 3100 \text{ kg}$$



Neige:

$$F = \frac{Mb}{ho} = -\ \frac{1760}{1,8} = -\ 977,7 \text{ kg.}$$

Vent 1 : aeration ouverte.

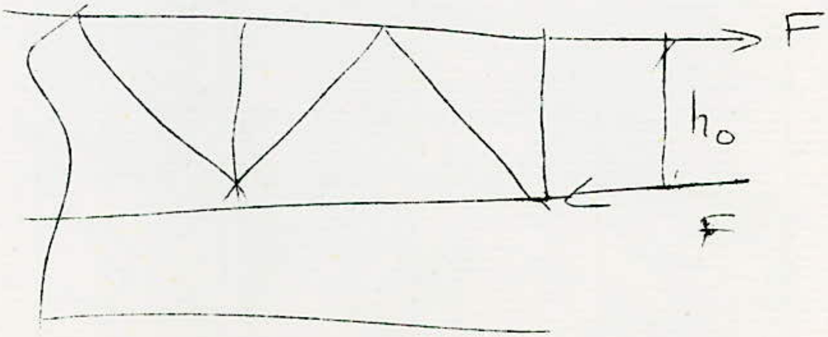
$$F = \frac{Mb}{ho} = -\ \frac{150}{1,8} = -\ 83 \text{ kg.}$$

Vent 2: aeration ouverte .

$$F = \frac{Mb}{ho} = \frac{7330}{1,8} = 4000 \text{ kg.}$$

Vent 2 : aeration fermee:

$$F = \frac{9620}{1,8} = 5350 \text{ kg.}$$



Vent 3 : aeration ouverte :

$$F = \frac{1720}{1,8} = 950 \text{ kg.}$$

Vent 3 : aeration fermee.

$$F = \frac{3890}{1,8} = 2162 \text{ kg.}$$

Predimensionnement des elements :

Les differents elements de calcul sont les tableaux recapitulatifs.
Les differentes combinaisons pour la determination des efforts sont:

$$\text{I-}\quad \frac{4}{3}\,cp + \frac{3}{2}\,Nn$$

$$\text{II-}\quad cp + Ve1 \qquad (\text{ aeration ouverte })$$

$$\text{III-}\quad cp + Ve2 \qquad (\text{ aeration fermee }) \qquad Ci = +\,0,354$$

De ces trois combinaisons , on considerera la combinaison la plus defavorable qui servira au calcul pour chaque barre.
La determination des sections des doubles cornieres sera donnee par les abaques de MACQUART.

Exemple de calcul et de verification :

MMembrure superieure S6.

$$\text{I-}\quad \frac{4}{3}\,cp + \frac{3}{2}\,Nn = -\,25,103 \text{ t ;}$$

$$\text{II-}\quad cp + Ve1 = +\,12,768 \text{ t}$$

$$\text{III-}\quad cp + Ve2 = +\,11,560 \text{ t}$$

Donc c'est la première combinaison qui l'emporte. Le signe moins (-) signifie que l'on a une compression. Le signe plus (+) une traction.

$$N = -\,25,103 \text{ t.}$$

Les abaques de MACQUART nous donne une double corniere de 70x50x8 dont la section est de $A = 18$ cm² et $x = 2,10$ cm ; $x = 3,30$ cm.
La longueur de flambement est definie comme au CM66 page 167.

$$lx = 0,9lo = 0,9 \times 2 = 1,8\text{m}$$

$$ly = lo = 2 \text{ m.}$$

d'ou les elancements suivants :

