

وزارة التربية الوطنية
MINISTRE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN MARCHÉ
EN

CHARPENTE METALLIQUE

6 PLANCHES

Proposé par :
M^r.BIOUD

Etudié par :
BOUBAKIR.L
TAMOUD . A

Dirigé par
M^r.BIOUD

PROMOTION
1994

-ooo- R E M E R C I E M E N T S -ooo-

Nous tenons à remercier Monsieur SEFFAR de l'ENGCB
pour son aide précieuse, ainsi que tous ceux qui
ont contribué à notre formation.

. TAMOUD ABDELOUAHEB :

Je dédie ce modeste travail à ma mère, mon père,
à mes frères et soeurs, et à tous ceux que j'aime.

. BOUBAKIR LYES :

Je dédie ce modeste travail à ma mère, mon père,
à mes frères et soeurs, et tous ceux que j'aime.

S O M M A I R E

I	-	PRESENTATION DE L'OUVRAGE	2
II	-	ETUDE AU VENT	5
III	-	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	26
IV	-	ETUDE DES ESCALIERS	46
VI	-	ETUDE AU SEISME	54
VII	-	SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS	66
VIII	-	VERIFICATION DES ELEMENTS	78
IX	-	CONTREVENTEMENT	82
X	-	BASE DE POTEAUX	89
XI	-	ASSEMBLAGE	95
XII	-	FONDATIONS	102
XIII	-	CONCLUSION	108
XIV	-	BIBLIOGRAPHIE	110

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

C H P I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1. Objet du document :

L'objet de notre étude est la conception et le calcul d'un marché en charpente métallique. Le bâtiment est implanté à Bach.Djerrah (Alger), Zone sismique II.

2. Règlements utilisés :

On utilisera les règlements suivants :

- . Règles R.N.V.A. 88
- . Règles R.P.A. 88
- . C M 66
- . B A E L 83
- . Publication du C.T.I.C.M. (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique).

3. Description de l'ouvrage :

Ce marché est constitué de deux bâtiments qui sont séparés par un joint de rupture.

Le bâtiment 1 est plus important que le bâtiment 2.

3.1. Dimensions :

a - Batiment n° 1

Largeur du bâtiment : 24 m
Longueur du bâtiment : 72 m
Hauteur au faitage : 11 m

Ce bâtiment comporte un décrochement en élévation.

b - Batiment n° 2

Largeur du bâtiment : 24 m
Longueur du bâtiment : 18 m
hauteur au faitage : 8,05 m

3.2. Stabilité de l'ouvrage :

La stabilité de l'ouvrage est assurée par :

- . Sens transversale : par des portiques autostables
- . Sens longitudinal : par des palées de stabilité en croix de Saint-André réalisés en deux niveaux
- . Les pieds de poteaux seront ancastrés

3.4. Façades

Elle seront réalisés en maçonnerie

3.5. Couverture :

On utilisera de la tôle T N 40.

4. Caractéristiques des matériaux utilisés :

4.1. Acier :

On utilisera de l'acier de nuance E 24, de limite d'élasticité inférieure ou $= 2400 \text{ daN/cm}^2$; on utilisera pour les solives des IPE, pour les poutres des IPE, et des CAP pour les poutres d'escaliers, on utilisera aussi des cornières en L à ailes égales.

Le ferrailage sera réalisé en acier HA, Fe 40.

4.2. Béton :

Le béton utilisé, doit être conforme aux règles de conception et de calcul des ouvrages en B.A.

On utilisera du CPA 325 armé et dosé à 350 Kg/m^3 .

DETERMINATION DES CHARGES CLIMATIQUES

CHP II : Détermination des charges climatiques

1. Introduction :

Les surcharges climatiques ont un effet très important sur les constructions métalliques, de ce fait, l'étude de la résistance et la stabilité d'une construction sous ces charges est obligatoire.

Notre étude sera faite selon le règlement Algérien (RNV A.88).

2. Action de la neige :

On définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

2.1. Charges de la neige sur le sol :

La charge de la neige sur le sol S , par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude géographique et de l'altitude du lieu considéré :

$$\text{Zône B : } S. = 40 H + 10$$

$$H \text{ en Km et } S. \text{ EN Kg /m}^2$$

Le présent projet se trouve à une hauteur : $H = 100 \text{ m}$

d'où :

$$S_o \text{ (normale)} = 14 \text{ da N/M}^2$$

$$S_o \text{ (extrême)} = 5/3 \times S. \text{ (normale)}$$

$$S_o \text{ (extrême)} = 23,33 \text{ da N/m}^2$$

2.2 Charge de la neige sur la toiture :

La charge normale de neige S par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = C \times S_0$$

où :

C : c'est le coefficient de la forme de toiture pour une toiture simple à 2 versants plans d'inclinaison α où :
 $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ on a : $C = 0,8$

d'où :

$$S \text{ (normale)} = 11,2 \text{ daN/m}^2$$

$$S \text{ (extrême)} = 18,66 \text{ daN/m}^2$$

3. Action du vent :

Le vent en un point est défini par sa vitesse ou sa pression dynamique et par sa direction. Pour simplifier les calculs, on admet que la direction du vent ne varie pas en hauteur et que l'écoulement est supposé horizontal.

3.1. Pression dynamique de référence :

La pression dynamique de référence à un lieu est déterminée suivant la zone considérée.

Alger : Zone 1 : $q = 40 \text{ da N/m}^2$

3.2. Pression dynamique moyenne en un lieu :

La pression dynamique moyenne q_z pour une hauteur Z au dessus du sol est déterminée par la formule :

$$q_z = a.B.S$$

avec :

a : la pression dynamique de référence

B : est le facteur de variation de la pression dynamique du vent en fonction de la hauteur Z et de la rugosité du site.

S : Facteur de survitesse, fonction du relief et de la topographie du site.

Alger : classe de rugosité site I

La présente étude sera faite sur le bâtiment n°1.

$$Z = 11 \text{ m}$$

$$\text{site I} \quad B_z = 1,6$$

$$S_z = 1 = \text{on considère qu'on a un terrain peu accidenté.}$$

$$\text{donc : } q_z = 64 \text{ da N/m}^2$$

3.3 : action d'ensemble:

Les pressions du vent agissant sur les surfaces d'une construction engendrent des effets d'ensemble, ces effets peuvent être des sollicitations de la structure (efforts tranchants, normaux et moments) ou des déformations définies à l'état limite ultime.

3.3.1. Calcul de la période propre T :

Pour une construction métallique on définit la période propre T par la formule :

$$T = 0,09 \times H / \sqrt{L}$$

où :

H : la hauteur du bâtiment en m.

L : dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique

on a : $L_x = 78 \text{ m}$; $L_y = 24 \text{ m}$ et $H = 11 \text{ m}$

d'où : $T_x = 0,11 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec}$

$T_y = 0,20 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec}$

puisque la période T est inférieure à 0,7 sec on a donc une construction raide.

3.3.2 Calcul de l'action d'ensemble:

L'action d'ensemble unitaire normale à une paroi est définie par la relation :

$$P_s = C_p \cdot q_z \cdot \left(1 + \frac{\psi_z \sqrt{A}}{B} \right)$$

avec :

C_p : coefficient de pression où :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

C_{pe} : coefficient de pression extérieure

C_{pi} : coefficient de pression intérieure

q_z : pression dynamique moyenne en un lieu
 B, ψ_z : sont des coefficients définis respectivement dans les figures N°1 et N°5 de R.N.V.A.88 et qui sont fonction de la hauteur Z et de la classe de rugosité.

A : facteur qui traduit d'influence de la corrélation spatiale de la pression du vent sur la surface considérée.

On trouve :

$$Z = 11 \text{ m}$$

$$\text{classe de rugosité 1} \implies \psi_z = 1,4$$

$$\lambda = 0,46 < 1 \text{ donc } A = 0,8$$

$$\text{avec : } q_z = 64 \text{ da N/m}^2 \text{ et } BZ = 1,6$$

$$PS = 114,09 \cdot C_p \text{ daN/m}^2 \text{ (vent extrême)}$$

$$\text{et : } PS = 50,77 \cdot C_p \text{ da N/m}^2 \text{ (vent normal)}$$

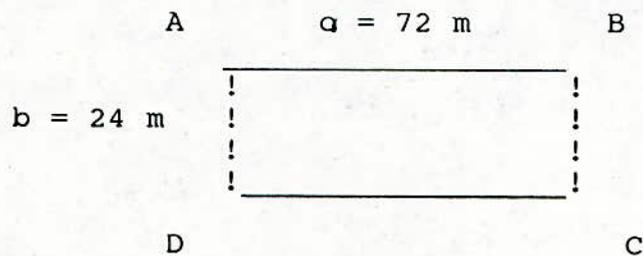
3.3.3. Détermination du coefficient Cp :

a) Actions extérieures (Cpe) :

Le bâtiment n°1 présente des décrochements en élévation.

a-1) Vent sur les parois verticales :

- vent normal à la grande surface Sb :



$$\text{on a : } d_a = \frac{h}{a}$$

$$h = 11 \text{ m et } a = 72 \text{ m}$$

$$d_a = 0,153 < 0,5$$

puisque $d_a < 0,5$ alors $\gamma_0(a)$ est fonction de d_q

$$b = 24 \text{ m}$$

$$d_q = \frac{h}{b} = 0,46$$

on trouve : $\gamma_0(a) = 0,98$ (voir VN65 fig R.III.5)

$$\text{face au vent : } C_{pe} = + 0,8$$

$$\text{face sous vent : } C_{pe} = - (1,3 * \gamma_0 - 0,8) = - 0,47$$

- Vent normal à la petite surface S_a :

On a trouvé que : $db = 0,46 < 1$ donc $d_a(b)$

est calculé en fonction de $d_a = 0,153$

$$\gamma_0(b) = 0,85$$

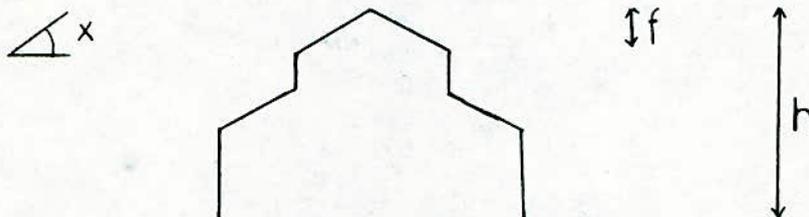
face au vent : $C_{pe} = 0,85$

face sous vent : $C_{pe} = - (1,3 \times \gamma_0 - 0,8) = - 0,305$

a.2) Vent sur la toiture :

On a une toiture à versants plans.

- Vent perpendiculaire aux génératrice :



On a la flèche : $f = 1,06 \text{ m}$; $h = 11 \text{ m}$

$$\frac{h}{2} = 5,5 \text{ m} \implies f < \frac{h}{2}$$

donc c_{pe} est fonction de x et de γ_0

(fig R III.6 du NV 65)

$$x = 10^\circ \text{ et } \gamma_0 = 0,98 = 1$$

face au vent : $C_{pe} = - 0,68$

face sous vent : $C_{pe} = - 0,33$

- vent parallèle aux génératrices :

Cpe est calculé en fonction de γ_0 en prenant $X = 0_0$

On a : $X = 0_0$ et $\gamma_0 = 0,85 \implies Cpe = -0,28$

b) Actions intérieures Cpi :

Ces actions dépendent du coefficient de perméabilité n et de la direction du vent.

$n = \frac{\text{Section ouverte dans la paroi}}{\text{Section totale de la paroi}}$

Si $n < 5\%$: paroi fermée

$5\% < n < 35\%$: paroi partiellement ouverte

$n > 35\%$: paroi ouverte

Après calcul on trouve :

paroi AB : $n = 21,97\%$: partiellement ouverte

paroi BC : $n = 36,86\%$: ouverte

paroi CD : $n = 21,97\%$: partiellement ouverte

paroi DA : $n = 41,2\%$: ouverte

Ce cas n'étant pas traité dans les règlements, on optera pour un cas plus défavorable avec deux parois fermés (AD et BC) .

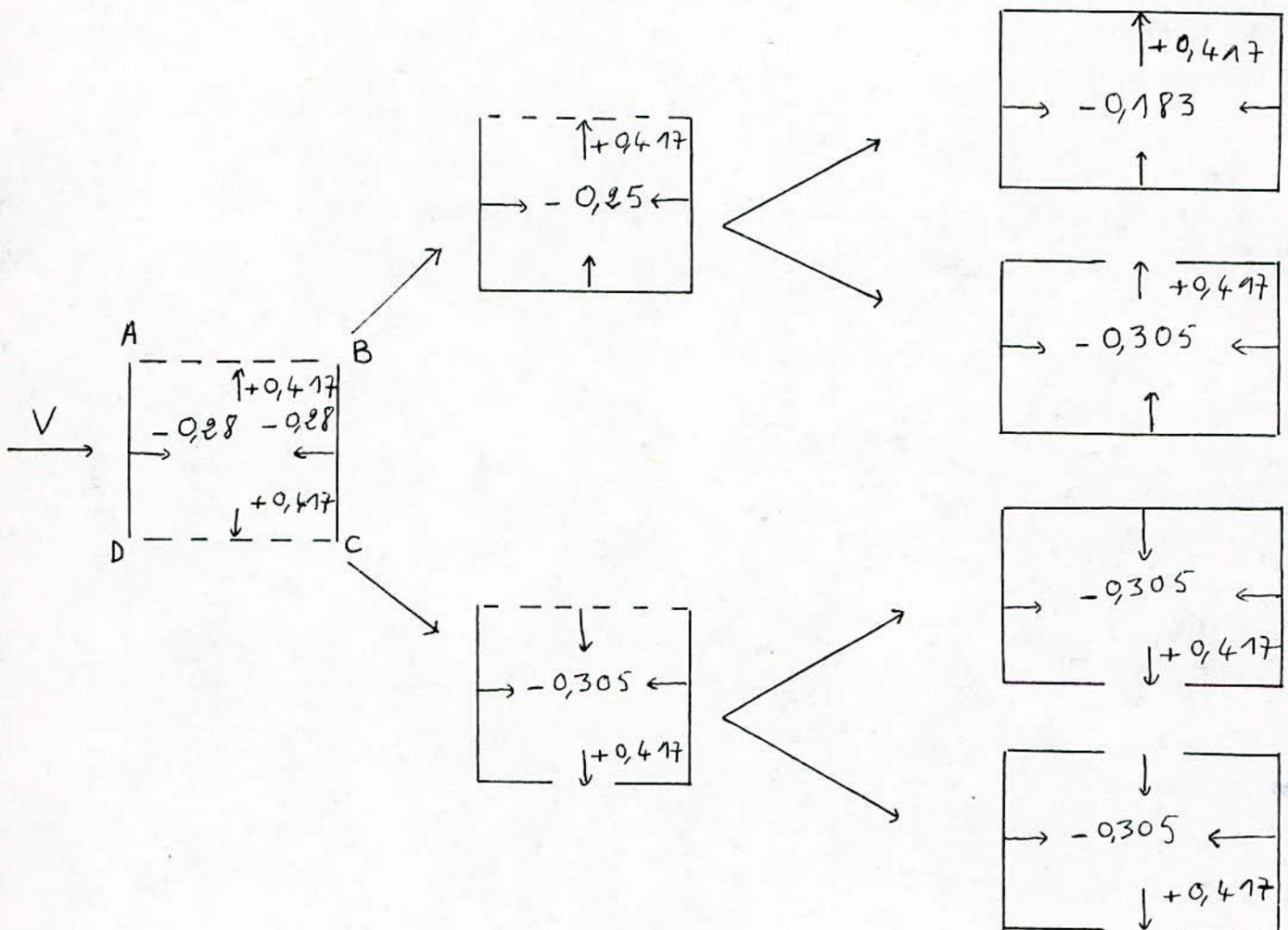
Pour déterminer le coefficient Cpi on doit faire plusieurs interpolations en considérant plusieurs cas.

Dans le cas d'une construction comportant deux parois partiellement ouvertes, les premières interpolations doivent se faire entre des actions de même signe ; les interpolations suivantes peuvent se faire entre des actions de même signe ou de signe contraire.

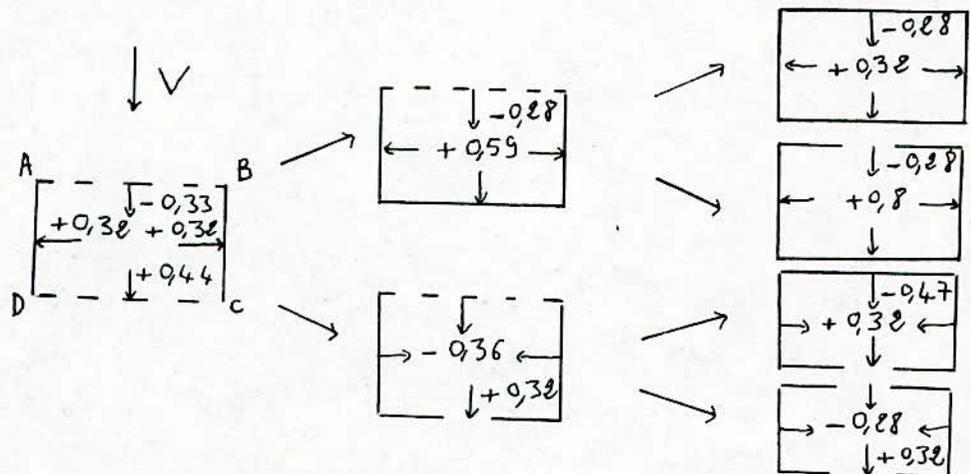
Lorsque ces déterminations conduisent à des coefficients compris entre $-0,6 (1,3 \times \gamma_0 - 0,8)$ et 0 on prend $-0,6 (1,3 \times \gamma_0 - 0,8)$, et lorsqu'ils sont compris entre 0 et $+0,6 (1,8 - 1,3 \times \gamma_0)$ on prend $+0,6 (1,8 - 1,3 \times \gamma_0)$.

Interpolations :

Cas n°01 : vent perpendiculaire à la petite surface S_b
 $\gamma_0 = 0,85, n = 21,97 \%$



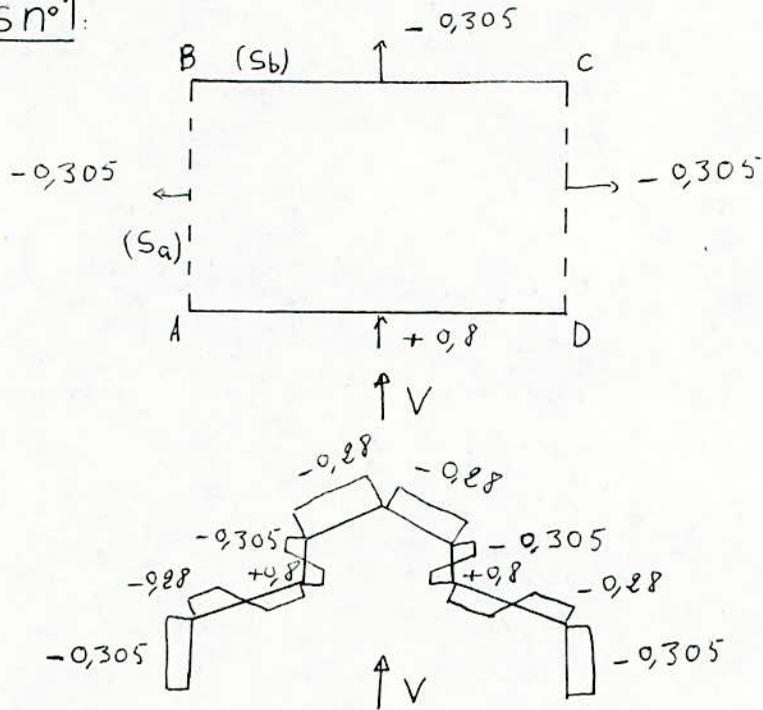
Cas n°2 : vent perpendiculaire à la grande surface Sa :



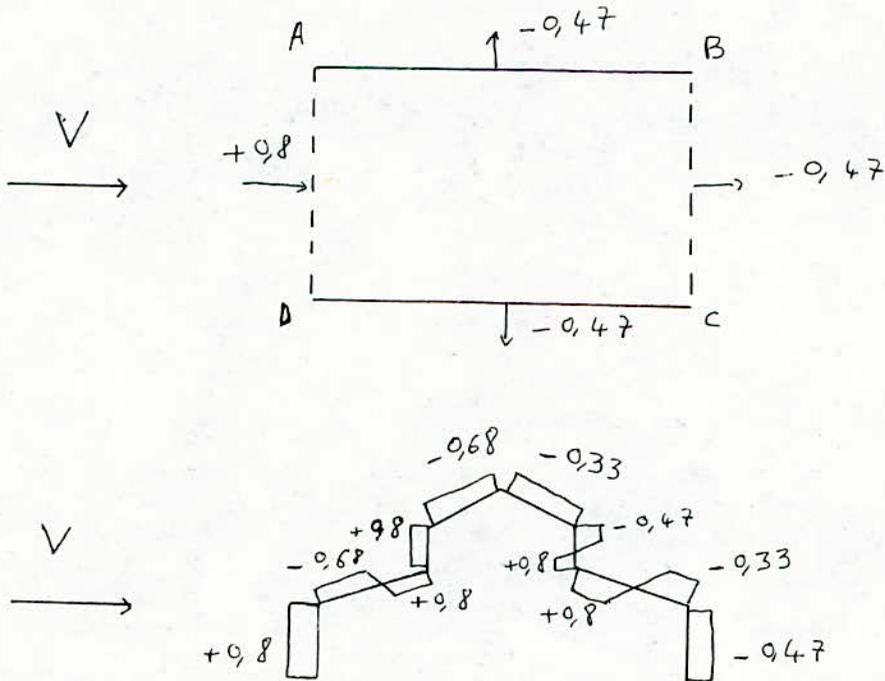
Remarque : Pour l'action résultante : $C_p = C_{pe} - C_{pi}$
 Si on trouve une valeur entre $-0,30$ et 0 on prend $C_p = -0,30$ et si on trouve une valeur comprise entre 0 et $+0,30$ on prend $C_p = +0,30$