$$\lambda x = 86 \qquad \text{et} \qquad \lambda y = 60$$

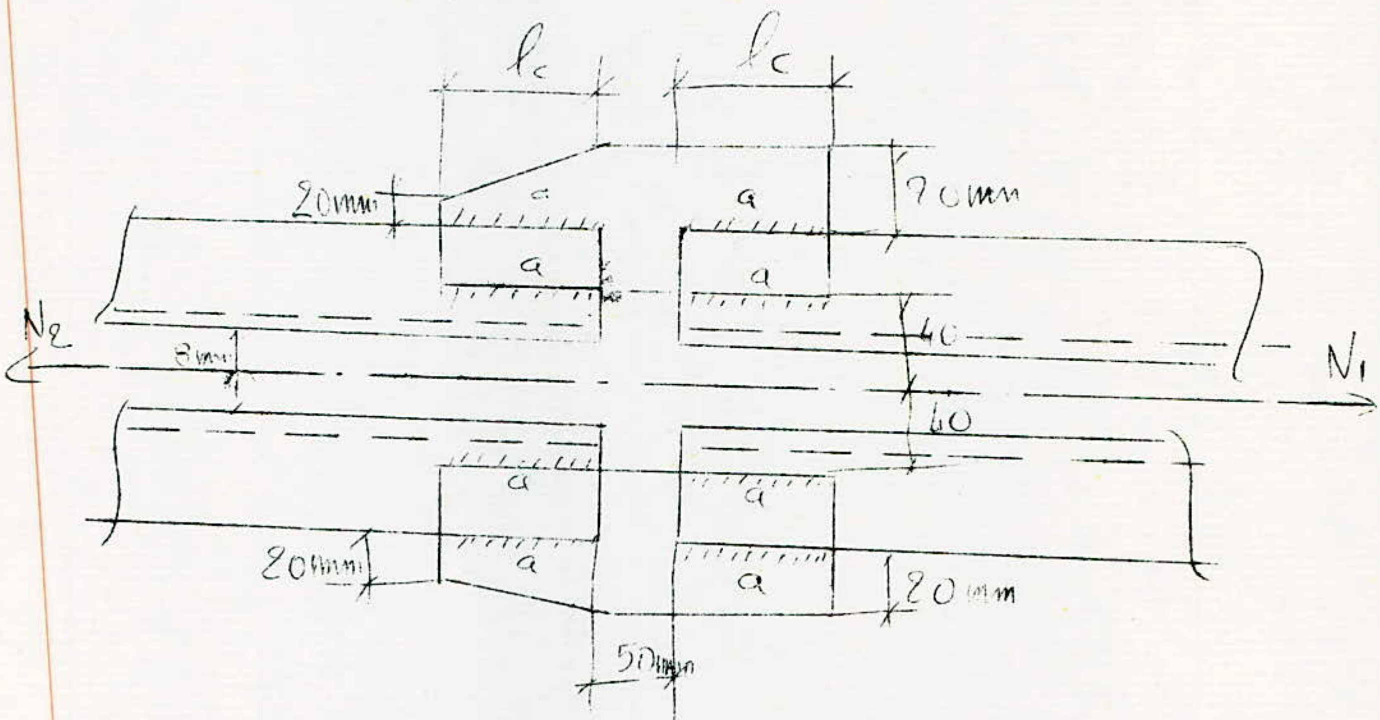
On prendra le plus grand , car c'est par rapport àla direction de la flexibilite que se produit le flambement. On prendra $x = 86$ ce qui nous donne dans le tableau $K = 1,587$.

d'ou la contrainte :

$$\sigma = \frac{KN}{A} = \frac{25103 \times 1,587}{18} = 2210 \quad 2400$$

Calcul des couvres-joints n°14 et n°17 :

On place le couvre-joint, pour permettre la liaison des cornières, là ou il y a changement de section. Le calcul du couvre-joint sera fait comme suit :



La determination du couvre-joint revient au calcul des longueurs des cordons de soudure.

$a_\perp = 8$ mm $\qquad a_\alpha = 7,2$mm $\qquad \beta = 0,35$

$N = 23000$ daN $\qquad 1 - \beta = 0,65$

$$l = \frac{0,65 \times 1,2 \times 2300}{4 \times 0,75 \times 7,2 \times 24} = 34,8 \text{ mm.}$$

On prendra $l_1 = 50$ mm

$a_\perp = 8$ mm $\qquad a_\alpha = 7,2$ mm

CCalcul des appuits et Verification.

Moment au noeud B :

Moment maximum $>$ 0.

$$-\frac{4}{3}cp + \frac{3}{2}Mn = -\frac{4}{3}\times 4{,}95 - \frac{3}{2}\times 1{,}75 =$$

$$= -5{,}65 - 2{,}64 = -8{,}29 \text{ t.m}$$

Moment maximum $<$ 0.

$$cp + Ve2 = -4{,}95 + 1{,}75 \times 9{,}62 =$$

$$= -4{,}95 + 16{,}87 = +12{,}08 \text{ t.m}$$

Calcul de Ri :

$$R1 = \frac{M1}{ho} = -\frac{8290}{1{,}8} = -4600 \text{ daN}$$

$$R2 = \frac{M2}{ho} = \frac{12080}{1{,}8} = +6700 \text{ daN.}$$

Les boulons utilises sont: 4 boulons de 16mm. Dans les 2 cas.

Calcul de T :

$$T = -\frac{4}{3}cp + \frac{3}{2}Mn = -\frac{4}{3}\times 750 \times 5{,}5 + \frac{3}{2}\times 240 \times 5{,}5$$

$$T = cp + Ve1 = -750 \times 5{,}5 + 912 \times 5{,}5 \times 1{,}75$$

$$T1 = -5000 - 1980 = -6980 \text{ daN}$$

$$T2 = -4175 + 8000 = +3825 \text{ daN}$$

Noeud 18:

(~~illegible~~) l1 = 310 mm e = 10 mm

Determination de l'epaisseur du cordon de soudure a :

Les contraines agissant sur les 2 cordons sont :

$$\sigma = \frac{R.e}{Wcord} \quad \text{avec} \quad Wcord = \frac{a\,l}{6} \times 2$$

$$\tau_{\perp} = \frac{R}{2a\,l} \qquad \tau_{//} = \frac{T}{2a\,l}$$

R = 6700 daN T = 6980 daN

a = 4 mm a = 4 mm

$$lc = \frac{(1-\ ) \times 1,2\ N2}{4 \times 0,75 \times a\ \ e} = 21,8 \text{ mm} \qquad \text{avec } N = 14,424 \text{ t}$$

On prendra $lc = 50$ mm.

N° 17 :

Laa figure est symetrique de la première.

$a_1 = 8$ mm $\qquad a_1\alpha = 7,2$

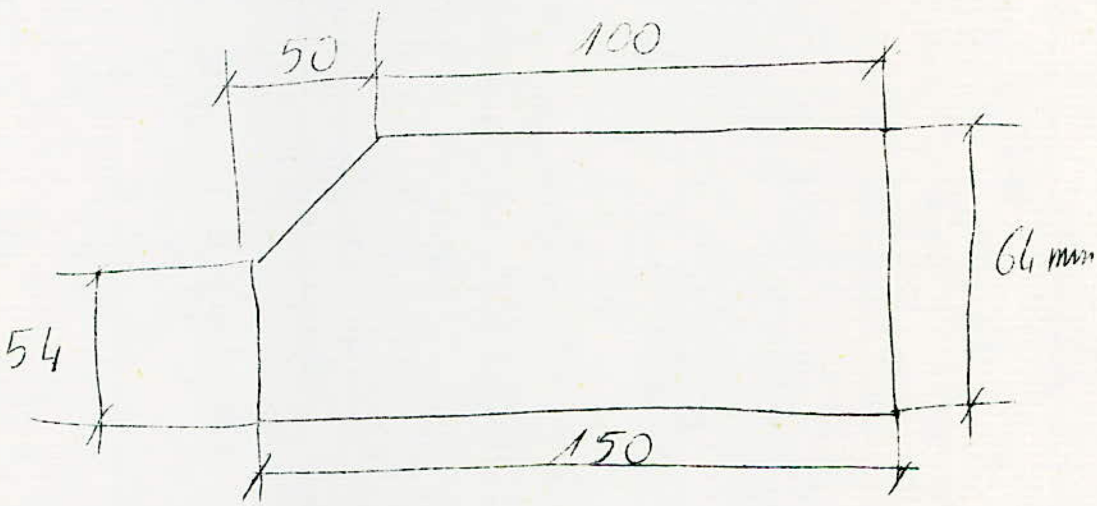
$N = 21,904$ t

d'ou la longueur du cordon de soudure :

$l_1 = 33,5$ mm . On prendra $l = 50$ mm par mesure constructive.

$a_2 = 8$ mm $\qquad a_2\alpha = 7,2$

$l_2 = 18$mm . On prendra $l_2 = 50$ mm.



Epaisseur du couvre-joint :

Pour cela calculons la section transversale A =

$$A = \frac{(1-\theta) \times 1,2 \times N}{e} = \frac{0,65 \times 1,2 \times 23000}{24} = 746 \text{ mm}^2$$

Sachant $A = l.c$ ce qui nous donnera $e = \frac{l}{A}$

$$e = \frac{746}{128} = 5,8 \text{ mm}$$

On prendra $e = 8$ mm. Meme epaisseur que les goussets.

$$\sigma = \frac{6900 \times 10 \times 3}{4 \times 961.10} = \frac{2070}{4 \times 961} = \frac{2070}{3844} = 0{,}54 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_{\perp} = \frac{6900}{2 \times 4 \times 310} = \frac{690}{248} = 2{,}78 \text{daN/mm}^2$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{6980}{2 \times 4 \times 310} = \frac{698}{248} = 2{,}82 \text{ daN/mm}^2$$

Verification de la formule de base :