- Actions extérieures - Cpe

cas n°1:

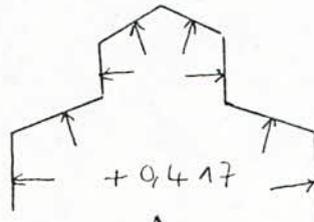
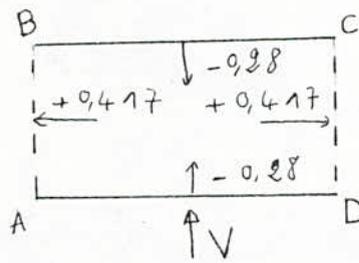


cas n°2:

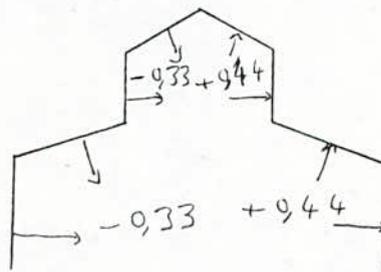
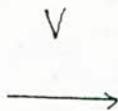
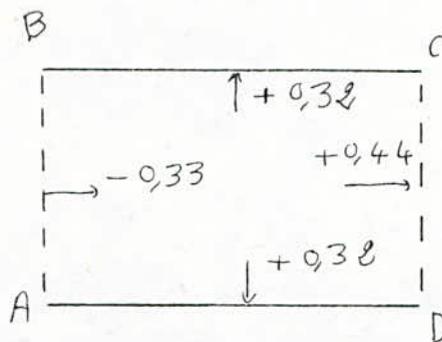
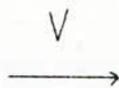


- Actions intérieures Cpi

Cas n°1 :

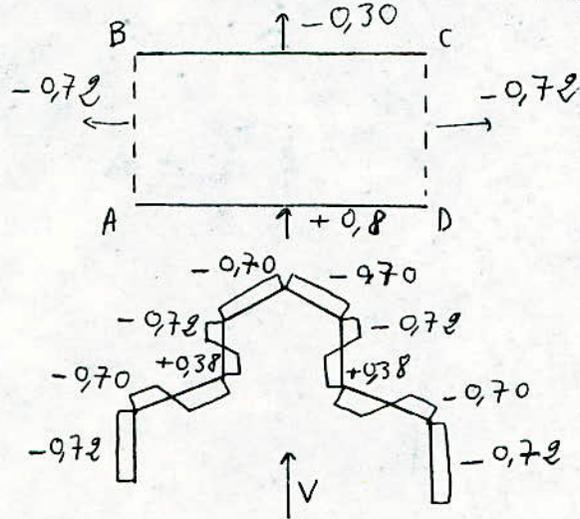


Cas n°2 :

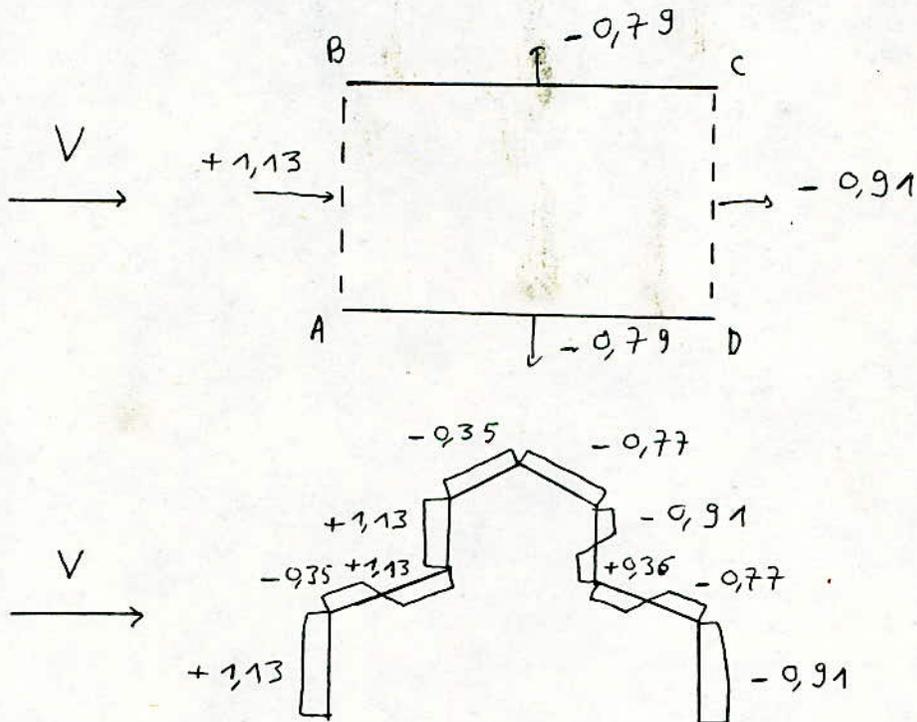


- Actions résultantes $C_p = C_{pe} - C_{pi}$ -

Cas n°1 : Vent perpendiculaire aux pignons



Cas n°2 : Vent perpendiculaire aux long - pans :



Remarque : Dans le cas de construction très allongées dans la direction du vent ($a/b \geq 4$ ou $a/h \geq 4$), il y a lieu de tenir en compte aussi d'une force d'entraînement tangentes aux parois définie par la force unitaire d'entraînement : c'est le cas du bâtiment n°01 où : $a = 72$ m et $h = 11$ m ; (voir RNVA 88 article 5.3.1).

$$P_t = C_t \times q_Z$$

q_Z : pression dynamique définie dans le paragraphe 3.2 du R.N.V.A.88

$C_t = 0,04$: notre structure comporte des nervures normales à la direction du vent.

- calcul de q_Z :

$$\text{on a : } q_Z = q \cdot Z \cdot S_Z$$

q et S_Z sont définis précédemment

Z : est le facteur de variation de la pression dynamique caractéristique, il est fonction de la hauteur au dessus du sol du point considéré et de la classe de rugosité du terrain environnant.

on a :

$$q = 40 \text{ daN/M}^2 ; S_Z = 1 ; Z = 2,9$$

$$\text{on aura donc : } p_t = 0,04 \times (40 \times 1 \times 2,9) = 4,64 \text{ daN/m}^2$$

4 - ETUDE AU VENT DU BATIMENT N° 2

Pour ce bâtiment on a :

La pression dynamique de référence : $q = 40 \text{ da N/m}^2$

$Z = 8,05 \text{ m}$

Classe de rugosité I -----> $B = 1,4$
Z

$S = 1$
Z

La pression dynamique moyenne :

$q = 56 \text{ da N/m}^2$
Z

$h = 8,05 \text{ m}$

$L_x = 18 \text{ m}$ -----> $T_x = 0,17 \text{ sec}$

$L_y = 24 \text{ m}$ -----> $T_y = 0,15 \text{ sec}$

$T_x \text{ et } T_y < 0,07 \text{ sec}$ -----> construction raide

- Action d'ensemble :

On a : $\Psi_Z = 1,31$; $A = 0,8$

$P_s \text{ (extrême)} = 102,87 \times C_p \text{ da N/m}^2$

$P_s \text{ (normale)} = 45,77 \times C_p \text{ da N/m}^2$

4.1. ACTIONS EXTERIEURES ^C p_e :

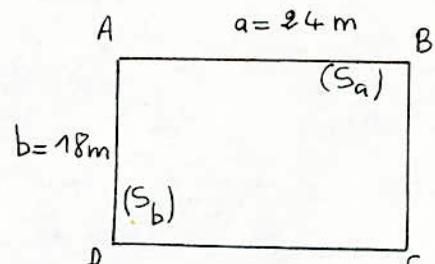
4.1.1 Vent sous les parois verticales

- Vent normal à la grande surface S
a :

$\lambda_a = 0,3355 < 0,5$

$\lambda_b = 0,447 < 1$

on trouve $\gamma_0(a) = 0,98$



Face au vent : $C_{pe} = +0,8 \forall \chi$.

Face sans vent : $C_{pe} = -0,47$

- Vent normal à la petite surface $S = \frac{b}{a}$

$a = 0,335 \rightarrow 0 = 0,91$

Face au vent : $C_{pe} = +0,8$

Face sans vent : $C_{pe} = 0,38$

4.1.2. VENT SUR LA TOITURE

On a une toiture à versants plans :

- Vent perpendiculaire aux génératrices

$f = 1,05 \text{ m} ; \frac{h}{2} = 4,025 \text{ m} \rightarrow f > \frac{h}{2}$

$\alpha = 5^\circ$ et $\chi_0 = 0,91$

Face au vent : $C_{pe} = -0,36$

Face sans vent : $C_{pe} = -0,26$

- Vent prallèle aux génératrices :

$\alpha = 0$ et $\chi_0 = 0,98 \rightarrow C_{pe} = -0,48$

4.2. ACTIONS INTERIEURES :

Paroi AB : $h = 41,19$ % ouverte

Paroi BC : $h = 71,43$ % ouverte

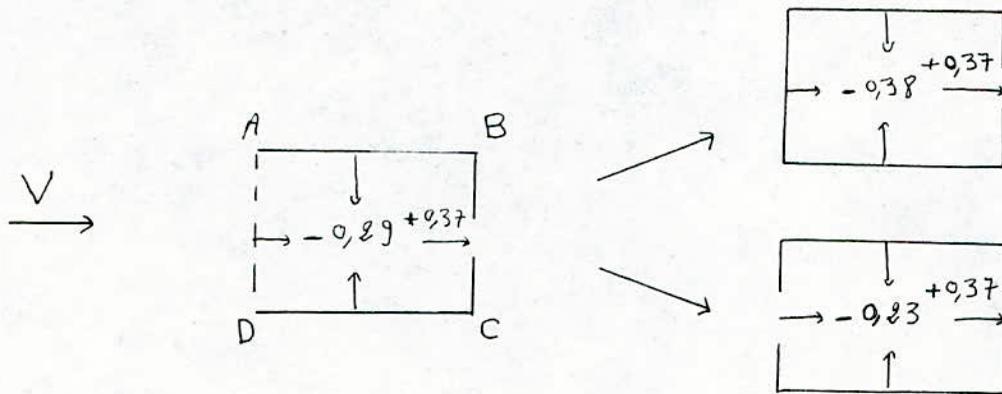
Paroi Cd : $h = 59,82$ % ouverte

Paroi DA : $h = 21,42$ % partiellement ouverte

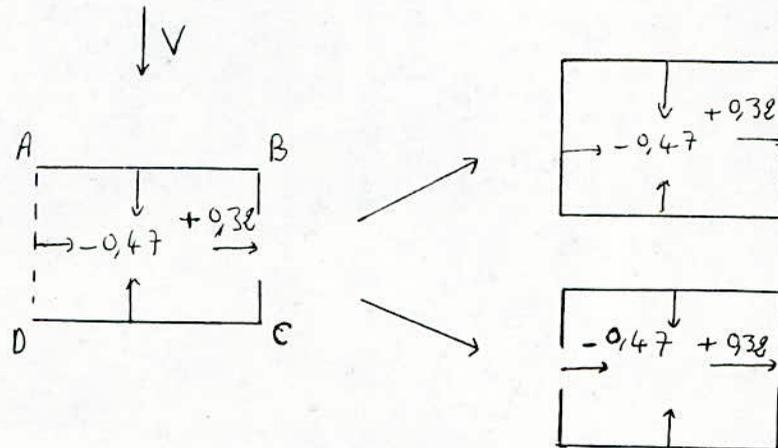
Ce cas n'étant pas visé par les règlements on prendra un cas plus défavorable avec 2 parois fermées (AB et CD).

- Interpelations :

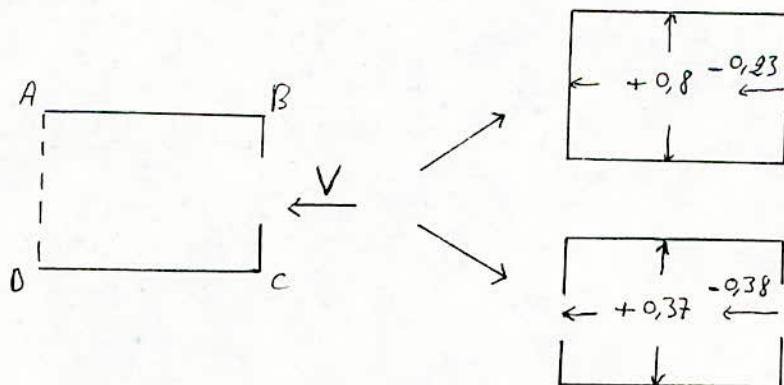
- cas n° 1 :



Cas n° 2 :

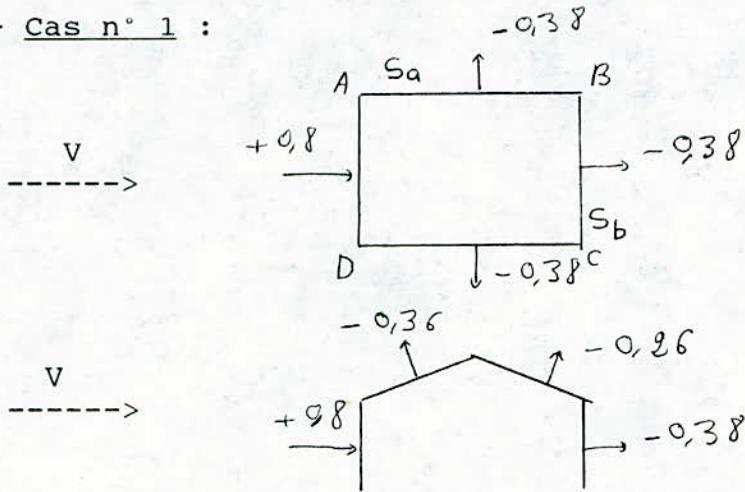


Cas n° 3 :

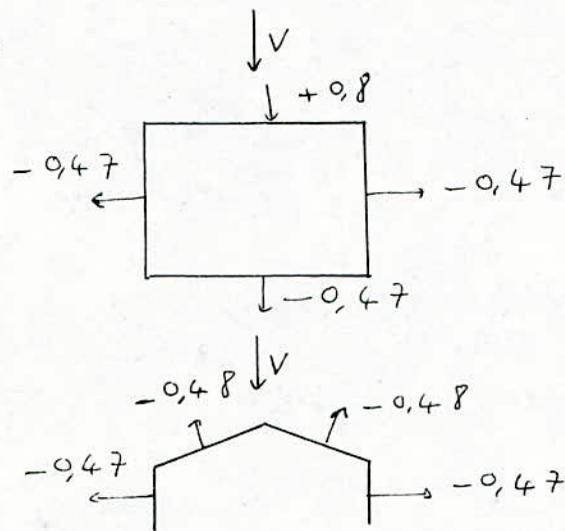


. ACTIONS EXTERIEURES Cpe

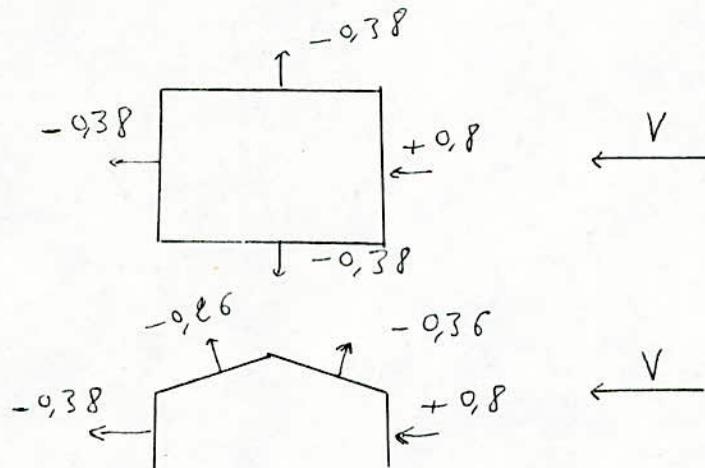
- Cas n° 1 :



- Cas n° 2 :

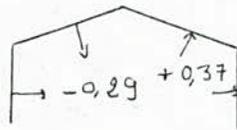
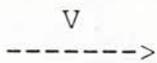
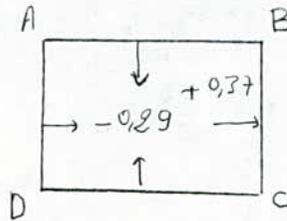
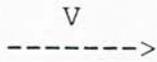


- Cas n° 3 :

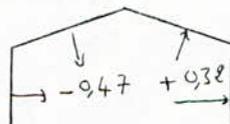
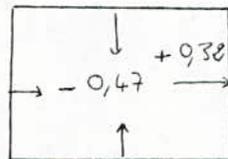


. ACTIONS INTERIEURES . C_{Pi}

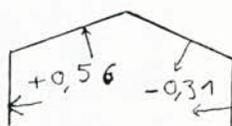
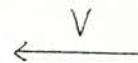
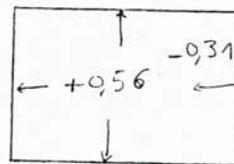
- Cas n° 1 :



- Cas n° 2 :

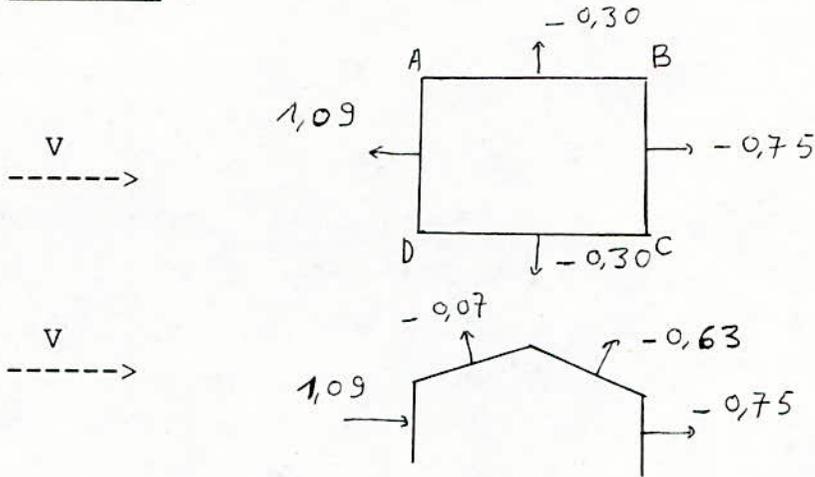


- Cas n° 3 :

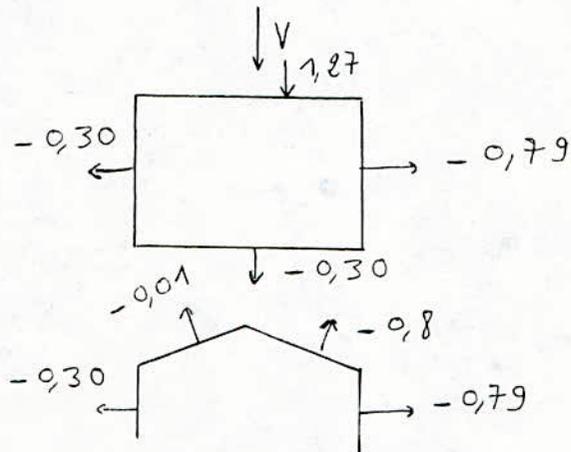


- ACTIONS RESULTANTES $C_p = C_{pe} - C_{pi}$

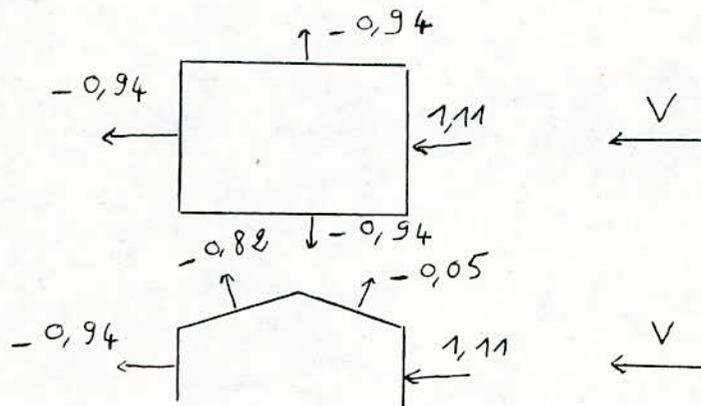
- Cas n° 1 :



- Cas n° 2 :



- Cas n° 3 :



**DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS SECONDAIRES**

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires :

1. Les pannes:

1.1 Généralités :

Les pannes sont les éléments qui ont pour rôle de supporter la couverture. Elles peuvent être disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan des versants. Dans la plupart des cas, elles sont constituées de poutrelles laminées (IPE).

Les pannes sont assemblées à l'aide de boulons par l'intermédiaire de pièces appelées échantignoles. Elles sont dimensionnées pour satisfaire aux conditions de résistance et de flèche.

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il est donc nécessaire de cumuler les contraintes dues aux flexion dans les deux directions.