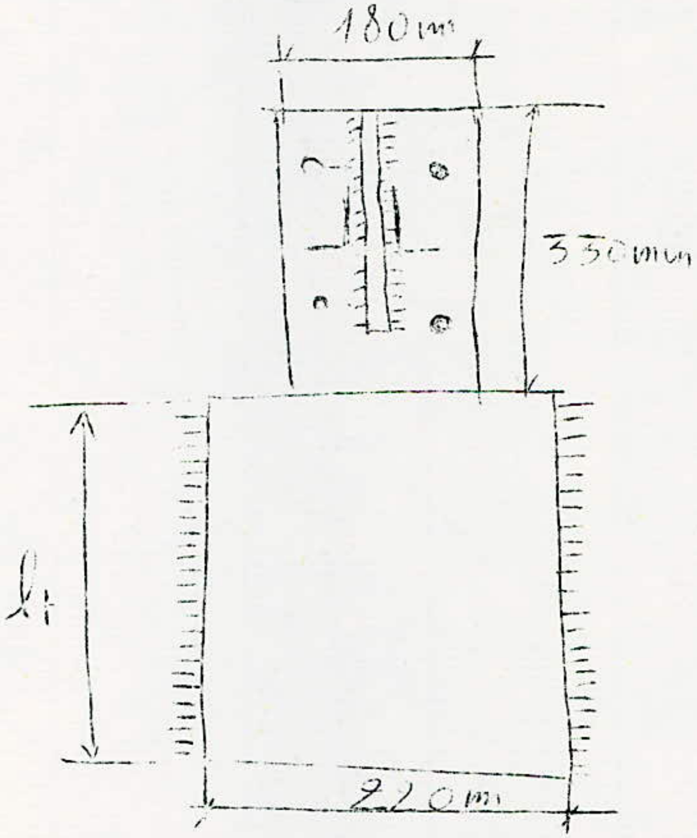
$$\sigma^2 + 1{,}8(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \leqslant \alpha^2 \sigma_e^2$$

$$0{,}29 + 1{,}8 \ (\ 7{,}7 + 7{,}9 \ ) \leqslant 576$$

$$0{,}29 + 1{,}8 \ (\ 15{,}8 \ ) = 28{,}7 \leqslant 576$$

La longueur de soudure est assez importante . Il faudrait en diminuer . Mais par mesure constructive nous laisserons 316 mm.

Calcul du Talon :



L'epaisseur du talon est de 25 à 30 mm.

lt =120 à 200 mm.

Verification de la longueur :

Soit T l'effort tranchant à l'appui.

$$lt = \frac{0,67\ T}{2 \times 0,75 \times a \cdot e}$$

L'epaisseur du cordon de soudure est a = 4 mm.   a = 4 mm.

$$lt = \frac{0,67 \times 6980}{2 \times 0,75 \times 4 \times 24} = 32 \text{ mm.}$$

Cela est largement suffisant. On prendra donc :

lt = 120 mm.

Calcul des distances entre boulons :

On prendra des boulons de diametre 16 mm, vu que les efforts ne sont pas trop importants.

L'epaisseur de la platine est de e = 10 mm.

L'epaisseur de l'aide du HEA 450 est de 21 mm.

Verification:

$d = 16$ mm $\geqslant e + 2$ mm   E = 10mm $d \geqslant 10 + 2$.

$\sum e \leqslant 4d = 10 + 21 \leqslant 4 \times 16$ (verifiee).

Calcul de :

$3d \leqslant \delta \leqslant 10d$

$16 + 3 \leqslant \delta \leqslant 10 \times 16$

On prendra $\delta = 140$ symetriquement par rapport aux ailes de la double corniere.

Et $\delta = 120$ mm par rapport à l'axe.

$1,5d \leqslant \delta_t \leqslant 2,5d$ $24 \leqslant \delta_t \leqslant 40$

On prendra $\delta_t = 35$ mm.

Et $\delta_l \geqslant 1,5d$ $\delta_l \geqslant 24$mm. (largement verifiee).

Verification des boulons :

$$\frac{1,25 \times F}{Ar} \leqslant \sigma_e$$

Traction sur les boulons :

Ar = 157 cm^2 section reduite.

F = effort pondere par le boulon.

$$F = \frac{6700}{4} = 1680 \text{ daN.}$$

$$\frac{1,25 \times 1680}{157} = 13,4 \text{ daN/mm}^2 \leqslant 24 \text{daN/mm}^2.$$

Verification de l'epaisseur de la platine: on a pris e = 10 mm

$$F \leqslant 375 \times e \times \frac{t}{c} \times \frac{s}{s + t}$$ dans notre cas t = c .

$$1680 \leqslant 375 \times 10 \times 1 \times \frac{140}{140 + 52} = 2740$$

$$1680 < 2740 .$$ Verifiee.

Noeud 12 :

11 = 160 mm e = 0

Determination de l'epaisseur du cordon de soudure a

$$\sigma^2 + 1,8 \left(\tau_\perp^2 + \tau_\parallel^2 \right) \leqslant \alpha \, \sigma_e^2$$ $$\sigma = \frac{R \times e}{W cord} = 0.$$

a = 4 mm a = 4 mm $\alpha = 1.$

R = 4600daN T = 6980 daN.

$$\tau_\perp = \frac{6400}{2 \times 4 \times 160} = 5$$ $$\tau_\parallel = \frac{6980}{2 \times 4 \times 160} = 5,45.$$

$$5 + 5,45 = 10,45 \leqslant \frac{24^2}{1,8} = 320.$$

BOulons :

Nous utiliserons les memes boulons que pour le noeud 18, meme de la platine. La distance entre boulons dans le sens verticale = 80. (noeud 12. Voir dessin).

Verification:

$$F = \frac{4600}{4} = 1150$$ daN

$$\frac{195 \times N}{Ar} = \frac{1,25 \times 1150}{157} = 9,15 \text{daN/mm}^2 \quad 24 \text{ daN/mm}^2.$$

Verification de la platine e = 10 mm.

$$F \leqslant 375 \times e \times \frac{t}{c} \times \frac{}{+ t}$$

$$1150 \leqslant 375 \times 10 \times 1 \times \frac{80}{80 + 54}$$

$$1150 < 2250$$. Verifiee.

Calcul et verification du noeud 1 :

-Nous avons pris une epaisseur de 8mm.

-Nous avons fait la determination du gousset sur le dessin.

Verification de la piece:

Nous avons un cisaillement simple:

$1,54\ \tau \leqslant \sigma_e$ CM66 page 35.

$$1,54 \times \frac{T}{e \times h} \leqslant \sigma_e$$

e = 8 mm. epaisseur du gousset.

h = hauteur du gousset.

T = effort tranchant.

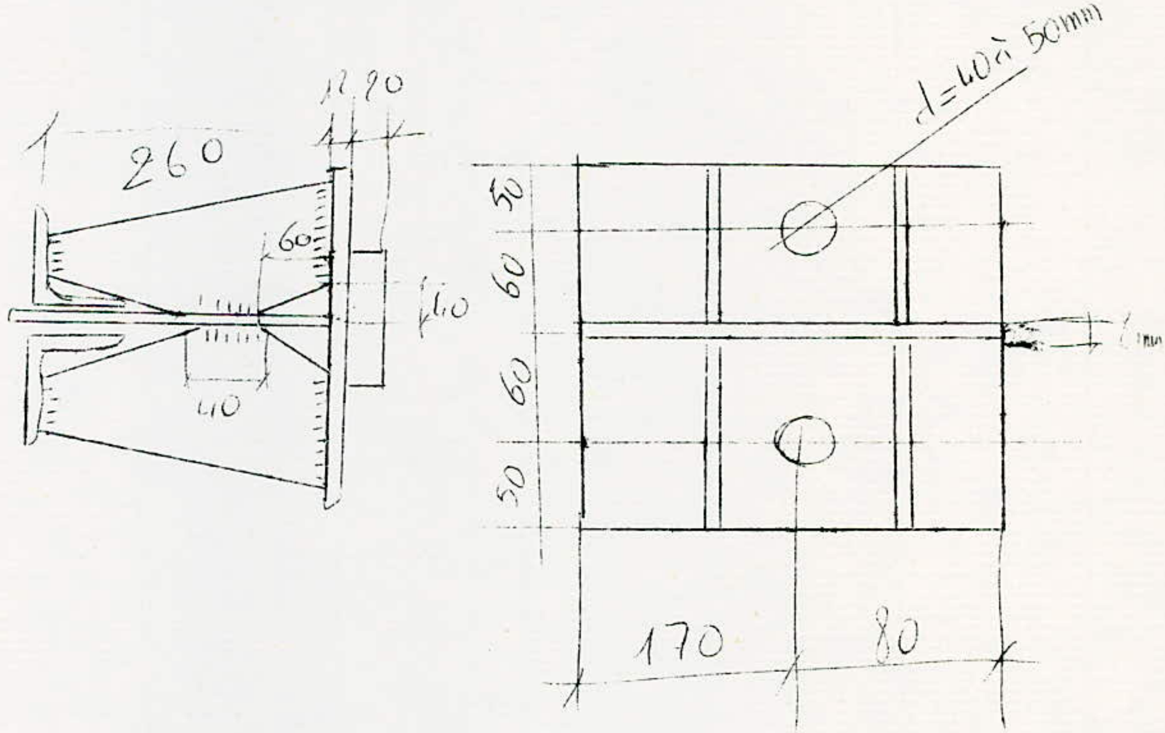
$$T = \frac{4}{3} cp + \frac{3}{2} Nn = 1,33 \times 3,9 + 1,24 \times 1,5 = 7,05 \text{ t.}$$