1.2 Calcul du bâtiment N°1 :

a) Evaluation des charges :

- Charges permanentes

Entre-axe des pannes	1,5 m
poil propre IPE 120	10,4 daN/ml
poil de la couverture	12 daN/m ²
éléments divers	1,5 daN/m ²

$$C_p = 10,4 + 1,5 \times 13,5 = 30,65 \text{ daN/ml}$$

- Surcharges climatiques :

Neige normale = 11,2 daN/ml

Neige extrême = 18,66 daN/ml

Vent sur la toiture :

Vent normal : $V_n = 39,05 \times 1,5 = 58,64 \text{ daN/ml}$

Vent extrême : $V_e = 102,61 \text{ daN/ml}$

b/ Décomposition des charges :

Suivant x-x

$$C_{px} = 5,32 \text{ daN/ml}$$

$$N_x = 1,95 \text{ daN/ml}$$

Suivant y-y :

$$C_{py} = 30,1 \text{ daN/ml}$$

$$N_y = 11,03 \text{ daN/ml}$$

$$V_n = 58,64 \text{ daN/ml}$$

c/ Combinaison des charges la plus défavorable :

Suivant x-x

$$4/3 C_p + 3/2 V_n = 10,1 \text{ daN/ml}$$

Suivant y-y :

$$C_p + V_e = 72,51 \text{ daN/ml}$$

d) Calcul des sollicitations :

$$M_x = Q_y \times \frac{L^2}{8} = \frac{72,51 \times (6)^2}{8} = 326,30 \text{ daN.m}$$

$$M_y = Q_x \times \frac{L^2}{8} = \frac{10,1 \times (6)^2}{8} = 45,45 \text{ daN.m}$$

e) Vérification de la résistance :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

$$\sigma = \left[\frac{326,30}{53} + \frac{45,45}{8,65} \right] 100 = 1141,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma < \sigma_c = 2400 \text{ da N/cm}^2$$

f) Vérification de la flèche :

La flèche sous charge non pondérée ne doit pas dépasser 1/200 de la portée de la panne.

$$\text{Soit } f = 600/200 = 3 \text{ cm}$$

La flèche à mi-portée est donnée par :

$$f_y = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_k}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot (30,1 + 11,03) \cdot (600)^4}{384 \cdot 210 \cdot 31800} = 1,039 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot (5,32 + 1,55) \cdot (600)^4}{384 \cdot 210 \cdot 2270} = 2,1 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Donc on n'a pas besoin de mettre des lièrnes.

g) Vérification des pannes au déversement :

On fera la vérification suivante :

$$\sigma_r = \frac{72,51 \cdot 36 \cdot 100}{8,53} = 615,6 \text{ da N/cm}^2 \quad (\text{Voir page 112})$$

$$K = (0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}} \quad (\text{Voir page 112})$$

avec $\sigma_k = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$: la contrainte critique d'EULER.

On trouve :

$$C = 1,132; B = 0,912; D = 5$$

$$\sigma_d = 5,755 \text{ da n/mm}^2$$

$$k_d = 3,353$$

$$K_d \cdot \sigma_r = 2064,30 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

La pièce est stable vis-a-vis du déversement.

1.3 calcul du bâtiment N°2 :

a) Evaluation des charges :

- Charges permanentes :

$$C_p = 30,65 \text{ daN/ml}$$

- Surcharge climatiques :

Neige normale : 11,2 da N/ml

Neige extrême : 18,66 daN/ml

-Vent sur la toiture :

Vent normal : $V_n = 56,30 \text{ da N/ml}$

Vent extrême : $V_e = 98,52 \text{ da N/ml}$

Décomposition des charges :

Suivant x-x

$$C_{px} = 2,67 \text{ da N/ml}$$

$$N_x = 0,98 \text{ da N/ml}$$

Suivant y-y

$$C_{py} = 30,53 \text{ da N/ml}$$

$$N_y = 11,16 \text{ da N/ml}$$

$$V_n = 56,30 \text{ da N/ml}$$

e) Combinaison de charge la plus défavorable :

Suivant x-x :

$$4/3 C_{px} + 3/2 N_x = 5,03 \text{ daN/ml}$$

Suivant y-y :

$$C_{py} + V_e = - 68 \text{ da N/ml}$$

d) Calcul des sollicitations :

$$M_x = \frac{68,6^2}{8} = 306 \text{ da N.m}$$

$$M_y = \frac{5,03,6^2}{8} = 22,64 \text{ da N.m}$$

e) Vérification de la résistance :

$$\sigma = \left[\frac{306}{53} + \frac{22,64}{8,65} \right] \times 100 = 839,1 \text{ Da N/cm}^2$$

$$\sigma < \sigma_c = 2400 \text{ da N/cm}^2$$

f) Vérification de la flèche :

$$f_y = \frac{5 \cdot (30,53 + 11,16) \cdot (600)^4}{384 \cdot 210 \cdot 2270} = 1,05 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \text{ donc pas de liernes}$$

g) Vérification des pannes au déversements :

$$\sigma_r = \frac{68,36 \cdot 100}{8,53} = 577,35 \text{ da N/cm}^2$$

on a $K_d = 3,353$

$$\text{Donc : } K_d \cdot \sigma_r = 1935,85 \text{ da N/cm}^2$$

La pièce est vérifiée vis-à-vis du déversement

2) Calcul des potelets :

On fait un choix : HEB 120 avec $L_{\max} = 7 \text{ m}$

2.1 Estimation des charges :

Poids propre du potelet = 26,7 da N/ml

Poids propre bardage = 12. (1,5 + 3) = 54 da N/ml

2.2 Surcharges climatiques :

V (normal) = 58,13 . (1,5 + 3) = 261,58 da N/ml

V (extrême) = 457,76 da N/ml

2.3 Combinaison de charges :

Suivant la verticale : $C_p + V_n = 80,7$ da N/ml

Suivant l'horizontale : $C_p + V_e = 457,76$ da N/ml

2.4 Calcul des efforts :

$$M = \frac{q l^2}{8} = 2803,78 \text{ da N.m}$$

$$N = 80,7 \times 7 = 564,9 \text{ da N}$$

2.5 Vérification des contraintes : (voir page 112)

$$\sigma = \frac{N}{A} = 16,61 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = 1947 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_e$$

2.6 Vérification des contraintes amplifiées :

$$\lambda_y = \frac{700}{3,06} = 228,76 \rightarrow k = 8,13$$

$$\sigma_{\text{max}} = 9/8 (K\sigma + \sigma_f) = 23,42 < 24 \text{ da N/mm}^2$$

ETUDE DU PLANCHER

Chapitre IV : Etude du plancher :

1. Evaluation des charges : (voir page 112)

a- Charge permanentes :

Cloisons	75 da N/m ²
carrelage	200 x 0,02 = 40 da N/m ²
Sable stabilisé	1000 x 0,03 = 30 da N/m ²
Dalle en B.A	2500 x 0,06 = 150 da N/m ²
TN40	15 da N/m ²
Mortier de pose	35 da N/m ²
Faux plafond en placo-plâtre	<u>28 da N/m²</u>
	G = 373 da N/m ²

b- Charges d'exploitation :

Plancher courant à usage de magasin : P = 500 da N/m²

2. Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont supposées articulées aux poutres ce qui engendre une surévaluation des dimensions des profilés.

La poutre est soumise à une charge uniformément répartie :

$$q = (G + P) \cdot l'$$

où : l' = 1 m : l'entre -axe entre deux poutres successives on trouve :

$$q = 873 \text{ da N/m}$$

Le prédimensionnement se fait selon le critère de déformabilité, pour une charge uniformément répartie la flèche est donnée par :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E I_x} < \frac{l}{300}$$

$$I_x > \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^3}{E} \cdot 300$$

Pour des poutres de longueurs $l = 6 \text{ m}$ on a :

$$I_x > 3507,59 \text{ cm}^4, \text{ on choisi un IPE240 où :}$$

$$I_x = 3892 \text{ cm}^4$$

- Vérification à la résistance :

$$q = (4/3 G + 3/2 P) l' + 4/3 P'$$

P' : poids de la poutrelle

On trouve : $q = 1288,27 \text{ da N/ml}$

Le moment isostatique est donné par :

$$M = q l^2 / 8$$

$$M = 5797,215 \text{ da N.m}$$

$$\text{la contrainte : } \sigma = \frac{M}{W_x} = 17,87 \text{ da N/mm}^2 < \sigma_c$$

3. Panneau dalle :

$$\text{On a } \rho = l_x / l_y = 1/6 = 0,166 < 0,4$$

Donc la dalle travail dans le sens de la petite portée l_x .

$$M_x = M_o = q_x \cdot l_x^2 / 8$$

$$q_x = (4/3 G + 3/2 P) \cdot l' \quad \text{où } l' = 1 \text{ m}$$

On trouve : $q_x = 1247,33 \text{ da N/ml}$ et $M_x = 155,93 \text{ da Nm}$

Le plancher étudié est à charge d'exploitation modéré puisque :

- La charge d'exploitation n'est pas supérieure à deux fois la charge permanente et à 5000 N/m^2 .

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

- Les portées de travées sont égales
- La fissuration n'est pas préjudiciable

Nous utilisons donc, pour le calcul des moments la méthode forfaitaire.

On a :

$$\alpha = \frac{5000}{4910+5000} \cong 0,50$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,15 > 1,05$$

$$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0,575 \quad \text{et} \quad \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,675$$

Nous prendrons pour valeurs des moments sur appuis, étant donné qu'il y a plusieurs travées :

- * 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive
- * 0,4 M_0 pour l'appui central
- * 0,4 M_0 pour l'appui de rive

Nous aurons alors :

- Pour la première travée (de rive)

$$M_t + \frac{0,4 M_0 + 0,5 M_0}{2} > 1,15 M_0 \quad \text{Soit} \quad M_t > 0,7 M_0$$

et d'autre part : $M_0 > 0,675 M_0$

Nous retiendrons : $M_t = 0,75 M_0$

- Pour la deuxième travée :

$$M_t + \frac{0,5 M_o + 0,4 M_o}{2} > 1,15 M_o \text{ Soit } M_t > 0,70 M_o$$

$$\text{et } M_t > 0,575 M_o$$

Nous retiendrons : $M_t = 0,75 M_o$

Pour la troisième travée :

$$M_t + \frac{0,4 M_o + 0,4 M_o}{2} > 1,15 M_o \text{ Soit } M_t > 0,75 M_o$$

$$\text{et } M_t > 0,57 M_o$$

Nous retiendrons : $M_t = 0,80 M_o$

$$\text{On a : } M_t = 0,75 M_o = 116,94 \text{ da N.m}$$

$$M_t = 0,80 M_o = 124,74 \text{ da N.m}$$

$$\text{sur appui : } M = 0,5 M_o = 76,96 \text{ da N.m}$$

$$M = 0,4 M_o = 62,37 \text{ da N.m}$$

- Nous étudions les sections en travée pour lesquelles :

$$M_t = 124,74 \text{ da N.m}$$

On a :

$$\mu = \frac{1247,4}{14,2 \cdot 100 \cdot (4)^2} = 0,054 < \mu_l = 0,3$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \mu}] = 0,07 < 0,259$$

Donc nous sommes dans le pivot A.

$$A = \frac{1247,4}{4,348 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,054)} = 0,92 \text{ cm}^2$$

On prend $6HA6 = 1,696 \text{ cm}^2$

Pour les armatures de répartition

$$A_y = A_x/4 = 0,424 \text{ cm}^2$$

On prend : $4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$ à cause de l'espacement

Section d'armature sur appui :

On a $M = 76,95 \text{ da N.m}$

$\mu = 0,033 < \mu_l = 0,3$ et $\alpha = 0,043$

On trouve $A = 0,56 \text{ cm}^2$ on prend $4 \text{ HA6 p.m} = 1,13 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que : $A > 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_c}$

On a : $0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_c} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 6 \cdot 2,1}{400} = 0,72 \text{ cm}^2$

Soit $A > 0,72 \text{ cm}^2$ et que toutes les sections trouvées ci-dessous pour les armatures sont supérieures à $0,72 \text{ cm}^2$.

- Vérification à l'effort tranchant :

On a : $q = 1247,33 \text{ da N / ml}$, $b = 100 \text{ cm}$

$T = ql/2 = 623.66 \text{ da N}$

La contrainte tangentielle est égale à :

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot z} = 0,17 \text{ MPA}$$

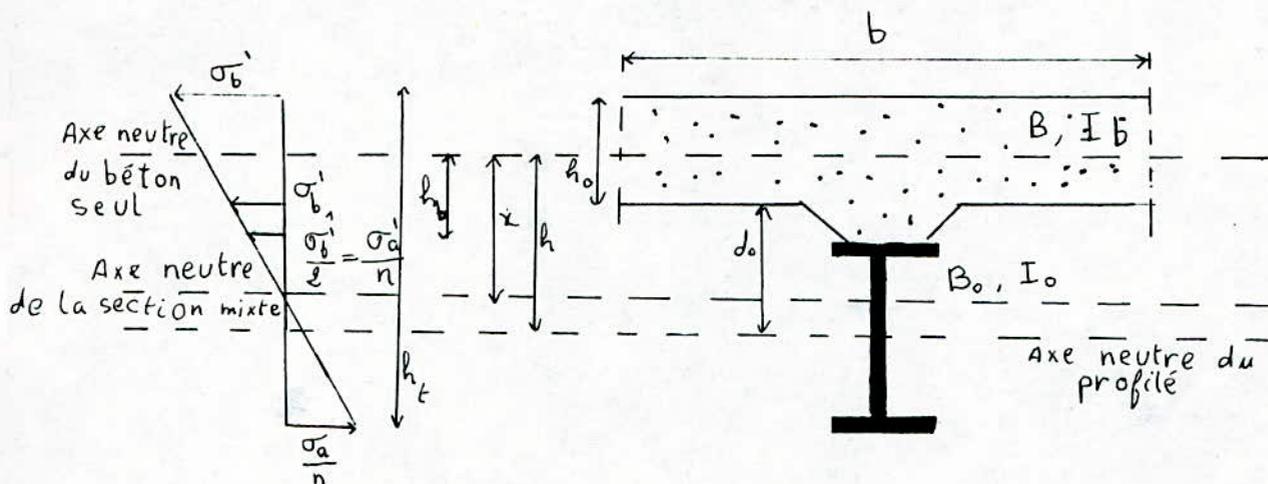
Comme $\tau_u = 0,17 \text{ MPA} < 0,05 f_{ct28} = 125 \text{ MPA}$, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

Au droit des appuis de rive on a :

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 d} < 0$$

Il n'y a donc aucune vérification à effectuer pour les armatures.

4. Plancher collaborant :



Les relations entre les différents paramètres sont définis comme suit :

$$h = \frac{h_0}{2} + d_0 ; B = b \cdot h_0 ; B_0 = B + nA ; I_b = \frac{b h_0^3}{12}$$

Deux cas peuvent se présenter :

a) L'axe neutre passe en dessous de la section du béton seul (dalle), on a dans ce cas :

$$\frac{B}{nA} \leq \frac{2(h - h_0)}{h_0}$$

La position de l'axe neutre est donnée par :

$$X = \frac{h_0}{nA} + \frac{d_0 nA}{B_0}$$

b) L'axe neutre passe dans la dalle

On a dans ce cas :

$$\frac{B}{nA} > \frac{2(h - h_0)}{h_0}$$

La position de l'axe neutre est donnée par :

$$X = \frac{I h}{1 + \sqrt{1 + \frac{I b h^3}{n A}}}$$

On a $h_0 = 6$ m

Poutrelle IPE 240 : $h_p = 24$ cm

Hauteur des nervures : 4 cm

$$\Rightarrow d_0 = \frac{h_0}{2} + 4 + \frac{h_p}{2} = 19 \text{ cm}$$

$$h = d_0 + \frac{h_0}{2} = 22 \text{ cm}$$

Largeur de la dalle collaborante :

$$b = \min \begin{cases} l/2 \\ l/10 \\ 3/4 \text{ (distance de la section considérée à l'appui le plus proche)} \end{cases}$$

$$b = \min (50 \text{ cm}, 60 \text{ cm}, 3/4 \times 150 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

Largeur moyenne de la nervure du béton = 12 cm

Les nervures du platelage sont orientées parallèlement aux porteuses.

Pour $b = 50$ cm

$$\frac{B}{nA} = \frac{50 \cdot 6}{15.39,1} = 0,51$$

$$\frac{B}{nA} = 15.39,1$$

$$\frac{2(h-h_0)}{h_0} = \frac{2(22-8)}{8} = 3,5$$

$$\frac{B}{nA} < \frac{2(h-h_0)}{h_0}$$

Donc l'axe neutre tombe en dessous de la dalle.
Section de renformité = $4 \times 12 = 48 \text{ cm}^2$

$$B_0 = B + nA$$

$$B = B_0 - 48 = 348 \text{ cm}^2$$

$$B = 348 + 15.39,1 = 934,5 \text{ cm}^2$$

$$X = \frac{h_0}{2} + d_0 \frac{nA}{B_0} = 16,81 \text{ cm}$$

4.1 Les connecteurs :

On utilisera des connecteurs : goujon à tête cylindrique.

L'espacement des connecteurs ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle.

$$t_e \leq 10 h_0 = 60 \text{ cm}$$

La capacité d'une connection est donnée par :

$$Q = 42 d \sqrt{d \cdot \sigma_j'} ; \quad d \text{ diamètre du goujon}$$

$$d : \text{cm}; Q: \text{da N}; \quad \sigma_j' = 250 \text{ da N/cm}^2$$

Cette relation n'est valable que si les dimensions vérifient les conditions suivantes :

$$1 \text{ cm} \leq d \leq 3,2 \text{ cm}$$

$$0,6 d \leq e \leq d$$

$$h \geq 4d$$

$$1,2 d \leq \phi \leq 1,4 d$$

- Les connecteurs offrent la même résistance dans les deux sens.
- Les résistances de plusieurs connecteurs situés sur une même section s'additionnent quel que soit leur écartement.

On considère pour nos calculs un goujon dont les dimensions sont :

$d = 1,4 \text{ cm}$, $t = 1 \text{ cm}$, $h = 6 \text{ cm}$.
 On a toutes les conditions qui sont vérifiées.

$$Q = 1301,6 \text{ da N}$$

4.2 Action de l'effort tranchant :

L'effort tranchant provoque un effort de glissement (de la dalle sur la solive par unité de longueur).

$$T_1 = \frac{T \cdot S^*}{I_0} \text{ si } X > h_0 \text{ (valable pour notre cas)}$$

Avec :

$S^* = d_0 \cdot n \frac{AB}{B_0}$ = moment statique par rapport à l'axe neutre d'une partie de la section mixte située d'un côté de la ligne contact acier-béton.

$I_0 = I_b + nI_a + S^* d_0$ = moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe de la section mixte.

$$I_b = \frac{bv_0^3}{3} + \frac{b \cdot v_0^3}{3} + \left(\frac{we^3}{12} + 48 \cdot v_0^2 \right)$$

Moment d'inertie de la section du béton (renformis compris)

I_a = moment d'inertie du profile.

On a $A = 39,1 \text{ cm}^2$, $B = 348 \text{ cm}^2$; $I_a = 3892 \text{ cm}^4$

$$I_b = 2463,43 \text{ cm}^4 ; B_0 = 934,5 \text{ cm}^2 ; S^* = 4804,97 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = 166552,76 \text{ cm}^4$$

$$T_1 = \frac{T \cdot S^*}{I_0}$$

Selon CTICM Art 2-413 on admet que : $T = ql / 2,4$

On a : $q = 623,66 \text{ da N / m}$

$T = 1559,16 \text{ da N}$

L'effort de glissement : $T_1 = 44,98 \text{ da N/cm}$ nous prenons un espacement entre les goujons: $t = 20\text{cm}$.

L'effort revenant au goujon = $44,98.20 = 899,62 \text{ da N}$.

Donc, il n'y aura pas de glissement entre la dalle et la solive.