$$1,54 \times \frac{7050}{8 \times 24} \leqslant h$$

$$h \geqslant 56,5 \text{mm.}$$

Par mesure constructive nous avons pris: h = 260 mm.

Calcul de l'epaisseur du cordon de soudure e et disposition à prendre:



$$\sum l_1 = 20 \times 4 + 140 \times 2 + 4 \times 10 = 1,00 \text{ mm} > 97,6 \text{ mm}$$

$$\sum l_2 = 60 \times 8 = 480 \text{ mm} > 97,6 \text{ mm}$$

T1 = 7050 da N.

a = 4 mm.   a = 4 mm.

$$1 = \frac{T1}{0{,}75 \times a \times e} = \frac{7050}{0{,}75 \times 4 \times 24} = 97{,}6 \text{ mm.}$$

Par mesure constructive : 1 $\geq$ 50 mm.

Chapitre VIII CONTREVENTEMENT

/ CONTREVENTEMENT /

La stabilité sous la poussée du vent sur la façade pignione est assurée par le contreventement . Assure l'indeformabilité du batim--ent et chaque element dans son plan de pose.

1°) Contreventement horizontale

Constitué de trois poutres , deux aux extremités du batim--ent et une intermediaire.

Le poteau pignion s'appuyant sur la membrure superieure de la ferme qui est même temps membrure de la poutre au vent ,les montants sont en croix il est preferable de mettre des inclinaisons de 30 à 55° .

Remarquons que ces diagonales sont assezlongues ,on prevoitdes coupures au milieuet assemblées avec un gousset à la panne,elles peuvent flêchir sous leur poids propre .

Calcul du contreventement horizontal:

Les diagonales à considérer sont uniquement les diagonales en traction ,les diagonales comprimées sont suprimées.

Nous dimensionnerons avec le cas de vent le plus defavorable.En vent extrême on a :

$$q = 99{,}22 \times 1{,}75 = 174 \text{ daN/m}^2$$

Charge revenant sur chaque noeud :

- Noeud a : $F_a = 2{,}82$ t
- Noeud b : $F_b = 3{,}22$ t
- Noeud c,d : $F_{c,d} = 3{,}22$ t
- Nouud f : $F_f = 4{,}03$ t
- Noeud g = $F_g = 2{,}42$ t

D'ou les réactions :

$$R_a = 9{,}63 \text{ t}$$

$$R_g = 9{,}28 \text{ t}$$

Le calcul de la poutre au vent ; determination des efforts dans les barres se fera par la methode de CREMONA

La plus grande valeur de l'effort de traction lue sur CREMONA est

$$F = 9{,}2 \text{ t}$$

Pour tenir compte de l'excentricitéde la ligne neutre dans les corni--ères simples , nous nous limiterons à 0,8 e au lieu de e

$$\text{D'ou} \quad A = \frac{F}{0{,}8\ e} = \frac{9200}{0{,}8 . 2400} = 4{,}78 \text{ cm}^2$$

Ce qui correspond à une cornière simple de 50 x 50 x 5 dont A = 4,8cm²

2. CONTREVENTEMENT VERTICAL :

Pour la façade arrière le contreventement est assurer par la maçonnerie.