4.3 vérification au cisaillement de l'âme de solive :

On a : $= (4/3 G + 3/2 Q) . b$

avec $b = 1 \text{ cm}$; $G = 373 \text{ da N/cm}^2$; $Q = 500 \text{ da N/ cm}^2$

$q = 1247,33 \text{ da N/m}$

d'où l'effort tranchant maximal :

$T = ql / 2 = 1247,33.6/2 = 3742 \text{ da N}$

La contrainte tangentielle engendrée par T est donné par :

$$\tau = \frac{T_{\max} \times S^*}{I_x \cdot e_a} \frac{A_a(\text{brut})}{A_a(\text{nette})}$$

On a un IPE 240. donc $I_x = 3892 \text{ cm}^4$; $e_a = 0,62 \text{ cm}$

$S = 210,65 \text{ cm}^3$; $A_a(\text{brut}) = 13,66 \text{ cm}^2$

Nous prendrons un boulon ordinaire $\phi 8$:

$A_a(\text{nette}) = 13,66 - 1,0.0,62 = 13,04 \text{ cm}^2$

donc $A_a(\text{nette}) = 13,04 \text{ cm}^2$ et $\tau = 342,13 \text{ da N/cm}^2$

$$\tau < \frac{\sigma_c}{1,54}$$

4.5 Vérification des contraintes dans la section mixte :

On a : $\sigma_b = \frac{M.V}{I_o}$, la contrainte dans le béton

$$M = ql^2/8 = 5612,99 \text{ da N.m}$$

$$\sigma'_b = \frac{5612,99 \cdot 16,51}{166552,76} = 55,64 \text{ da N/cm}^2 < 150 \text{ da N/cm}^2$$

La contrainte dans l'aile supérieure de l'acier :

$$\sigma'_a = \frac{nM(X-h_0)}{I_0} = 531,29 \text{ da N/cm}^2 < \sigma'_a = 2400 \text{ da N/cm}^2$$

La contrainte dans l'aile inférieure de l'acier :

$$\sigma_a = \frac{nM(h_1 - X)}{I_0} = 884,145 \text{ da N/cm}^2 < 2400 \text{ da N/cm}^2$$

La contrainte due au retrait :

$$\sigma'_b = \rho \cdot E_b \cdot \left[\frac{S^*}{I_0} \cdot \left(h + \frac{I_b + n I_a}{n \cdot A \cdot d_0} \right) - 1 \right]$$

$$\sigma'_b = -12,84 \text{ da N/cm}^2$$

$$\sigma'_a = \rho \cdot E_a \cdot \left[\frac{S^*}{I_0} \cdot \left(h - h_b + \frac{I_b + n I_a}{n \cdot A \cdot d_0} \right) \right]$$

$$\sigma'_a = 405,17 \text{ da N/cm}^2$$

$$\sigma_a = -\rho \cdot E_a \cdot \left[\frac{S^*}{I_0} \cdot \left(h_t - h - \frac{I_b + n \cdot I_a}{n \cdot A \cdot d_0} \right) \right]$$

$$\sigma_a = -176,17 \text{ da N/cm}^2$$

La contrainte totale dans la section mixte :

$$\sigma_b = 55,64 - 12,84 < 150 \text{ da N/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 531,29 - 405,17 < 2400 \text{ da N/cm}^2$$

$$\sigma_a = 884,145 - 150,12 < 2400 \text{ da N/cm}^2$$

4.6 Vérification de la flèche de la section homogénéisée mixte :

$$f = \frac{\rho \cdot S \cdot l^2}{8 \cdot I_0}$$

$$f = \frac{4 \cdot 10^{-4} \cdot 7660,16 \cdot (600)^2}{8 \cdot 313385,66,66} = 0,44 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 1,2 \text{ cm}$$

4.7 Etude de la poutre :

Le prédimensionnement est basé sur le critère de déformabilité. La poutre est supposée appuyée et soumise aux charges verticales (C.p et S.E), en tenant compte du poids propre de la poutrelle et la poutre.

Les charges ne sont pas pondérées. Le chargement est uniformément répartie :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \leq 1/300$$

On prendra le cas le plus défavorable des cas suivants :

- 1) l'espacement entre deux poutre : l' = 3 m portée l = 3 m
- 2) " " " " : l' = 3 m portée l = 6 m
- 3) " " " " : l' = 6 m " l = 3 m
- 4) " " " " : l' = 6 m " l = 3 m

$$l \geq \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^3}{E} \cdot 300$$

$$\text{Avec : } q = (G + Q) l' + P' + P''$$

p' : poids de la solive

p'' : poids de la poutre

G = 373 da N/m²

Q = 500 da N/m²

On prend donc. un IPE 400

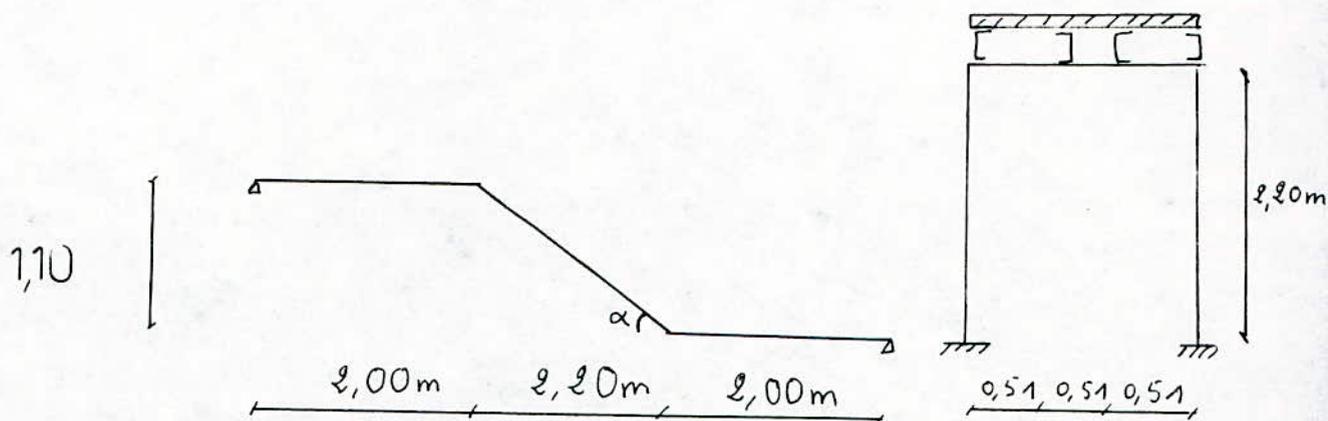
ETUDE DES ESCALIERS

Chapitre V : Etude des escaliers :

Nous étudierons deux escaliers en charpente métallique :

1- Etude de l'escalier N°2 :

- Schéma statique :



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,10}{2,20} = 0,5 \longrightarrow \alpha \approx 26,56^\circ$$

Largeur d'une marche : $g = 30$ cm

Hauteur d'une marche : $h = 17,50$ cm

Formule de Blondel :

$$0,59 \leq g + 2 h \leq 0,66$$

On a : $g + 2 h = 0,65$ cm, donc la formule de Blondel est vérifiée.

1.1 Evaluation des charges :

P.P de la volée : 145 da N/m²

P.P du profilé : 15 da N/m²

Charges permanentes : $G_1 = 145 \cdot 0,51 + 15 = 88,95$ da N/ml

Surcharges : $P_1 = 500$ da n/m²

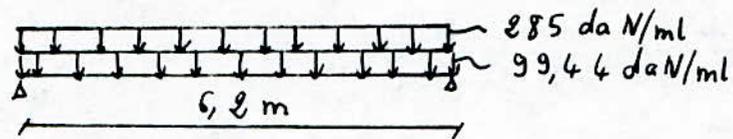
Paillasse pour 1 m de projection :

$$G = \frac{G_1}{\cos \alpha} = 99,44 \text{ da N/ml}$$

$$P = \frac{0,51 \cdot P_1}{\cos \alpha} = 285 \text{ da N/ml}$$

$$Q = 4/G + 3/2 P = 560 \text{ da N/ml}$$

On suppose que toute la poutre est chargées par Q de la valée d'où le schéma de calcul suivant :



1.2 Dimensionnement :

On utilise le critère de déformabilité

$$I_x \geq \frac{5 \cdot q l^3 \cdot 300}{384 \cdot E}$$

avec $q = 285 + 99,44 = 384 \text{ da N/ml}$

$$I_x \geq \frac{5 \cdot 384 \cdot (6,2)^3 \cdot 300}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^4} = 1702,34 \text{ cm}^4$$

On prend un [Ap 200

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 1946 \text{ cm}^4 \\ W_x = 195 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

1.3 Vérification :

a) à la résistance :

$$M_{\max} = \frac{Q l^2}{8} = \frac{560 \cdot (6,2)^2}{8} = 2690,8 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{2690,8 \cdot 10^6}{195} = 1380 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

b) au cisaillement :

$$T_{\max} = \frac{Q \cdot l}{2} = \frac{560 \cdot 6,2}{2} = 1736 \text{ da N}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A_u} = \frac{1736}{1416} = 1,23 \text{ da n/m. m}^2 < \sigma_c$$

1,54

1.4 Calcul du cadre d'appui :

On a $R = T = 1736 \text{ da N}$ (réaction de l'éscalier).

Pour la détermination des éléments de réduction et la flèche.

On utilise les formules des cadres simples de KLEINLOGEL et l'aide mémoire RDM.

On fait un choix.

Traverse : IPE 100

Poteau : IPE 120

On trouve :

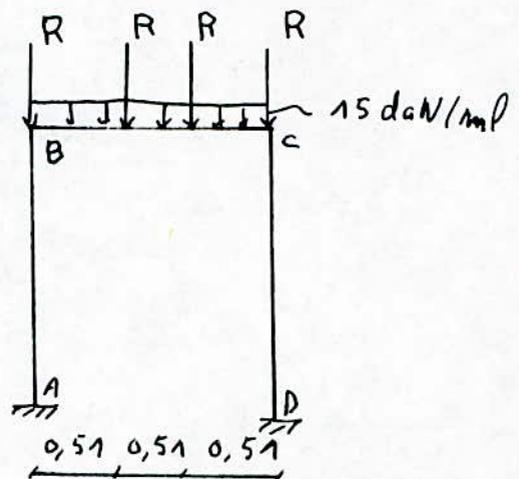
$$M_A = 212 \text{ da N.m}$$

$$M_B = -424 \text{ da N.m}$$

$$M_D = 460 \text{ da N.m}$$

$$V_A = 3483 \text{ da N}$$

$$H_A = 289 \text{ da N}$$



1.4.1 Vérification de la traverse :

a) A la flexion composée :

On a : $M_t = 460$ da N.m; $N = 289$ da N

$$M/W_x + N/A = 46000/34,2 + 289/10,3 = 1373 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

b) Au déversement :

On fait la vérification préliminaire :

$$K\sigma \leq \sigma_c$$

$$\text{On a : } \lambda_y = \frac{b}{\sqrt{12}} = 1,59 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{0,5 \cdot 152}{1,59} = 1515,72 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

$$1,10395 \cdot 1373 = 1515,72 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

La pièce est vérifiée.

1.4.2 Vérification du poteau :

a) A la flexion composée :

On a : $M = 424$ da n.m; $N = 3483$ da N

$$K \cdot \sigma + K_r \cdot \sigma_r \leq \sigma_c$$

$$\mu = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 13,65 \text{ avec } \lambda_y = \frac{0,5 \cdot 2,2}{1,45 \cdot 10} = 75,86$$

$$K_I = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,0243$$

$$K_r = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = 1,1255$$

$$1,0243 \cdot \frac{3483}{13,2} + 1,1255 \cdot \frac{42400}{53} = 1170 \text{ da N/cm}^2$$

$$K_1 \sigma + K_2 \sigma_1 < \sigma_c = 2400 \text{ da N/cm}^2$$

b) Au déversement :

On fait la vérification préliminaire :

$$r_y = 1,85 \text{ cm}; \quad \lambda_y = 59,46 \Rightarrow K = 1,17922$$

On a :

$$1,17922 \cdot \frac{3483}{13,2} + \frac{42400}{53} = 1255 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

La pièce est vérifiée.

1.4.3 Vérification de la flèche :

$$f = f_1 + f_2$$

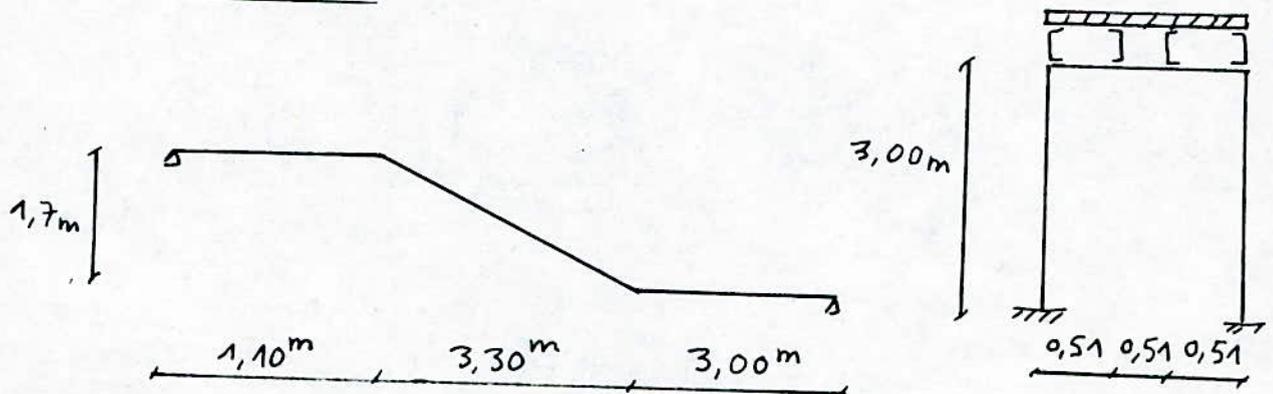
f_1 = la flèche due aux charges concentrées

f_2 = la flèche due à la charge répartie

$$f = 1,06 + 5,8 \cdot 10^{-3} = 1,066 \text{ mm} < l/300 = 5,07 \text{ mm}$$

2. Escalier N°1 :

- Schéma statique :



On fait le même calcul que pour l'escalier N°2.

On trouve :

La hauteur des marches : $h = 17,50 \text{ cm}$

La largeur des marches : $g = 30 \text{ cm}$

$Q = 563 \text{ da N/ml}$

$$I_x \geq \frac{5,384 \cdot (7,4)^3 \cdot 300}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^{10}} = 2894,46 \text{ cm}^4$$

On prend un [Ap 250 :

$$\begin{cases} I_x = 4136 \text{ cm}^4 \\ W_x = 331 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

La résistance à la flexion est vérifiée avec :

$$M_{\max} = 3853,7 \text{ da N.M} \quad \text{et} \quad \sigma = 1164 \text{ da N/cm}^2$$

Le cisaillement est vérifié avec :

$$T_{\max} = 2083 \text{ da N}$$

$$\tau_{\max} = 1,04 \text{ da N/mm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54}$$

- Pour le cadre d'appui on trouve :

$$M_A = 223,5 \text{ da N.m}$$

$$M_B = -447 \text{ da N.m}$$

$$M_t = 612,7 \text{ da N.m}$$

$$V_A = 4177 \text{ da N}$$

$$H_A = 223,5 \text{ da N}$$

On trouve : Traverse : IPE 120

Poteau : IPE 140

La flexion composée de la traverse est vérifiée avec :

$$\frac{61270}{53} + \frac{223,5}{13,2} = 1173 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

Le déversement est vérifié avec :

$$\lambda_y = 59,46 \text{ donc } k = 1,17922$$

$$K\sigma = 1383 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

$$\text{où } \sigma = N/A + M/W_x$$

Pour le poteau on a :

$$K_1 \sigma + K_2 \sigma_f = 1,035 \cdot \frac{4177}{16,4 \cdot 10^2} + 1,183 \frac{44700}{77,3} = 686,7 \text{ da N/cm}^2 < \sigma_c$$

Donc, la flexion composée est vérifiée.

$$K(\sigma + \sigma_f) = 1,317 \left[\frac{4177}{16,4 \cdot 10^2} + \frac{44700}{77,3} \right] = 765 \text{ da N/cm}^2$$

$$K(\sigma + \sigma_f) < \sigma_c \text{ donc le déversement est vérifié.}$$

- La flèche :

$$f = f_1 + f_2 = 0,68 + 3,12 \cdot 10^{-3} = 0,683 \text{ mm} < l/300 = 5,07 \text{ mm}$$

CHAPITRE VI

ETUDE AU SEISME

VI-1 INTRODUCTION :

Une grande partie de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les ossatures des bâtiments et même la ruine totale ; il est donc nécessaire de faire une étude au seisme afin d'assurer un seuil minimal de protection des personnes et des biens .

Notre étude sera sur la base des règles parasismiques Algériennes : R. P. A .88 et en utilisant la méthode statique équivalente.

VI-2. PRINCIPE DE CALCUL :

Les forces néelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique .

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal . les forces sismiques horizontales seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur . Dans le cas général ,ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

VI- 3. LA CHARGE SISMIQUE DE CALCUL :

La force sismique est proportionnelle au poids de l'ouvrage et varie d'un niveau à l'autre . Notre construction est en acier , mais son plancher est assez lourd pour tenir compte de l'effet du seisme . La charge sismique de calcul est déterminée par la formule:

$$S_{ik} = AD_i \cdot RQn_{ik} \cdot W_k$$

Où :

S_{ik} = est la force sismique de calcul , appliquée sur le K me niveau (point) de la construction et correspondant au i me mode des vibrations propres du système « Sol-Structure »

D_i : est le facteur d'amplification dynamique moyen (voire RPA88 lij 4 p 33) .

A : est le coefficient d'accélération de zone (tableau 1 p 34)

B : est le facteur de comportement de la structure (tableau 3 p 35)

Q : est le facteur de qualité (formule 3-3 p35 et tableau 4 p37)

n_{ik} : est le coefficient du mode vibration ; il joue le rôle de coefficient de répartition de la charge sismique .

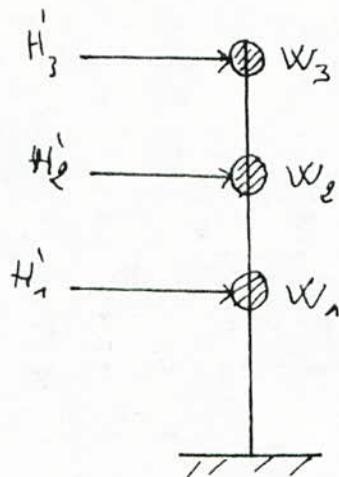
W_k : est le poids de la masse M_k , concentrée au k me niveau (point) de la construction .

VI-4. CALCUL DU BATIMENT N°= 1 :

Calcul dans la direction transversales .

a- modèle mathématiques :

Le modèle utilisé est représenté ci -dessous:



b-Poids de la structure :

-Niveau 1 :

*poids des poteaux (HEA400) : $76.3,46.125=32,87t$

*solives(IPE240)= $30,7.220.6=40,52t$

*poutres(IPE400): $272.66,3=18,03t$

*coffrage perdue (TN40)= $19,62t$

*plancher: $373(72.24 -420)= 487,88t$

*maçonnerie= $146,11t$

*cloisons: $98,1t$

*surcharges d'exploitation:p= $654t$.

Donc: $W1=843+1/2-654=1170t$

-Niveau 2:

*poids propre des poteaux (HEA400)= $52.3,54.125=23,01t$

*TN40= $12.72.12=10,37t$

*traverse (IPE330)= $49,1.12.13=7,66t$

*plafond : $20.4,8-2.72=13,83t$

*pannes(IPE 120)= $10,4.72.12=8,99t$

*maçonnerie= $237,88t$

donc $W2=301,73t$

Niveau 3:

*poids propre des poteaux (HEA400)= $125.26.2,94=9,56t$

*TN40= $12.72.12=10,37t$

*traverse (IPE 330)= $49,1.12.13=7,65t$

*pannes(IPE120)= $10,4.72.8=5,99t$

donc : $W3=33,57t$

C-Coefficient A :

Le lieu d'implantation est Alger : zone sismique II notre construction est à usage commerciale: groupe d'usage 2.

donc : $A=0,15f$

d-Factor B:

On a une ossature métallique contreventée par portique et palée de stabilité donc : $B=1$ sur 4

e-facteur de qualité Q :

Il est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

en utilisant le tableau 4 p 37 du RPA 88 pour le calcul des valeurs de pénalité P_g on a :

- condition minimales des files porteuses : 0,05
 - surafondance en plan : 0
 - symétrie en plan : 0,05
 - régularité en élévation : 0,05
 - controle de la qualité des matériaux : 0,05
 - controle de la qualité de la construction : 0,10
- on trouve donc : $Q = 1,3$

f-calcul du déplacement unitaire de la construction :

On a des portiques à poutres déformables

1^{er} niveau :

- portique sans vide au milieu :

$$\delta_{11} = 1/12 (F1 + R1)$$

$$\text{avec } F1 = h_1^2 / f_1 \text{ et } f_1 = \sum EI/h_i$$

où:

h_1 = est la hauteur du niveau 1.

$F1$ = est la somme des rigidités linéaires des poteaux dans le 1^{er} niveau du portique .

$$f_1 = \sum EI/h_i$$

$$\text{on a : } f_n = 21\,000 * 45069 * 6 / 3.46 = 1.64 \cdot 10^9 \text{ Kg.Cm}$$

$$f_1 = (346)^2 / 1.64 \cdot 10^9 = 7,29 \cdot 10^{-5} \text{ cm/Kg}$$

$$R1 = h_1^2 / 4r_1 + 0.33 f_1$$

où : r_1 : est la somme des rigidités linéair des poutres du niveau 1 du portique .

$$r_1 = \sum_4 EJ / L_i$$

$$r_1 = 5,68 \cdot 10^8 \text{ Kg.cm}$$

$$R1 = 4,25 \cdot 10^{-5} \text{ cm/Kg}$$

on trouve : $\delta_{11} = 9,62 \cdot 10^{-6} \text{ cm/Kg}$ pour un seul portique plein

-Portique avec vide au milieu :

$$r_1 = 4,87 \cdot 10^8 \text{ Kg.cm} ; R1 = 4,8 \cdot 10^{-5} \text{ cm/Kg} ;$$

-Le déplacement total pour le 1 étage:

1 type de portique (plein) :

$$\delta_{11} = 9,62 \cdot 10^{-6} / 6 = 1,6 \cdot 10^{-6} \text{ cm/Kg} \quad n=6 \text{ nombre de portique T1}$$

2 type de portique :

$$\delta_{22} = 10,1 \cdot 10^{-6} / 7 = 1,44 \cdot 10^{-6} \text{ cm/Kg} \quad n=7 \text{ nombre de portique T2}$$

2 niveau :

on a un seul type de portique avec :

$$\delta_{22} = 1/12 [h_1^2 / f_1 + h_2^2 / f_2 + (h_1+h_2)^2 / (4r_1+0,33f_1) + h_2^2 / 4r_2]$$

$$h_1 = 3,46 \text{ m} ; h_2 = 4,065 \text{ m} \quad f_1 = 1,64 \cdot 10^9 \text{ Kg.cm}$$

$$f_2 = \Sigma EI / h_2 = 9,31 \cdot 10^8 \text{ Kg.cm}$$

$$r_2 = 1,62 \cdot 10^8 \text{ Kg/cm}$$

$$\delta_{22} = 6,108 \cdot 10^{-5} \text{ cm/Kg}$$

pour toute la construction avec n = 13 portiques on a :

$$\delta_{22} = 6,108 \cdot 10^{-5} / 13 = 4,698 \cdot 10^{-5} \text{ cm/Kg}$$

3 niveau :

on a un seul type de portique avec :

$$\delta_{33} = 1/12 [h_1^2 / f_1 + h_2^2 / f_2 + h_3^2 / f_3 + R_3 + h_3^2 / 4r_3]$$

$$h_3 = 1,89 \text{ m} ; f_3 = 10,01 \cdot 10^8 \text{ Kg.cm} ; \quad r_1 = 20,59 \cdot 10^6$$

$$R_3 = R_2 + (H_1+H_3)^2 / 4r_2$$

$$R_3 = 7,74 \cdot 10^{-4} \text{ cm/Kg}$$

$$\delta_{33} = 12,45 \cdot 10^{-5} \text{ cm/Kg}$$

pour toute la construction avec n = 13 portiques on a :

$$\delta_{33} = 9,58 \cdot 10^{-6} \text{ cm/Kg}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{13} = \delta_{11} + h_1 h_2 / 48 r_1 + 4 f_1$$

$$\delta_{12} = 7,57 \cdot 10^{-7} + 346 \cdot 406,5 / 48 \cdot 6,817 \cdot 10^9 + 4 \cdot 2,132 \cdot 10^{10}$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = \delta_{22} + h_2 h_3 / 48 r_2$$

$$\delta_{23} = 4,689 \cdot 10^{-6} + 406,5 \cdot 189 / 48 \cdot 1,62 \cdot 10^8 \cdot 13$$

$$\delta_{23} = 5,46 \cdot 10^{-6} \text{ cm/Kg}$$

La pulsation du mode fondamental de vibrations propres du bâtiment dans la direction transversale d'après la méthode des fonctions spectrales, est donnée :

$$1/\sqrt{B2} < \varphi^2_1 < 2/ B1 * [1 + \sqrt{2B2-1 / B^2_1}]$$

où :

$$\begin{aligned} B1 &= M1. \delta_{11} + M2. \delta_{22} + M3. \delta_{33} \\ M1 &= W1/y = 1170 * 10^3 / 981 = 1192,66 \text{ Kg.x}^2/\text{cm} \\ M2 &= W2/y = 301,73 * 10^3 / 981 = 307,57 \text{ Kg.x}^2/\text{cm} \\ M3 &= W3/y = 33,57 * 10^3 / 981 = 34,22 \text{ Kg.x}^2/\text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B1 &= 2,67 \cdot 10^{-3} \\ B2 &= M^2_1 \delta^2_{11} + M^2_2 \delta^2_{22} + M^2_3 \delta^2_{33} + 2[M1(M1+M3)\delta^2_{13} + M2 M3 \delta^2_{23}] \\ B2 &= 4,62 \cdot 10^{-6} \\ 465,28 &< \varphi^2_1 < 489,1 \\ 21,57 &< \varphi_1 < 22,024 \end{aligned}$$

pour la pulsation propre on va prendre :

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= 21,57 + 22,024 / 2 = 21,78 \\ T_1 &= 2 \pi / \varphi_1 = 0,29 \Rightarrow \Delta = 2,1 \end{aligned}$$

La forme du mode fondamental s'obtient d'après la formule :

$$\begin{aligned} x_k &= \sum_{j=1}^3 J_{kj} W_j \\ X1 &= \delta_{11} W_1 + \delta_{12} W_2 + \delta_{13} W_3 = 1,25\text{cm} \\ X2 &= \delta_{21} W_1 + \delta_{22} W_2 + \delta_{23} W_3 = 2,88\text{cm} \\ X3 &= \delta_{31} W_1 + \delta_{32} W_2 + \delta_{33} W_3 = 3,25\text{cm} \end{aligned}$$

$$\alpha = W_1 X_1 + W_2 X_2 + W_3 X_3 / W_1 X^2_1 + W_2 X^2_2 + W_3 X^2_3$$

$$n_1 = \alpha x_1 = 0,65$$

$$n_2 = \alpha x_2 = 1,497$$

$$n_3 = \alpha x_3 = 1,69$$

Les forces sismiques de calcul sont alors :

$$S1 = 0,25 \cdot 0,15 \cdot 1,3 \cdot 2,1 \cdot 1170 \cdot 0,66 = 77,86\text{t}$$

$$S2 = 0,25 \cdot 0,15 \cdot 1,3 \cdot 2,1 \cdot 301,73 \cdot 1,50 = 46,33\text{t}$$

$$S3 = 0,25 \cdot 0,15 \cdot 1,3 \cdot 2,1 \cdot 33,57 \cdot 1,69 = 5,81\text{t}$$

g-Répartition de la force sismique entre les portiques :

Pour le a élément porteur disposé à une distance r_a du centre de rigidité du k niveau de la construction, l'effort sismique H'_{ak} est déterminé par la formule :

$$H'_{ak} = H_{ak} \pm C_{ak} r_a / K_{ak} \cdot \sum_{j=k}^n S_j \cdot e_{kj}$$

où :

H_{ak} : est l'effort sismique du aux vibrations de translations appliqués sur le a élément au k niveau .

e_{kj} : est la distance entre le centre de rigidité au k im niveau et le centre du j eme niveau .

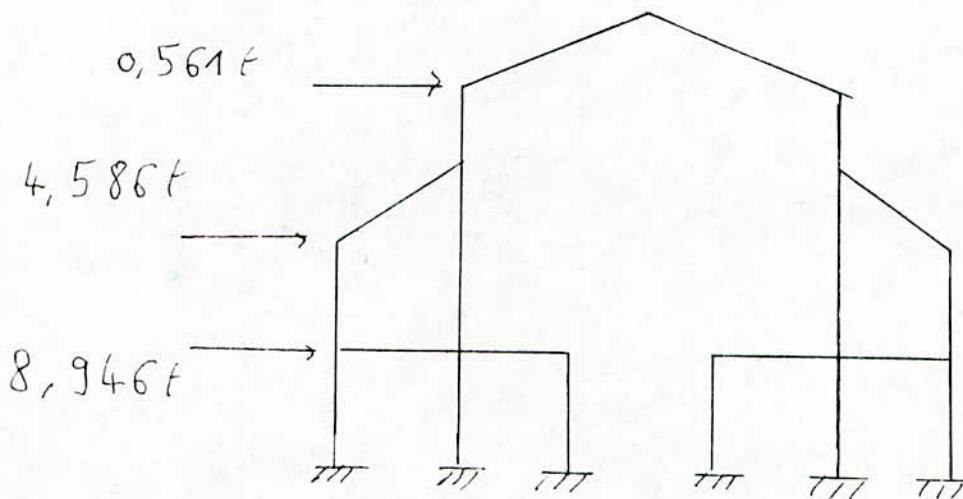
S_j : est la force sismique de calcul ,pour les vibrations de translation appliquée sur le j^{me} niveau .

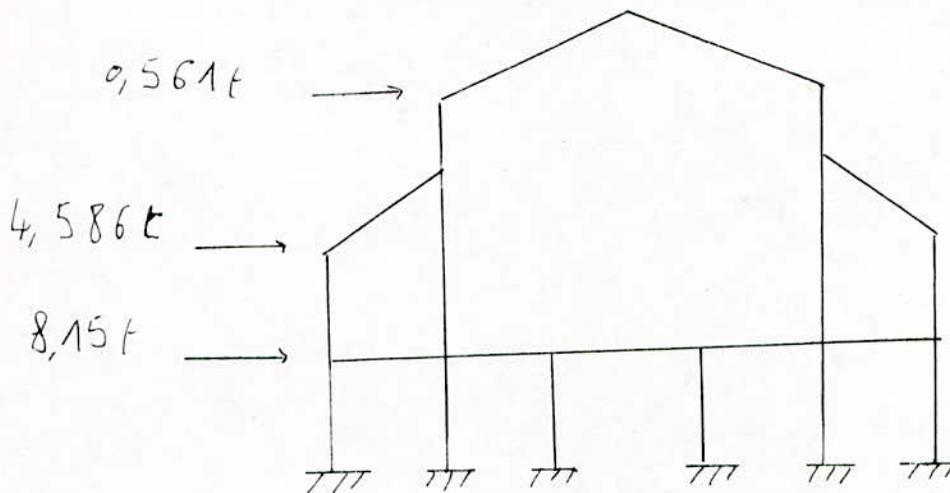
r_a : est la distance entre le centre de rigidité du k^{ime} niveau et le a^{ime} élément .

C_{ak} : est la rigidité du a^{ime} élément au k niveau.

K_{ak} : est la rigidité angulaire de la construction au k^{ime} niveau .

On trouve les résultats suivants :





5- Calcul du bâtiment N°:2:

a) calcul du poids de la structure :

-Niveau 2 :

- *poids des poteaux (HEA400) = $125.12.3,96 = 5,94t$
- *poids des potelets (HE 120) : $26,7.3.3,96 = 0,32t$
- *TN 40 : $12.24.18 = 5,18t$
- *Traverses (IPE330): $49,1.12.4.2 = 4,71t$
- *poids des pannes (IPE 120): $10,4 .20.18 = 3,7t$
- *plafond : $20.4.8.18 = 1,73t$
- *maçonnerie: $42,77t$
- $W_2 = 64,35t$

- Niveau 1 :

- *poids des poteaux (HEA 400): $125.16.3,04 = 6,1t$
- *poids potelets (HEB 120) : $26,7.3.3,04 = 0,24t$
- *poids des solimes (IPE 240): $4,42t$
- *poutres (IPE 400) : $66,3.36 = 2,39t$
- *poids du coffrage perdu (IN 40): $15.18.9 = 2,43t$
- *poids du plancher: $373.18.9 = 60,43t$
- *cloisons: $12,15t$
- *maçonnerie: $36,96t$
- *surcharge d'exploitation : $p = 500da N$

$$p = 500.9.18 = 81t$$

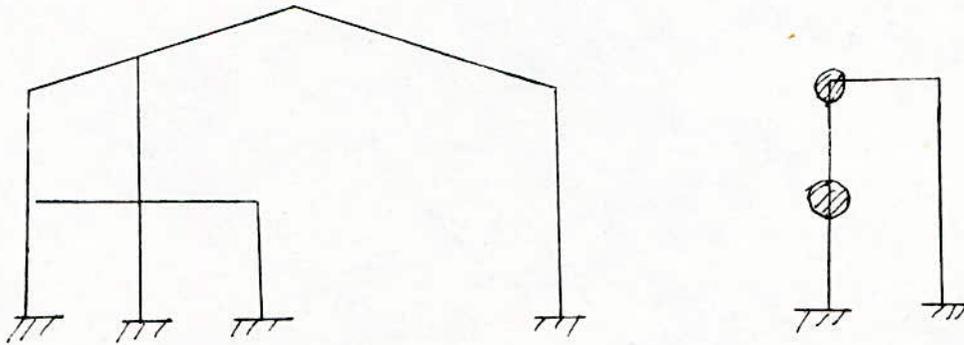
$$\text{donc: } W_1 = 125,12 + 1/2 \cdot 81 = 165,62t$$

le poids total de la structure :

$$W = W_1 + W_2$$

$$W = 229,97t$$

b) Modèle mathématique:



c) Coefficients de calcul :

On trouve les résultats suivantes :

$$A=0,15 ; R = 0,25 ; Q = 1,25$$

d) Calcul des masses :

Les masses correspondantes sont données par :

$$M_1 = 165,62 \cdot 10^3 / 981 = 65,6 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm}$$

$$M_2 = 64,35 \cdot 10^3 / 981 = 65,6 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{cm}$$

e) Calcul du déplacement de la construction :

1) poteau sur l'axe 4 sur lequel ne s'appuie pas la dalle :

La somme des rigidités linéaires est donnée par :

$$f = EI/h = 13,52 \cdot 10^7 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Le déplacement unitaire est égal à :

$$\Delta = h^2 / 12f = 3,02 \cdot 10^{-4} \text{ cm/kg}$$

2) Poteau sur les axes 1,2,3:

La somme des rigidités linéaires est donnée par :

$$1^{\text{er}} \text{ étage : } f_1 = 9,34 \cdot 10^8 \text{ kg/cm}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage } = f_2 = 4,51 \cdot 10^8 \text{ kg.cm}$$

Les déplacements unitaires:

$$\Delta_{11} = h^2 / 12f_1$$

$$h_1 = 3,04 \text{ m;}$$

$$\Delta_{11} = 8,25 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kg}$$

$$\Delta_{22} = h^2 / 12f_2$$

$$\Delta_{22} = 3,29 \cdot 10^{-5} \text{ cm/kg}$$

f) Calcul des efforts sismiques :

$$\text{On a : } A = \delta_{11} M_1 + \delta_{22} M_2 = 3,55 \cdot 10^{-3}$$
$$B = 2M_1 M_2 (\delta_{11} \delta_{12} - \delta_{12}^2)$$

$$\delta_{12} = \delta_{11} \Rightarrow B = 4,5 \cdot 10^{-6}$$

$$\varphi^2_1 = (A - \sqrt{A^2 - 2B}) / B$$

$$\varphi^2_1 = 367,1 \Rightarrow \varphi_1 = 19,16$$

$$\varphi^2_2 = (A + \sqrt{A^2 - 2B}) / B$$

$$\varphi^2_2 = 1210,67 \Rightarrow \varphi_2 = 34,79$$

Les périodes propres correspondantes sont :

$$T_1 = 2 \pi / \varphi_1 = 0,33 \text{ sec}$$

$$T_2 = 2 \pi / \varphi_2 = 0,18 \text{ sec}$$

- Calcul des coefficients des modes :

* 1er mode :

$$X_1 = 1$$

$$X_{12} = \delta_{21} M_1 \varphi_1^2 / (1 - \delta_{22} M_2 \varphi_1^2) = 2,46$$

$$n_{11} = M_1 + M_2 * X_{12} / (M_1 + M_2 * X_{12}^2) = 0,58$$

$$n_{12} = n_{11} * X_{12} = 1,435$$

* 2^{ème} mode :

$$n_{21} = 1 - n_{11} = 0,42$$

$$n_{22} = 1 - n_{12} = -0,435$$

Les facteurs d'amplification dynamique :

* pour le 1^{er} mode:

$$D_1 = 1,88$$

$$D_2 = 2,82$$

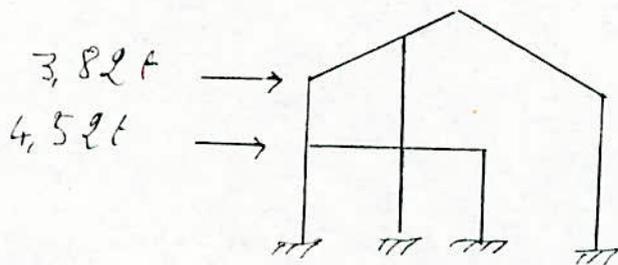
On aura donc pour le 1er mode les forces suivantes :

$$S_{11} = 0,15 * 0,25 * 1,25 * 1,88 * 0,58 * 165,62 = 8,47t$$

$$S_{21} = 0,15 * 0,25 * 1,25 * 2,82 * 1,435 * 64,35 = 12,33t$$

Le 2^{ème} mode est négligeable par rapport au 1er mode

g) Répartition de la force sismique sur les portiques :



CHAPITRE VII

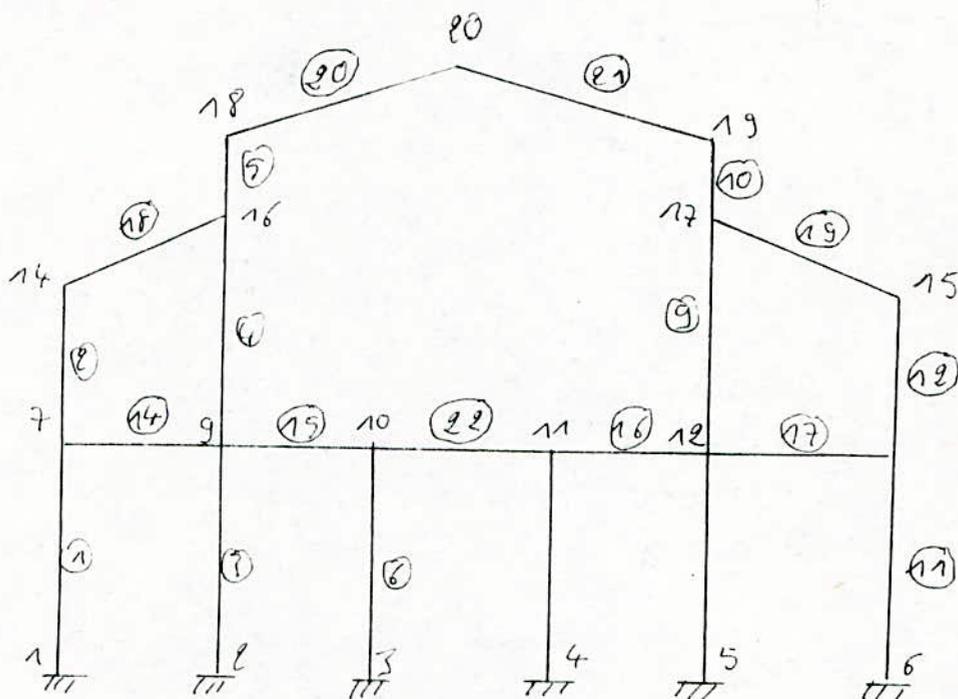
SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

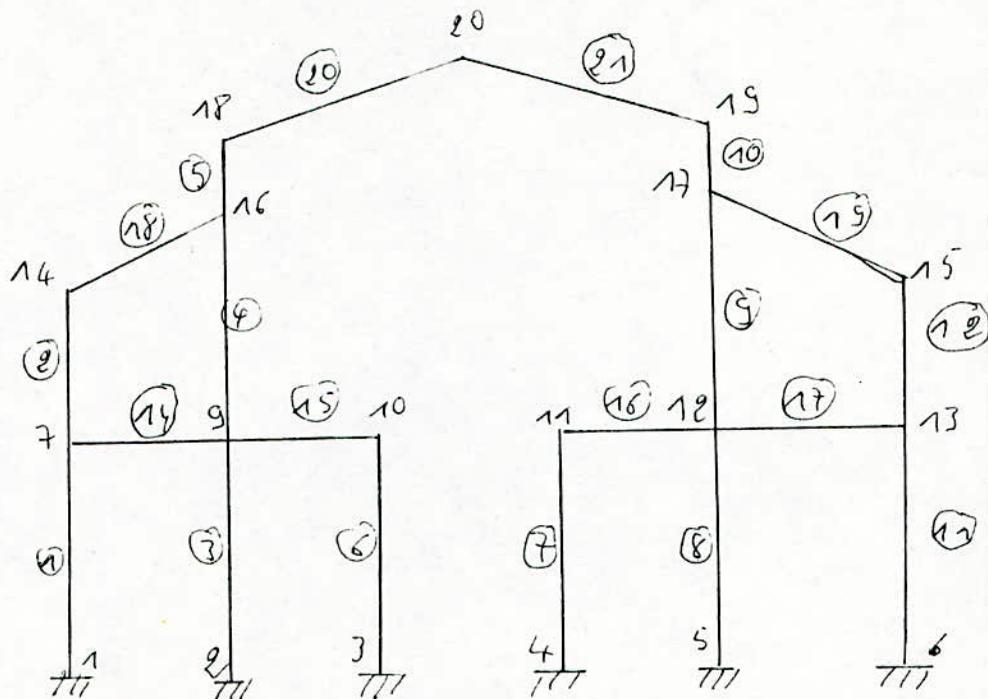
VII- 1- INTRODUCTION :

Avant la vérification des différents éléments des portiques , nous devons étudier les différents cas de charges , les combinés entre eux , puis les combinaisons qui nous donnent les efforts les plus défavorables . Nous avons trois types de portiques : deux dans le bâtiment N° =1 et l'autre dans le bâtiment N° =2

VII-2. CALCUL DES SOLLICITATIONS LES PLUS DEFAVORABLES :

Le bâtiment N° =1 est constitué de deux types de portiques :





Les combinaisons prises en compte pour la détermination des efforts défavorables sur les éléments de portiques sont les suivants : (selon règles CM 66 et RPA 88)

$$C1 = 4/3 G + 3/2 (V_{nx} + N_{nr} + Q)$$

$$C2 = 4/3 G + 3/2 (V_{ny} + N_{nr} + Q)$$

$$C3 = G + V_{ex} + N_{nr}$$

$$C4 = G + V_{eg} + N_{nr}$$

$$C5 = G + E + Q$$

$$C6 = 0,8G \pm E$$

$$C7 = G + 1,2E + Q$$

Où :

G = charges permanentes par ml

Q = charges d'exploitation

N_{nr} = charges normales dues à la neige

V_{x,y} = charges dues au vent

E = charges dues au seisme

Après passage dans l'ordinateur en utilisant le logiciel « MAGE » conçu pour le calcul des portiques on détermine les valeurs de M,N,T(M en t.m et N,T en t) suivantes :

*C1:

Barre	M	N	T
1 - 7	-2,307714	-26,718440	-1,922138
7 - 14	-2,150053	-0,854116	-1,816521
2 - 9	-1,746559	-40,216489	-1,009572
9 - 16	-1,277010	-2,229811	-0,629068
16 - 18	-0,27740	-0,952989	-0,640189
3 - 10	-1,726382	-13,406212	-1,000463
4 - 11	-1,717528	-13,604243	-0,999288
5 - 12	-1,728765	-40,030158	-0,529643
12 - 17	-1,075174	-2,039260	-0,797561
17 - 19	-0,860563	-0,391009	-0,797561
6 - 13	-2,170110	-26,374224	-1,7215
13 - 15	-1,812773	-0,499649	-1,502063
7 - 9	-25,952978	-1,1658983	-25,864327
9 - 10	-5,406502	-1,278479	-13,608998
11 - 12	-7,496343	0,712220	13,604227
12 - 13	-25,685372	1,181864	25,775124
14 - 16	-1,111801	-0,062666	-1,271113
15 - 17	-0,903929	-0,194363	-1,649119
18 - 20	-1,31597	-0,557769	-0,834776
19 - 20	-0,722701	-0,853645	-0,243938
10 - 11	-0,000047	-0,280569	-0,00015

*C2-

Barre	M	N	T
1 - 7	-0,355484	-26,364986	-0,586083
7 - 14	-0,450815	-0,500543	-0,644096
2 - 9	-0,011605	-39,898621	-0,006708
9 - 16	-0,088264	-1,903923	-0,043481
18 - 18	-0,449752	-0,266451	-0,48001
3 - 10	-0,013329	-13,60064	-0,020665
4 - 11	-0,071356	-39,88999	-0,041246
5 - 12	-0,092018	-1,895014	-0,05319
12 - 17	-0,235852	-0,266532	-0,116184
17 - 19	-0,323874	-26,374224	-0,48001
6 - 13	-0,460575	-0,509540	-0,64683
13 - 15	-0,640730	-1,199815	-0,751392
7 - 9	-25,686845	-1,250003	-25,864443
9 - 10	-7,491292	-1,309358	-13,600861
11 - 12	-7,490961	1,246364	13,60064
12 - 13	-25,953155	0,478929	-25,864386
14 - 16	-1,211891	0,288142	-1,581658
15 - 17	-1,2128	0,615078	-1,58646
18 - 20	-0,849770	0,246321	0,346583
19 - 20	-0,850034	0,425762	0,346670
10 - 11	0,000002	1,268115	0

*C3:

Barre	M	N	T
1 - 7	-2,696822	-9,724498	-2,245089
7 - 14	-2,609106	-0,467752	-2,176172
2 - 9	-2,040427	-14,824286	-1,179438
9 - 16	-1,562164	-1,242244	-0,769538
16 - 18	-0,435519	-0,162216	-0,594539
3 - 10	-2,015493	-4,644628	-1,166941
4 - 11	-2,002402	-4,875665	-1,157458
5 - 12	-2,014118	-14,606899	-1,164232
12 - 17	-1,182051	-1,019934	-0,582292
17 - 19	-0,984793	-0,494560	-0,837964
6 - 13	-2,4527307	-9,322763	-2,00582
13 - 15	-2,014191	-0,054208	-1,695509
7 - 9	-9,290242	-1,579884	9,256748
9 - 10	-2,701819	-0,742599	-4,881212
11 - 12	-2,693471	1,324539	4,875646
12 - 13	-9,292167	-0,027455	-9,24323
14 - 16	-0,889581	-0,476290	-1,069962
15 - 17	-1,161018	-0,738122	-1,510969
18 - 20	-0,797302	-0,414858	-0,420118
19 - 20	-0,081039	-0,032152	-0,633995
10 - 11	0,000054	0,029251	-0,000018

*C4:

Barre	M	N	T
1 - 7	0,410242	-9,312135	0,681168
7 - 14	0,425240	-0,055251	0,694548
2 - 9	-0,016314	-14,45344	-1,179438
9 - 16	0,030656	-0,862040	-0,015103
16 - 18	-0,634479	0,638723	-0,652536
3 - 10	-0,037932	-4,871717	-0,023843
4 - 11	-0,081868	-4,871461	-0,047322
5 - 12	-0,104580	-14,443370	-0,060451
12 - 17	-0,202842	-0,851647	-0,099924
17 - 19	-0,489342	0,638621	0,652536
6 - 13	-0,532849	-9,322763	-0,75204
13 - 15	-0,646808	-0,065747	-0,319727
7 - 9	-9,290650	1,345481	9,256883
9 - 10	-2,687579	1,370012	-4,871719
11 - 12	-2,687192	1,439260	4,871461
12 - 13	-9,290449	1,399789	-9,256817
14 - 16	-1,108555	0,661086	-1,437514
15 - 17	-1,109615	0,535467	-1,437866
18 - 20	0,858266	0,892032	-0,514242
19 - 20	0,857958	0,754519	-0,514141
10 - 11	0,00002	1,391940	-0,000001

*C5-

Barre	M	N	T
1 - 7	-1,956819	-18,892539	-1,13111
7 - 14	-0,314235	-0,614032	-0,177535
2 - 9	-1,956238	-28,730049	-1,130773
9 - 16	-0,248643	-1,868687	-0,122485
16 - 18	-0,199338	-1,353880	-0,165425
3 - 10	-1,947879	-9,622300	-1,127857
4 - 11	-1,951223	-9,6223	-1,127875
5 - 12	-1,962956	-28,73004	-1,134657
12 - 17	-0,425883	-1,868687	-0,209795
17 - 19	0,46228	-1,353880	-0,389402
6 - 13	-1,967653	-18,918532	-1,137372
13 - 15	-0,556133	-0,644026	-0,917388
7 - 9	-18,3360806	-0,923628	18,272269
9 - 10	-5,312961	-1,785830	-9,621974
11 - 12	-5,312961	-1,785822	9,621974
12 - 13	-18,336807	1,054016	-18,272269
14 - 16	-0,71867	0,051850	-0,618662
15 - 17	-0,718670	-0,352037	0,618662
18 - 20	-1,647225	-0,049952	0,920547
19 - 20	-1,647225	-0,475493	0,920547
10 - 11	-0,000012	-1,828719	0,000004

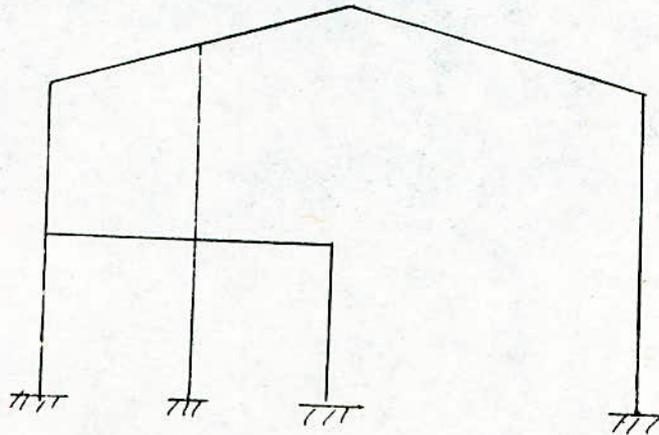
*C6:

Barre	M	N	T
1 - 7	-1,957959	-7,875701	-1,131769
7 - 14	-0,340282	-0,472560	-0,19225
2 - 9	-1,956935	-12,434722	-1,131176
9 - 16	-0,265939	-1,549707	-0,131005
16 - 18	-0,227337	-1,122283	-0,188661
3 - 10	-1,948225	-3,920013	-1,127674
4 - 11	-1,950877	-3,920013	-1,127674
5 - 12	-1,962259	-12,434722	-1,134254
12 - 17	-0,408587	-1,549707	-0,201275
17 - 19	-0,111229	-1,122283	-0,366166
6 - 13	-1,966513	-7,911694	-1,136713
13 - 15	-0,530086	-0,502554	-0,782035
7 - 9	-7,436706	-0,937684	-7,406902
9 - 10	-5,183531	-1,808004	-3,919687
11 - 12	-2,183531	-1,807996	3,919687
12 - 13	-7,436707	1,039960	-7,406902
14 - 16	-0,526935	0,078725	0,478989
15 - 17	-0,526935	-0,269753	-0,478989
18 - 20	-1,196461	-0,006748	0,696626
19 - 20	-1,196461	-0,411959	0,696626
10 - 11	-0,000012	-1,850693	0,000005

*C7:

Barre	M	N	T
1 - 7	-2,349266	-18,878933	-1,357958
7 - 14	-0,401272	-0,611032	-0,226708
2 - 9	-2,348157	-28,774968	-1,357316
9 - 16	-0,316095	-1,907779	-0,155173
16 - 18	-0,266195	-1,393059	-0,220908
3 - 10	-2,337789	-9,623513	-1,353239
4 - 11	-2,341133	-9,623513	-1,353257
5 - 12	-2,354875	-28,774968	-1,3612
12 - 17	-0,493336	-1,907779	-0,243023
17 - 19	0,536085	-1,393059	-0,444885
6 - 13	-2,360100	-18,922124	-1,36422
13 - 15	-0,643170	-0,647025	-0,966561
7 - 9	-18,337243	-1,121394	18,272415
9 - 10	-5,314683	-2,164379	-9,623122
11 - 12	-5,314683	-2,164369	9,623122
12 - 13	-18,337244	1,251779	-18,272415
14 - 16	-0,717394	0,086698	0,618238
15 - 17	-0,717394	-0,386885	0,618238
18 - 20	-1,525458	-0,017563	0,880589
19 - 20	-1,525458	-0,507882	0,880589
10 - 11	-0,000014	-2,215653	0,000005

Pour le bâtiment N° = 2 nous avons un seul type de portique :



Les combinaisons de calcul sont comme suit :

$$C1 : 4/3 G + 3/2 (V_{nx} + N_{nr} + Q)$$

$$C2 : 4/3 G + 3/2 (V_{n-x} + N_{nr} + Q)$$

$$C3 : 4/3 G + 3/2 (V_{ny} + N_{nr} + Q)$$

$$C4 : G + V_{ex} + N_{nr}$$

$$C5 : G + V_{e-x} + N_{nr}$$

$$C6 : G + V_{ey} + N_{nr}$$

$$C7 : G + E + Q$$

$$C8 : 0,8G \pm E$$

$$C9 : G + 1,2E + Q$$

Après passage dans l'ordinateur nous prendrons en compte les sollicitations les plus défavorables (en utilisant le même calcul que dans l'exemple précédent du bâtiment N°1)

CHAPITRE VIII

VERIFICATION DES

ELEMENTS

VIII-1 . POTEAU HEA 400:

VIII-1-1 SECTION 5-12 :(PORTIQUE TRANSVERSAL- TYPE 1):

a) Résistance :

On a d'après la combinaisons de charges 7:

$$M^{\max} = -2,995 \text{ t.m}$$

$$N = -28,588 \text{ t}$$

$$T = -1,7083 \text{ t}$$

Les poteaux étant sollicités en flexion composée, on doit vérifier que

$$K_1 \cdot \sigma + K_f \cdot \sigma_f \leq \sigma_e$$

-calcul de la longueur de flambement :

On a :

$$K_{A,B} = \sum K (\text{poutre}) / \sum K_i \quad l_f / l_0 = \sqrt{4 + 3,5 K_b / 1 + 6,5 K_b}$$

$$K_a = 1$$

$$K_b = 0,33$$

$$l_f / l_0 = 1,28 \implies l_f = 1,28 \cdot 346 = 442,98 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = l_f / i_y = 443 / 7,34 = 60,35$$

-coefficient d'amplification des contraintes de compression

$$K_1 = \mu - 1 / \mu - 1,3 ; \quad \mu = \sigma_k / \sigma ; \quad \sigma_k = \pi^2 \cdot E / \lambda^2 = 5684,12 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = N/A = 28588,073 / 159 = 179,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = 31,61 \implies K_1 = 1,01$$

$$\sigma_{fy} = M_y^{\max} / W_y = 2,955 \cdot 10^5 / 571 = 517,51 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f = 725,5 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

-Coefficient d'amplification des contraintes de flexion :

$$K_f = \mu + 0,25 / \mu - 1,3 = 1,051$$

$$\sigma_{fy} = M_y^{\max} / W_y = 2,955 \cdot 10^5 / 571 = 517,51 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_1 \sigma + K_f \sigma_f = 725,5 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

b) Stabilité vis-à-vis du deversement :

Le plan de flexion étant le plan X, donc les semelles ne sont pas comprimées et le risque du deversement ne se présente pas.

c) vérification au cisaillement :

L'effort tranchant agissant sur le poteau dans cette section est faible ; il n'y a pas lieu de la vérifier au cisaillement.

VIII-1.2. SECTION 5-8 : (PORTIQUE DU BATIMENT 2)

On a :

$$M^{\max} = -4,498 \text{ t.m}$$

$$N = -5,85 \text{ t}$$

$$T = -2,27 \text{ t}$$

$$K_a = 0,32; K_b = 0,515$$

$$l_y / l_0 = 1,474 \implies l_y = 1,474 \cdot 396 = 583,84 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = l_y / i_y = 79,54$$

- Coefficient d' amplification des contraintes de compression :

On a :

$$\sigma_k = 3272,71 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$$\sigma = 5,85 \cdot 10^3 / 159 = 36,79 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = 88,95 \implies K_1 = 1$$

- Coefficient d' amplification des contraintes de flexion :

$$K_f = 1,017;$$

$$\sigma_{fy} = 4,498 \cdot 10^3 / 571 = 787,74 \text{ daN/cm}^2$$

$$K\sigma + K_f \sigma_f < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Il n' y a pas lieu d' effectuer des vérifications au deversement et au cisaillement .

VIII-2. POUTRE IPE 400 :

Les efforts les plus défavorables sont

$$M^{\max} = -25,954 \text{ t.m}$$

$$N = 1,29 \text{ t}$$

$$T = -25,864 \text{ t}$$

a) Vérification à la résistance :

On vérifi la section de la poutre en flexion composée :

$$M_x / W_x + N/A = 25,954 \cdot 10^3 / 1160 - 1,29 \cdot 10^3 / 84,5 = 2222,12 \text{ daN/cm}^2$$

$$M_x / W_x + N/A < \sigma_c = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

b) Vérification au cisaillement :

$$T_x / A_a = 25,864 \cdot 10^3 / 37,3 \cdot 0,86 = 806,28 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c / 1,54$$

c) Vérification au deversement :

On trouve :

$$D = 1,178$$

$$C = 0,972$$

$$B = 1,1$$

$$\sigma = 8 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda_0 = 49,69 \text{ donc } K_0 = 1,1139 \text{ et } K\lambda = 1,07$$

$$K\lambda * \sigma_f = 2384,6 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

VIII-3. TRAVERSE : (IPE 330)

On a les efforts défavorables suivantes :

$$M = -2,742 \text{ t.m}$$

$$N = 0,529 \text{ t}$$

$$T = 1,28 \text{ t}$$

a) Vérification à la résistance :

on vérifie la barre à la flexion composée :

$$Mx/Wx + N/A = 2,742 \cdot 10^3 / 713 - 0,529 \cdot 10^3 / 62,6 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

b) Vérification au cisaillement :

Pas de vérification à faire puisque l'effort tranchant est faible .

c) Vérification au deversement :

On fait la vérification préliminaire :

$$r_y = 6 / 12 = 16 / 12 = 4,62 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 300 / 4,62 = 6,49 \text{ donc : } k_y = 1,24$$

$$K_y * \sigma_f = 1,24 * 376,12 = 466,39 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

CHAPITRE IX

CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

IX- 1. GENERALITES :

Les stabilités et les contreventements , ont pour fonction principale de reprendre et de transmettre aux fondatons les efforts dûs aux forces horizontales sollicitants la construction ainsi que d'empêcher de grandes déformations sous ces même sollicitations .

L'importance des stabilités et des contreventements est très grandes , elle présente le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage .

IX-2. CHEMINEMENT DES EFFORTS :

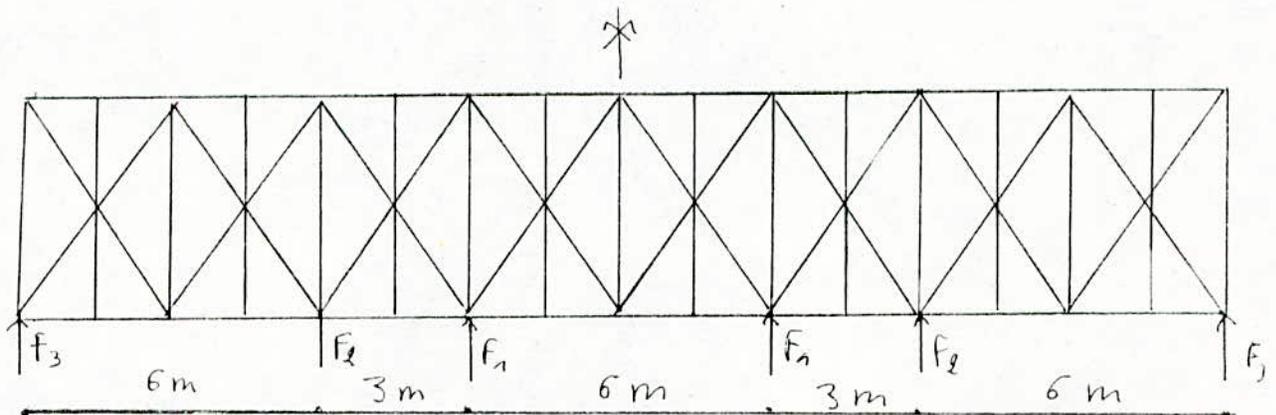
IX-2-1. Vent sur pignon :

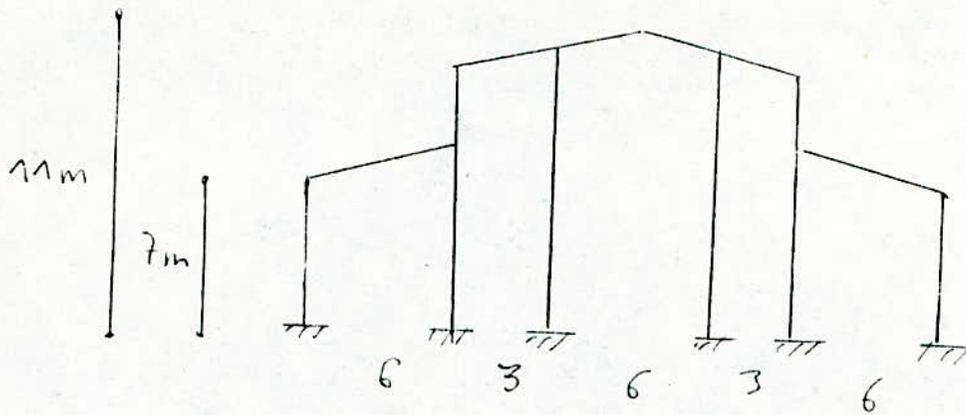
Sollicitation → poteaux → poutr au vent (stabilité horizontale) → Sablière → Stabilité verticale)
→ fondations .

IX-2-2 Vent sur long-pan :

Sollicitations → poteaux de portiques → portiques → fondations .

3. Calcul de la poutr au vent (batiment N° = 1) :





La poutre au vent transmet les poussés du vent aux sablières, elle permet la stabilité de la construction dans le sens longitudinal .

On a : $p_s = 50,77$; C_p ; $P_t = 4,64$ daN/mm

l'effort en tête du potelet le plus sollicité est donné par :

$$F_1 = 50,77 \cdot 0,8 \cdot 11/2 \cdot 4,5 + 4,64 \cdot 11/2 \cdot 4,5 = 1120,1 \text{ daN}$$

$$F_2 = F_1$$

$$F_3 = (50,77 \cdot 0,8 + 4,64) \cdot 7/2 - 3 = 475,188 \text{ daN/cm}^2$$

effort de traction dans les diagonales:

$$F_d = F / \cos \alpha$$

$$\text{tg } \alpha = 3/6 = 0,5 \Rightarrow \alpha \cong 26,565^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,89$$

$$F_d = 1120,1/0,89 = 1258,54 \text{ daN}$$

La section diagonale est donnée par :

$$A = F_d / \sigma_c = 1258,54 / 24 = 52,44 \text{ mm}^2$$

Soit un profil L 20*20*3

-Calcul des pannes montantes de la poutre au vent :

Elles sont sollicitées en flexion déviée, comme les pannes courantes et en outre à la compression (sous F1) ;

on doit donc vérifier que :

$$9/8 (K\sigma + \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$$

On a des IPE 120 soumis à des contraintes de flexion déviée :

$$\sigma_{fx} = 6,16 \text{ daN/mm}^2 \text{ et } \sigma_{fy} = 5,25 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma = F1/A = 1120,1 / 1320 = 0,85 \text{ daN/mm}^2$$

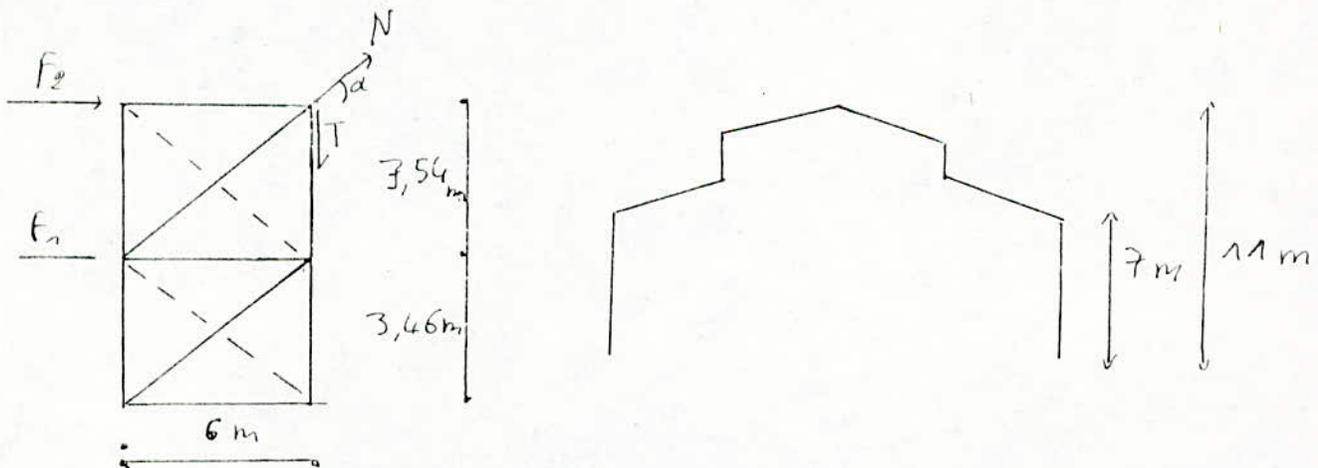
$$\lambda_x = l_{yx}/i_x = 600/4,90 = 123$$

$$\lambda_y = l_{fg}/i_g = 300/1,45 = 207 \Rightarrow K_y = 6,71$$

$$\text{On a } a = 9/8 (6,71 \cdot 0,85 + 6,16 + 5,25) = 19,25 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

IX-4. CALCUL DE LA PALEE DE STABILITE EN LONG-PAN : (BATIMENT 1)

La palée de stabilité reprend l'effort qui provient de la stabilité pour le transmettre aux fondations .
on optera pour une stabilité en saint-andré qui sont très économique en réalisation.