2.1. Verification de la maçonnerie:

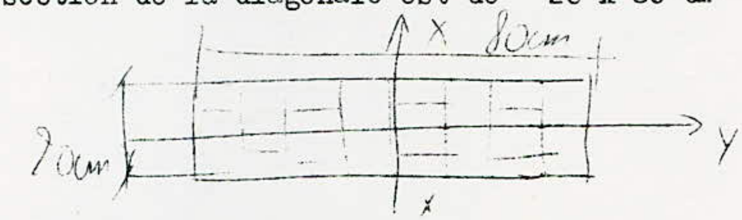
On s'assure une diagonale fictive comprimée ayant pour largeur 4 fois l'epaisseur du mur et soumise à une contrainte:

k inf à 2 daN/cm²

Compte tenude la possibilité de flambement :

L'effort auquel est soumise cette diagonale ; $F = 1,37$ t

la section de la diagonale est de 20 x 80 cm²

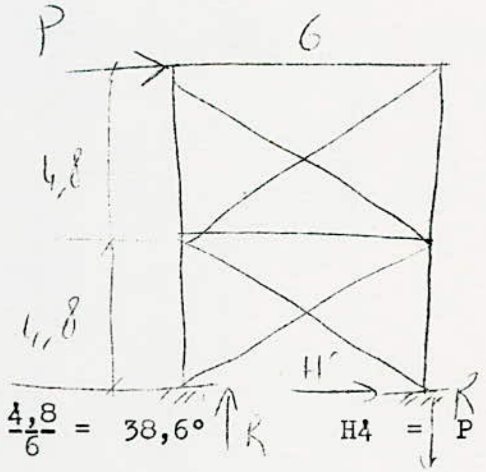


Nous prendrons k = 1,25 à 1,7

$$1,7\ \frac{1,370}{80 \times 20} = 1,46\ \text{daN/cm}^2 \text{ inf à } 2\ \text{daN/cm}^2$$

2.2. Façade principale:

Une croix est placée au milieu du batiment , la hauteur des poteaux inclinés est de 9,6 m , la distance entre poteaux est de 6 m



= Arctg $\frac{4,8}{6}$ = 38,6° R H4 = P = 5,31 t

R = 5,31 x 0,8 = 4,25 t

La diagonale soumise à la traction $N = \frac{P}{\cos}$ est la plus sollicité

Sous le vent 3 extrême aération ouverte on aura une section :

$$A = \frac{P \times 1,75}{\cos\ 0,8\ \ e} = 5,52\ \text{cm}^2$$

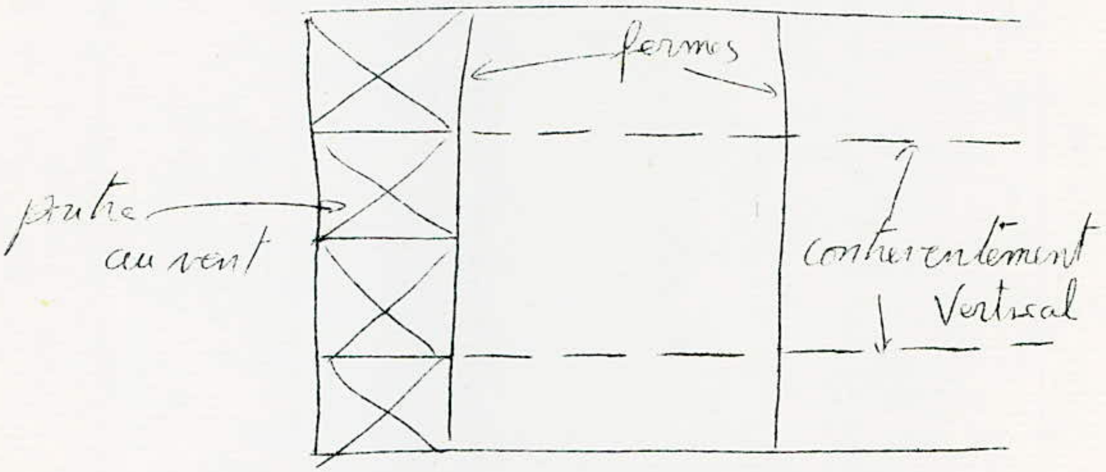
On prendra :

60 x60 x 6

Les fermes doivent être stabilisées entreelles par un contre-ventement verticle. ainsi nous admettons une fléxibilitémaximale de :

inf à 250 pour les memrures supérieures et inferieures de la ferme sous l'action du vent , ainsi nous devrons placer un contreventement à une distance l tel que :

l inf où égal à 3,30 x250 = 825 cm



Constitué par des des cornières de 50 x 50 x 5

3. <u>VERIFICATION DE LA PANNE AU DEVERSEMENT</u> :

Vu que la pente de la toiture est négligeable nous avons ~~ea~~ calculé et verifié la panne en flexion simple , pour les pannes servant d' appui pour les potelets, vient s' ajouter un effort normal de compression :

Mmax = 860 daN.m et N = 7 t

L'effort N ,est lu sur Crémona de la poutre .