L'effort F_2 se décompose selon :

- Une force N de traction , reprise par la diagonale .
- Une force T de compression , transmise au sol par le poteau .

$$N = F_2 / \cos \alpha$$

$$F_2 = 50,77 \cdot 0,8 \cdot (11/2) \cdot (24/2) = 2680,66 \text{ daN}$$

$$N = 2680,66 / 0,89 = 3011,97 \text{ daN}$$

La section diagonale est donnée par :

$$A \geq N / \sigma_e = 3011,97 / 2400 = 1,25 \text{ cm}^2$$

On prend une cornière : L 50*50*5

La section de la traverse est donnée par :

$$A \geq N / \sigma_e = 0,56 \text{ cm}^2$$

On choisi un UPN 120

-Calcul de la panne sablière : (Batiment 1)

Les pannes sablières reprennent les reactions d'appuis des poutres au vent afin de les transmettre aux différents palés de stabilité .

*La containte de compression est donnée par :
IPE 180

$$\sigma = N/A = 2680,66 / 23,9 = 112,16 \text{ daN/cm}^2$$

*La contrainte de fléxion :

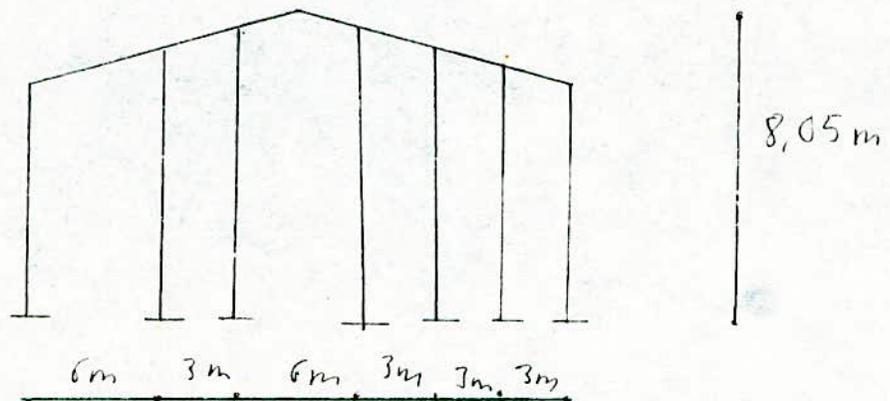
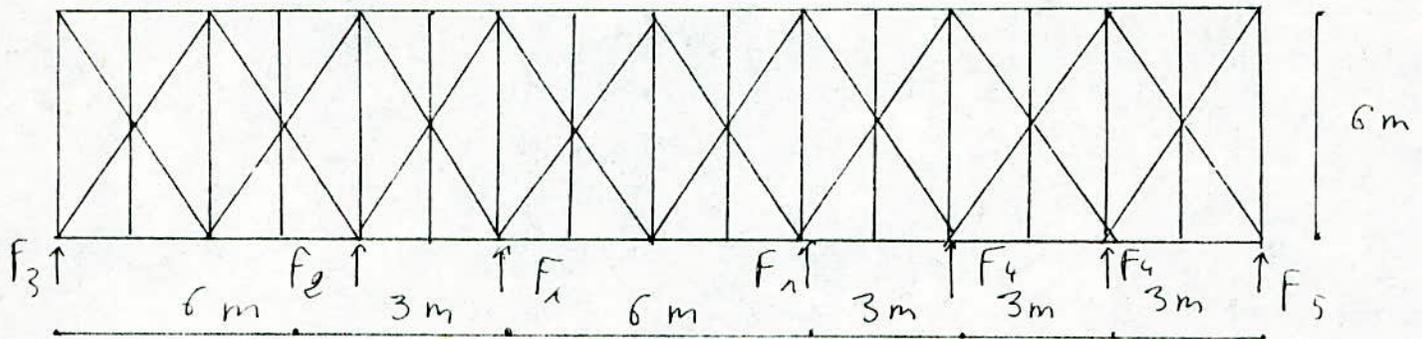
$$\sigma_f = M/W_x = 18,8 \cdot 10^2 \cdot (600)^2 / 8 \cdot 146 = 57,95 \text{ daN/cm}^2$$

*Vérification :

$$\lambda_y = 600 / 2,05 = 292,68 \text{ donc } K = 13,1412$$

$$\begin{aligned} 9/8 (K \cdot \sigma + \sigma_f) &= 9/8 (13,1412 \cdot 112,96 + 57,95) \\ &= 1723,35 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \end{aligned}$$

IX-5. Calcul de la poutre au vent du (bâtiment N° = 2):



On a : $P_s = 45,77 \cdot C_p$ (daN/m²)

$F_1 = F_2 = 45,77 \cdot 1,27 \cdot 8,05/2 \cdot 4,5 = 1052,84$ daN

$F_3 = F_4 = 45,77 \cdot 1,27 \cdot 8,05/2 \cdot 3 = 701,89$ daN

$F_5 = 45,77 \cdot 1,27 \cdot 8,05/2 \cdot 1,5 = 350,95$ daN

L'effort de traction dans les diagonales :

$F_d = F/\cos\alpha$

$F_d = 1052,84/0,89 = 1182,97$ daN

Section diagonale :

$$A = F\lambda / \sigma_e = 1182,97 / 2400 = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit un profil L20*20*3

Les contraintes de flexion qui sollicitent les pannes de la poutre au vent (IPE 120) sont :

$$\sigma_{fx} = 5,72 \text{ daN/mm}^2 ; \sigma_{fy} = 2,62 \text{ daN/mm}^2 ;$$

On a :

$$\sigma = F / A = 1052,84 / 1320 = 0,80 \text{ daN/mm}^2$$

$$\lambda_x = l_{fx} / i_x = 123$$

$$\lambda_y = l_{fy} / i_y = 300 / 1,45 = 207 \text{ donc } k_g = 6,71$$

On a :

$$9/8 (6,71 * 0,8 + 5,72 + 2,62) = 15,42 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

***Calcul de la panne sablière : (Batiment N° = 2)**

On choisi un IPE 180 ;

La contrainte de compression :

$$\sigma = N/A = 1052,84 / 23,9 = 44,05 \text{ daN/cm}^2$$

La contrainte de flexion :

$$\sigma_{fx} = M / W_x = 18,8 * 10^{-2} * (600)^2 / 8 * 146 = 57,95 \text{ daN/cm}^2$$

Vérification :

$$\lambda_y = 292,68 \text{ donc } K = 13,1412$$

$$9/8 * (13,1412 * 57,95 + 44,05) = 906,28 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

CHAPITRE X

BASE DE POTEAUX

X-1. GENERALITES:

LA base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau par les charges et les surcharges de la construction . Etant donné la faible résistance du matériau du massif (béton) par rapport à l'acier , la base est généralement élargie afin que la contrainte admissible sur le matériau de fondation ne soit pas dépasser . Cela se fait par l'intermédiaire d'une plaque d'assise ou platine donc les dimensions dépendent de l'importance des efforts à transmettre , et qui est soudée à la base du poteau pépendiculairement à l'axe longitudinal de celui-ci .

X-2. CALCUL DE LA BASE :

Le type de base adopté ici est un encastrement . La base est étalée dans le sens perpendiculaire à l'axe du moment et elle doit transmettre les efforts M ,N et T .

On a un poteau HEA400 ; les efforts appliqués sont :

$$M^{\max} = -4,498t.m$$

$$N^{\text{cp}} = -5,85t$$

$$T = -2,27t$$

$$L'\text{exentricité} : e = M/N = 0,77m > h/6 = 0,66m$$

On a :

$$b = 500mm$$

$$C = 77cm > b/2 = 25cm : \text{nécessité de mettre des boulons}$$

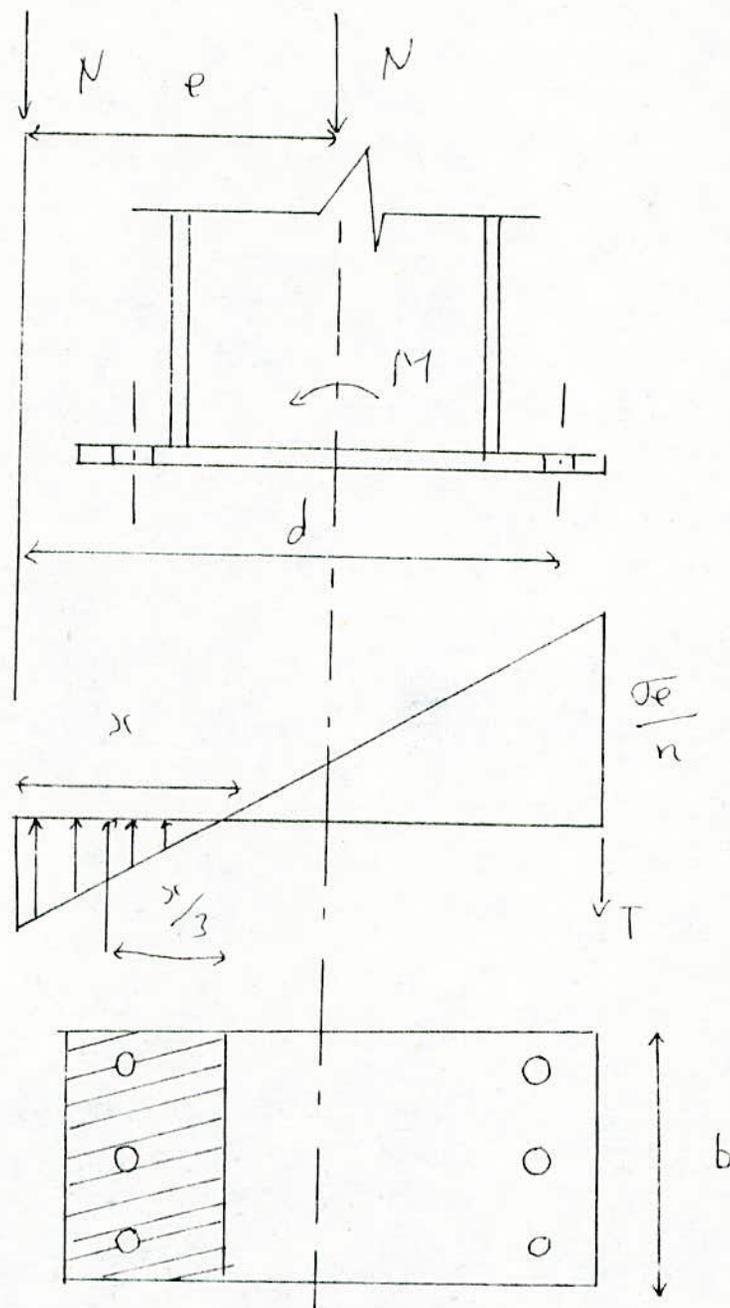
On a :

$$b = 50cm ; h = 70cm ; dt = 20cm ; e = 77cm , d = 97cm \text{ et } h_0 = 45cm$$

On choisi 4 boulons $\varnothing 18$: $\Omega = 4A_r = 768\text{mm}^2$

comme $e > h/6$: le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section , et la platine est soulevée à droite (les boulons de droite étant sollicités en traction) .

Shéma p 83



a) Vérification des contraintes de compression du béton :

On aura une équation du 3eme degré =

$$x^3 + 156x^2 + 1340,93 x - 60341,76 = 0$$

La solution de cette équation est : $x = 15,259 \text{ cm}$

La contrainte de compression dans le béton est alors :

$$\sigma_f = 2 Nd / f_x \cdot (h_0 - x/3)$$

$$\sigma_f = 2 \cdot 5,85 \cdot 10^3 \cdot 97 / 50 \cdot 15,26 \cdot (45 - 15,26/3) = 37,26 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{f1}$$

b) Vérification des goujons à la traction :

$$\sigma_a = N/A (d - h_0 + x/3) / h_0 - x/3$$

$$\sigma_a = 5,85 \cdot 10^3 / 768 \cdot (970 - 450 + 152,6/3) / 450 - 152,6/3$$

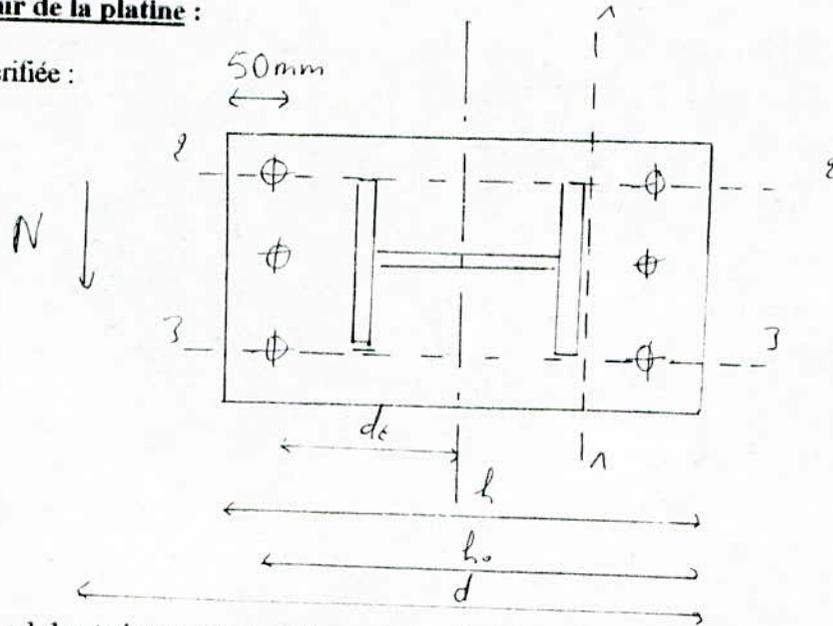
$$\sigma_a = 1089 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Soit : $1,25 \sigma_a = 1362 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ daN/cm}^2$

c) Calcul de l'épaisseur de la platine :

On a trois sections à vérifier :

*Section 1-1 :



le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdale des contraintes situées à droite de la section . Ce diagramme peut être décomposer en un diagramme rectangulaire(1) et un diagramme triangulaire (2) .

les moments correspondants pour une bande de largeur unité (1cm) sont :

$$M1 = 37,24 \cdot 10,5 \cdot 0,105/2 = 20,04 \text{ daN.m}$$

$$M2 = 25,64 \cdot 10,5/2 \cdot 0,105/3 = 4,71 \text{ daN.m}$$

$$M = M1 - M2 = 15,83 \text{ daN.m}$$

Le module d'inertie pour une platine pour 1cm est :

$$I/V = t^3/6$$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\sigma = M.V/I \leq \sigma_e = 24 \Rightarrow t \geq 1,99 \text{ cm} \cong 2 \text{ cm}$$

*section 2-2 :

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$M = 37,2 * 10,5 * (0,105/2) = 20,54 \text{ daN.m}$$

d'où :

$$(20,54 * 6) / t^2 < \sigma_c = 24 \Rightarrow t \geq 2,27 \text{ cm}$$

* Section 3-3 :

Du coté tendu la platine est soumise à un moment :

$$M = 0,055t$$

$$T = A\sigma_a = 7,68 * 10,89 = 8036,82 \text{ daN}$$

$$M = 803,7 \text{ daN.m}$$

$$\text{On a : } I/V = 50t^2/6$$

$$\begin{aligned} \text{il faut vérifier que : } & 803,7.6/50t^2 \leq \sigma_c = 24 \\ & \Rightarrow t \geq 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

*Conclusion :

On sélectionne une platine d'épaisseur 25 mm (selon la section 2-2 qui est la défavorable).

d) Ancrage :

Les boulons sont ancrés dans le béton armé , on doit alors vérifier la résistance de la liaison acier-béton .
On utilisera une tige lisse avec crochet .

Le crochet doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$L1 \geq r \geq L2$$

$$L2 \geq 2\varnothing$$

$$L1 \geq 25\varnothing$$

$$r \geq 3\varnothing$$

On a : $L1 = L - 26\varnothing = 600\text{mm}$; $r = 70\text{ mm}$; $L2 = 50\text{mm}$

- effort capable : (voir CM66 5,123)

On a :

$$\bar{N} = 0,1 \cdot (1 + 7gc/100) \cdot (\varnothing / (1 + \varnothing/d1))^2 \cdot (L1 + 6,45 + 3,5L2)$$

$$\bar{N} = 4477\text{daN}$$

$$C = \sigma_b \cdot b \cdot x / 2 = 37,26 \cdot (50 \cdot 15,26) / 2 = 14214,69\text{ daN}$$

$$T = C - N = 8364,69\text{daN}$$

$$\bar{T} = T/3 = 2788,23\text{daN}$$

$$\bar{N} > \bar{T}$$

e) Assemblage Poteau-platine :

Il sera réalisé en soudines :

HEA400 :

$$M^{\text{max}} = -4,49811.\text{m}$$

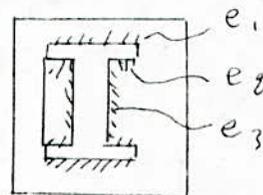
$$N = -5,85\text{t}$$

$$T = -2,27\text{t}$$

$$N = -40,216\text{t}$$

$$M = -1,746\text{t.m}$$

$$T = -1\text{t}$$



L'épaisseur des cordons : $a = 4\text{mm} \rightarrow \alpha a = 4\text{mm}$

longeur utiles : $L1 = 292\text{mm}$; $L2 = 136,5\text{mm}$; $L2 = 344\text{mm}$

$$\sum L_i \cdot a_i \cdot \alpha_i = 30,90\text{cm}^2$$

Vérification des cordons des semelles :

$$1,183 [1,746 \cdot 10^3 \cdot 39 / 0,4 + (39)^2 \cdot 26,2 + 2 \cdot 1365 \cdot (35,2)^2] + 40,126 \cdot 10^3 / 30,9] \\ = 1792,91\text{ daN/cm}^2 < \sigma_c = 2400\text{ daN/cm}^2$$

- Vérification des cordons de l'axe :

$$\sqrt{1,4 \cdot (40,216 \cdot 10^3 / 30,9)^2 + 1,8 \cdot (10^3 / 2 \cdot 34,4 \cdot 0,4)^2} \\ = 1540,71\text{ daN/cm}^2 < \sigma_c = 2400\text{ daN/cm}^2$$

CHAPITRE XI

LES ASSEMBLAGES

XI-1. INTRODUCTION :

Un assemblage doit réaliser au mieux les hypothèses de calcul suivantes :

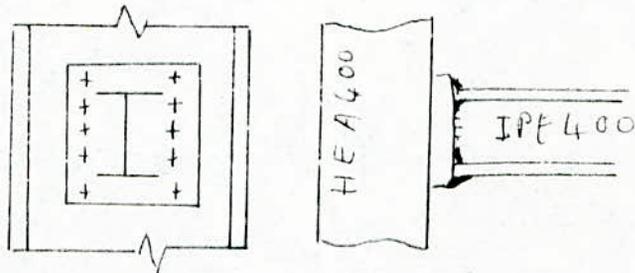
- Assurer une transmission aussi directe que possible des efforts le sollicitant .
- Ne pas provoquer de point faible dans la structure .

XI-2- ASSEMBLAGE POTEAU HEA400-POUTRE IPE400 :

Le type d'appui qu'on a est un encastrement . Dans cet assemblage , la platine d'extrémité soudée à la poutre , est boulonnée sur la semelle du poteau par boulons HR .