Pour les pannes ne subissant pas de compression nous avons adopté des IPE 140 , vu qu'on ne peut pas augmenter la hauteur , c'est à dire prendree l'un IPE 160 ce qui enttrainerait des denivelation d'appui pour la toiture . Onprendra soit un IPN 140 soit un HEA 140. L' IPN 140 ne convient pas du faite de son faible rayon de giration par rapport à y-y ce qui nous amène à prendre un HEA 140.

Carecteistique du profilé :

A cm^2	Wx cm^3	ix cm	Wy cm^3	iy cm	h mm	b mm	e mm
31,4	155	5,73	56	3,52	133	140	8,5

EFFORTS /

Mx = 860 daN.m My = 0 N = T 7 t

IL nous faut verifier la formule générale :

$$\sigma K1y + Kfy \sigma y + Kfx.\ Kd\ \sigma fx \text{ inf où égal } \quad e$$

Le flambement se produit dans ~~lee~~ pla perpendiculaire à Gy .

Vu que $My = 0$ entraine $\sigma fy = 0$

Apés simplification on aura :

$$\sigma K1y + Kd\ Kfx\ \sigma fx \text{ inf où égal } \quad e$$

CALUL DE σ

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{7000}{31,4} = 223 \text{ daN/Cm}^2$$

CALCUL DE σ fx

$$\sigma_{fx} = \frac{86000}{155} = 554 \text{ daN / cm}^2$$

CALCUL DE K1y et Kfx :

K1y : $\lambda_y = \frac{ly}{iy} = \frac{600}{3,52} = 170$ d'ou $\sigma ky = 7,17 \text{ daN /Mm}^2$

D'ou $uy = \frac{7,17}{2,23} = 3,22$ ainsi on calcul

$$K1y = \frac{uy - 1}{uy - 1,3} = \frac{3,22 -1}{3,22 -1,3} = 1,156$$

Kfx : $\lambda_x = \frac{lx}{ix} = \frac{600}{5,73} = 105$ d'ou $\sigma kx = 18,80 \text{ daN/cm}^2$

$$ux = \frac{18,80}{5,73} = 8,43 \qquad K1x = \frac{ux + 0,03}{ux - 1,3}$$

$$K1x = 1,187$$

~~CALCUL~~ DE Kd :

Coefficient de déversement:

$$A = \frac{1}{1000.C} \times \frac{L'f.h}{b'.e} \times \frac{e}{24}$$

C / coefficient de repatition des charges dans le sens longit-udinal dans notre cas C = 1,132.

h : hauteur de la section = 133 mm

b : largeur de la semelle = 140 mm

Vu qu'on a un HEA dont h est inf à 360 mm, on prendra au ~~li~~ lieu de b , b' = 1,09b

e : épaisseur de la semelle = 8,5 mm

Les charges sont transmises par la couverture à la semelle superieure de la panne donc :

$$L'f = Lf + 0,4hBC \times \frac{b'}{e} \qquad B = 1$$

$L'f = 6000 + 0,4 \times 133 \times 1 \times 1,132 \times 152,6/8,5 = 7081$ mm

$L'f = 7,08$ m

D'ou $A = \dfrac{1}{1132} \times \dfrac{7081 \times 133}{152,6 \times 8,5} = 0,6414$

Donc 0,25 infà A inf à 0,75

On prendra donc :

$Kd = 1 + 2 (A - 0,25)^2$

$Kd = 1,3064$

Finalement on a :

$K1y$	Kfx	Kd		σfx	σe
1,156	1,187	1,3064	223	554	2400 daN/cm²

Vérification dee la formule :

$223 \times 1,156 + 554 \times 1,187 \times 1,3064$ inf ou égal à 2400

$257,79 + 859,08 = 1168,7$ daN/cm² inf à 2400 daN/cm²

POur ce qui est de la vérification de la flêche , elle est non nécesse -saire puisqu'ellea été verifiée pour un IPE 140 .

BIBLIOGRAPHIE

C.M	66
N.V	65 MODIFIE 67
NACHTERGAL	CONSTRUCTION METALLIQUE
DAUSSY	C.M.
COURS DE	C.M. 4 ET 5 ANNEE
LE MONITEUR	"COMPLEXES SOCIO-EDUCATIFS "
MOKHANOV	C.M.
CHESTAK	C.M.

AIDE MEMOIRE DE L'INGENIEUR EN C.M. MELINKOV

KLETCHANOVSKI C.M. DE COUVERTURE DES BATIMENTS INDUSTRIELLES

---------------ooooooooooo00000000ooooooooo-------------