Soit les efforts :

$$\begin{aligned} M &= 25,9541.m \\ N &= 5,85t \\ T &= 2,24t \end{aligned}$$



Soit $n = 10$ boulons HR10-9 de diamètre $\varnothing 20$
donc $d = 22\text{mm}$

L'épaisseur de la platine = $e_p \leq 2d$ donc : $e_p = 20\text{mm}$

L'épaisseur de la semelle du poteau : $e_s = 19\text{mm}$

On a : $e_{\min} = e_s = 19\text{mm}$

-Dispositions constructives :

*Condition sur δ : la distance entre les trous ;

$$3*d \leq \delta \leq d \quad \text{Soit : } 66\text{mm} \leq \delta \leq 220\text{mm}$$

On prend : $\delta_L = 80\text{mm}$; $\delta_t = 180\text{mm}$

*Condition sur δ_L : la pince longitudinale ;

$$\text{Sup } \int^{1,3*d} 0,8*t / e_{\min} * \sigma_e \leq \sigma_e \leq 2,5 * d$$

Soit :

$$\text{Sup } \int^{33\text{mm}} 0,8 * 2,24 / 19 * 24 \leq \sigma_1 \leq 55\text{mm}$$

*Condition sur δt : la pince transversale ;

$$1,5 \cdot d \leq \delta t \leq 2,5 \cdot d \text{ Soit: } 33 \text{ mm} \leq \delta t \leq 55 \text{ mm}$$

On prend : $\delta L = 50 \text{ mm}$; $\delta t = 50 \text{ mm}$.

On obtient alors une platine de : $420 \cdot 280 \cdot 20$ (en mm)

*Condition d'épaisseur des pièces assemblées :

$$e_{\text{min}} = 19 \text{ mm} ; d = 22 \text{ mm} \geq e_{\text{min}} + 2 = 21 \text{ mm}$$

*Pression diamétrale :

$$T/d - e_{\text{min}} = 0,224/2,2 \cdot 2 = 50,9 \text{ daN/cm}^2 < 3 \sigma_{\text{en}}$$

XI-1-1 Effet de M :

En supposant l'axe neutre au niveau

$$d_1 = 440 \text{ mm} ; d_2 = 330 \text{ mm} ; d_3 = 220 \text{ mm} ; d_4 = 110 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 3630 \text{ cm}^2$$

La force de traction exercée sur un boulon de niveau 1 :

$$F_1 = M \cdot d_1 / 2 \sum d_i^2$$

$$F_1 = 25,954 \cdot 10^5 \cdot 44 / 2 \cdot 3630 = 15,705 \text{ t}$$

XI-1-2 Effet de N :

L'effort de traction exercé sur un boulon (engendré par N)

$$N^* = N / 10 = 5850 / 10 = 585 \text{ daN} = 0,585 \text{ t}$$

-Précontrainte du boulon :

$$N_0 = 0,8 \cdot A_r \cdot \sigma_{\text{enb}}$$

$$N_0 = 0,8 \cdot 0,8 \cdot A \cdot \sigma_{\text{enb}}$$

$$N_0 = 17,67 \text{ t}$$

* Vérification à l'arrachement :

On a l'effort total de traction sur un boulon (dû à Met N) :

$$N_{tot}^* = 00,585 + 15,705 = 16,29 \text{ t} < N_0 = 17,67 \text{ t}$$

Vérification à cisaillement : (effet de N et T) :

On suppose un simple brossage des pièces à assembler, donc l'angle de frottement correspondant est :

$$\varphi = 0,30$$

$$1,1 * \varphi * (N_0 - N^*) = 5,639 \text{ t}$$

$$\text{donc } T^* = T / 10 = 0,224 < 1,1 * \varphi * (N_0 - N^*)$$

XI-1-4 Vérification des cordans de soudure : (Assemblage poutre- platine) :

Epaisseur des cordans : $a = 16 \text{ mm}$ donc $a_a = 13,6 \text{ mm}$

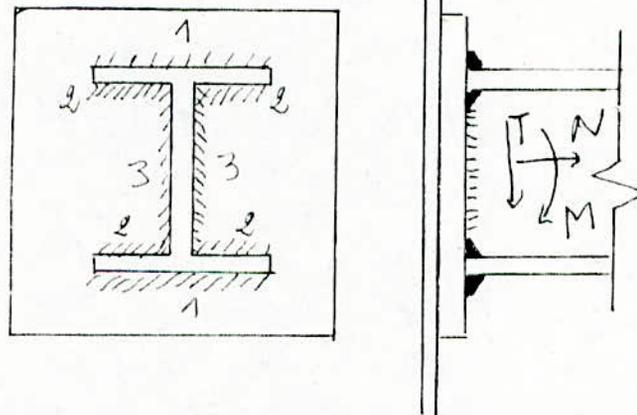
Longueur utiles :

$$l_1 = 180 - 2 * 16 = 148 \text{ mm}$$

$$l_2 = 180 - 8,6/2 - 2 * 16 = 53,7 \text{ mm}$$

$$l_3 = 400 - 2 * 13,5 = 341 \text{ mm}$$

$$\sum l_i a_i \alpha_i = 73,81 \text{ cm}^2$$



selon les règle CM66 (commentaire 4.312.62) les formules de vérification des cordans de soudure sont :

a) Pour les cordan de semelles :

$$1,183 [Mh / l_1 * a_1 * \alpha_1 * h^2 + 2 * l_2 * a_2 * \alpha_2 * (h - 2 * e_s)^2 + N / \sum l_i a_i \alpha_i] \leq \sigma_c$$

b) Pour les cordons d'âme :

$$[1,4 * (N / \sum l_i \alpha_i)^2 + 1,8 * (T / 2l_3 \alpha_2^*)] \leq \sigma_c$$

On trouve pour les cordons de semelles :

$$1,183 [5850 / 73,81 + 25,954 * 10^3 * 40 / 1,36 ((40)^2) * 14,8 + 2(37,3)^2 * 5,37] = 24 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_c$$

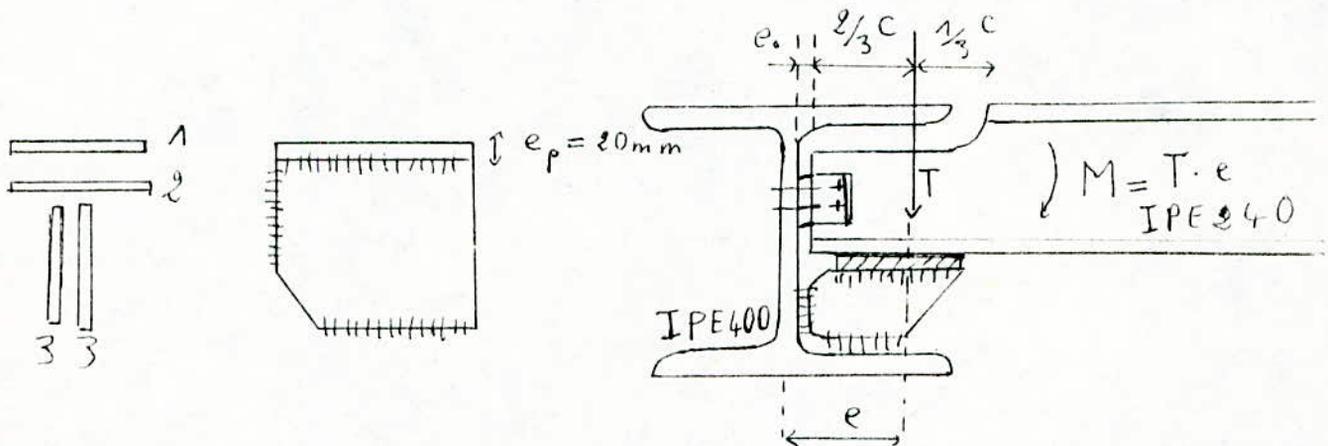
Pour les cordons d'âme :

$$[1,4 * (5850 / 73,81)^2 + 1,8 * (2240 / 2 * 34,1 * 1,36)^2] = 99,22 \text{ daN/mm}^2 \leq \sigma_c$$

2- Assemblage pour TPE400 - Sosolive IPE 240 :

Type d'appui : articulation

Les semelle supérieures de la poutre et de la solive devant être au même niveau (plancher), on adoptera l'assemblage suivant :



Ce type d'appui n'est capable de transmettre qu'une réaction verticale; les boulon sont constructifs ; le raidisseur seul reprend cet effort vertical .

L'excentricité de T . Les cordons 3 reprennent l'effort tranchant T .

Le raidisseur de la poutre ne s'appuie pas sur la semelle .

L'effort T est repris par les soudures du raidisseur d'âme .

a) Efforts :

$$T = 0,5 [4/3 * 373 + 3/2 * 500] * 1 * 6 = 3742 \text{ daN}$$

$$M = T * e = T (2/3e + e_0) \text{ où } e : \text{ c'est la largeur de la plaque .}$$

$$e > b/2 = 18 = 9 \text{ cm donc : } e = 11 \text{ cm et } e_0 = 0,86/2 = 0,43 \text{ cm}$$

$$M = 3,742 * (2/3 * 11 + 0,43) = 29,1 \text{ tcm} = 0,29 \text{ t.m}$$

b) Vérification de l'assemblage :

$$\text{Soit : } a = 8 \text{ mm donc : } ax = 7,2 \text{ mm}$$

$$l_2 = l_1 = 110 - 2 * 8 = 94 \text{ mm}$$

$$l_3 = 126,5 - 16 = 110,5 \text{ mm}$$

Le cordan 3 est sollicité latéralement par T :

$$\sigma_{\parallel} = T/2l_3 a_3 x_3 = 3742/2 * 11,05 * 0,72 = 235,16 \text{ daN/cm}^2$$

Les cordans 1 et 2 sont sollicités frontalement par M :

On détermine la position du centre de gravité :

$$y_G = [2l_3 (l_3/2) + l_2 (l_3 + ax/2) + l_1 (l_3 + ax + ax/2 + e_p)] ax / \sum_{i=1}^3 l_i a_i x_i$$

$$y_G = 12,31 \text{ cm}$$

$$I_x = 2 (11,05 * 0,72 * (6,605)^2) + 9,4 * 0,72 * (1,72)^2 + 9,4 * 0,72 * (1,08)^2$$

$$I_x = 722,093$$

$$\sigma_{\perp} = M \cdot v / I_x = 0,29 * 2,52 / 722,093 = 101,21 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{La contrainte finale est : } \sigma_f = [\sigma_{\parallel}^2 + \sigma_{\perp}^2]^{1/2} = 256 \text{ daN/cm}^2$$

** Vérification de l'âme de la solive à la pression localisée :

$$p = T/e_a * e = 3742 / 0,62 * 11 = 584,68 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

On fixe cornière de part et d'autre de l'âme de la solive par deux boulons ordinaires $\varnothing 8$; la cornière est de dimensions :

Des trous de boulons dans l'âme permettent un jeu de rotation . Le raidissement de l'âme de la poutre est nécessaire .

Les boulons seront vérifiés au cisaillement par T, et le raidisseur sera vérifié au flambement sous $N = T$ et $l_f =$ hauteur du raidisseur .

* Vérification des boulons :

$$1,54 T/Ar = 1,54 * 3742/2 * 3,66 = 511,20 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

** Vérification du raidisseur

$$\lambda = l_f / i \quad i = (I/A)^{1/2}$$

$$A = 1 * 9 = 9 \text{ cm}^2 ; I_x = 9 * 1/12 = 0,75 \text{ cm}^4 ; i_x = 14,65 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } \lambda = 50,75 \text{ et } K = 1,121$$

$$K * N/A = 1,121 * 3742/9 = 466 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

XI-3- Assemblage traverse IPE330 - traverse 330 :

Les traverses sont sondées chacune sur une platine, les deux profils sont assemblés entre eux par des bouchons HR_{8.8} reprenant simultanément un moment fléchissant M, un effort axial N et un effort T.

$$\begin{aligned} \text{On a : } M &= 2,837 \text{ tm} \\ N &= 0,684 \text{ t} \\ T &= 1,31 \text{ t} \end{aligned}$$

Pour cet assemblage on choisi des boulons HR_{8.8}, $\varnothing 22$ disposés comme indiqué ci-contr :

$$\begin{aligned} d_1 &= 300 \text{ mm} \\ d_2 &= 200 \text{ mm} \\ d_3 &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L' \text{ épaisseur de la platine : } e &= 10 \text{ mm} \\ \sum d_i^2 &= 1400 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Effort dû au moment flechissant M :

$$F = M d_1 / 2 * \sum d_i^2 = 2,837 * 10^3 * 30 / 2 * 1400 = 3039,64 \text{ daN}$$

- Effort dû à la force axiale :

$$N^* = N/8 = 85,5 \text{ daN}$$

- Effort total :

$$\begin{aligned} N_t &= F+N^* = 31235,14 \text{ daN} \\ N_0 &= 0,8 * 3,03 * 6400 = 141513,6 \text{ daN} \\ N_t &< N_0 \end{aligned}$$

- Effort dû à T :

$$\begin{aligned} T^* &= T/8 = 1310/8 = 163,75 \text{ daN} \\ 1,14 (N_0 - N^*) &= 371,64 \text{ daN} \\ \text{donc, } T^* &< 1,1 \rho (N_0 - N^*) \end{aligned}$$

Epaisseur de la platine : e = 10 mm

$$\begin{aligned} a &= 6 \text{ mm : } a\alpha = 5,6 \text{ mm} \\ l_1 - 2a &= 160 - 2 * 6 = 148 \text{ mm} \\ l_2 &= 152,5 - 12 = 140,5 \text{ mm} \\ l_3 &= 307 - 2 * 6 = 295 \text{ mm} \\ \sum l_i a_i \alpha_i &= 32,68 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

-Vérification des cordans de semelles :

$$1,183 [683/30,676 + 2,837 * 10^5 * 33 / 0,56 [33^2 * 14,8 + 2 * 21,5^2 * 29,5]] = 464 \text{ daN/cm}^2$$
$$464 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

-Vérification des cordans d'âme :

$$[1,4 * (683/30,68)^2 + 1,8 (1310/0,56 * 2 * 14,05)^2]^{1/2} = 111,69 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

CHAPITRE XII

FONDACTIONS

XII- 1- INTRODUCTION :

*On dispose des semelles isolées sous poteaux pour l'ensemble du bâtiment à un ancrage
 $D = 1,5 \text{ m}$;
la portance du sol est assez bonne
 $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$.

ces semelles sont assez espacées , d'ou facilité de coffrage.

* Les semelles sont posées sur un béton de propreté de faible dosage en ciment (150 Kg/cm^3), l'épaisseur de cette couche de béton est de 15 cm .

* On prévoit des longrines entre les semelles dans les deux sens du bâtiment.

* La méthode des billes est la base de nos calculs de ferrailage.

*On tiendra compte du poids des terres au dessus de la semelle ainsi que du poids du massif de béton de la semelle pour avoir des résultats plus rigoureux .

XII- 2- CARACTERISTIQUE DU SOL:

R_p = résistance de pointe ; $R_p = 60 \text{ bars}$ à un ancrage $D = 1,5 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_s = R_p / 30 = 2 \text{ bars}$$

$$\gamma_R = 1,6 \text{ t/m}^3 \quad ; \text{ poids des terres .}$$

XII- 3- CALCUL DES FONDATION :

On opte pour des semelles isolées

XII-3-1- Fondation sous poteau HEA400:

a- Efforts :

$$N = -28,588 \text{ t} ; \quad M = -2,955 \text{ t/m} ; \quad T = -1,70 \text{ t} ;$$

b- Dimensionnement de la surface de la fondation :

$$S = A \cdot B = A^2$$

on suppose une répartition trapezoïdale , on a alors :

$$\sigma(A/4) = Q/A^2 (1 + 3e/A) <$$

$$e = M/N = 10,33 \text{ cm}$$

$$\sigma(A/4) = 28,588.10 / A^2 (1 + 3 \cdot 10,33/A) < 2 \text{ Kg/cm}^2$$

on doit résoudre cette inéquation du 3ème degré par itération , on trouve :

$$A = 130 \text{ cm et le fut} = 0,6 \text{ m}$$

c- Hauteur de la semelle :

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et d'autre part ne pas avoir à vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant , on prend :

$$h > A - a/4$$

$$h > 130 - 60/4 = 17,5 \text{ cm}$$

on adopte $h = 20 \text{ cm}$

d- Calcul des armatures :

$$\sigma_1 = N/A^2 (1 + 6e/A) = 2,497 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = N/A^2 (1 - 6e/A) = 0,88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 < 1,33 \sigma_{sol} = 2,66 \text{ Kg/cm}^2$$

par la méthode des bielles on a :

$$\sigma(A/4) = \sigma_2 + 3\sigma_1/4$$

$$\sigma(A/4) = 3 \cdot 2,50 + 0,88 / 4 = 2,1 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{Q}{A/4} = (A/4) \cdot A^2$$

$$\frac{Q}{A} = 35,4 \text{ st}$$

- Poids des terres :

$$N_t = [(A^2 - a^2) \cdot (d - h_t) + (A^2 - a^2) (h_t - h_n)/2]$$

$$h_t > 60 + 6 ;$$

nous prenons : $h = 15 \text{ cm}$ d'ou : $h_t = 2,80 \text{ t}$

- Poids du massif de semelle :

$$N_g = [A_c \cdot h + (A+a)^2 / 2 \cdot (h_t - h_n)] \cdot \gamma_c$$

$$N_g = 1,07 \text{ t}$$

$$N_{\text{total}} = -35,49 + 2,80 + 1,07 = -31,62 \text{ t}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = N_{\text{tot}} \cdot (A-a) / 8h_{\text{tsec}} = 3,95 \text{ cm}^2$$

on prend : 6T10 = 5,497 cm² espacées de 25 cm

XII-3-2 Calcul du fut

Les fondations doivent être ancrées à 1,5 m ; les semelles ont pour hauteur totale maximale $h_t = 25 \text{ cm}$, l'assemblage de la platine au massif doit être au dessus du sol ; on prévoit un poteau en béton armé de dimension $60 \times 60 \text{ cm}^2$. Le poteau est soumis à un effort normal N , un moment M et à un e_0 soit : 1,25 m

calcul en flexion composée : $e_0 = M/N = 10,33 \text{ cm}$

le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort N étant un effort de traction, la section sera entièrement tendue.

$$A_1 = N_u \cdot e_u / 100 \cdot (d-d') \cdot \sigma_{s0} ; A_u = N_u / 100 \cdot \sigma_{s0} - A_{s1} ;$$

$$M_A = M_G + N e_0 = 2,955 + 28,588 \cdot 0,1033 = 5,91 \text{ t.m}$$

$$e_A = M_A / N = 0,206 \text{ m}$$

$$A_1 = 28,58 \cdot 10 \cdot 20,6 / 100 \cdot 54 \cdot 348 = 3,13 \text{ cm}^2 ; \text{ on choisi } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$A_0 = 28,58 \cdot 10 / 100 \cdot 348 - 3,13 = 5,082 \text{ cm}^2 ; \text{ on choisi } 4T14$$

XII-3-3 -Calcul des longrines :

Les longrines sont indispensables au droit de chaque file de poteaux, dans le cas où la distance verticale entre le dessus des fondations et la sous face du plancher de référence est supérieur ou égale à 1m.

Les longrines ont comme dimension minimales $25 \times 30 \text{ cm}^2$ pour les sols de consistance moyenne. Ils doivent équilibrer une force axiale de compression ou de traction égale à 10% de la plus grande charge verticale, il faut ajouter les effets de charges et moments appliqués directement aux longrines. Le ferrailage minimum doit être 4 O14 ou 4T12 avec un espacement égal à 20 cm.

Les efforts n'étant pas important, nous prenons des longrines de $25 \times 30 \text{ cm}^2$ avec un ferrailage de 4T12.

XI-4- CALCUL D'UNE SEMELLE SOUS DEUX POTEAUX SEPARES PAR UN JOINT DE RUPTURE :

Il s'agit d'une semelle sous deux poteaux. Vu que l'écartement est petit et la semelle rigide, on admet une répartition rectangulaire pour raison de simplification, le calcul se fait comme pour une fondation sous un poteau de largeur : $2 \cdot 0,60 + 0,02 = 1,22$ m et $0,60$ m ;

$$A/B = 1,22 / 0,60 = 2,03$$

$$N_0 = -35,83 \text{ t}, \quad \sigma_{sol} = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = -N_0 / A \cdot B < \sigma_s \text{ donc : } A > [2,03 N_0 / \sigma_s]^{1/2} = 193,96 \text{ cm}$$

on prend : $A = 200$ cm et $B = 100$ cm

$$h > A \cdot a / 4 = 200 \cdot 122 / 4 = 19,5 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; h_1 = 25 \text{ cm et } e > 6\phi + 6$$

* Calcul de l'effort normal total :

poids des terres :

$$N_t = [(200 \cdot 100 - 122 \cdot 60) (100 + 30/2) + 2 \cdot 100 \cdot 60] \cdot 1,6 \cdot 10$$

$$N_t = 2,35 \text{ t}$$

poids de la semelle :

$$N_s = (200 \cdot 100 \cdot (15 + 30/2) + 2 \cdot 100 \cdot 60 \cdot 60) \cdot 2,5 \cdot 10$$

$$N_s = 3,3 \text{ t}$$

$$N_t = -35,83 + 3,3 + 2,35 = -30,18 \text{ t}$$

$$N_t / A \cdot B = 1,51 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2 \text{ daN/cm}^2$$

* Calcul des armatures :

Il s'agit de'une semelle rigide, on utilise la méthode des bielles :

$$A_y = N(A-a) / 8 h f_{su} = 4,22 \text{ cm}^2 : 6T10 \text{ espacées de } 38 \text{ cm}$$

$$A_x = N(B-b) / 8 h f_{su} = 2,16 \text{ cm}^2 : 4T10 \text{ espacées de } 17 \text{ cm}$$

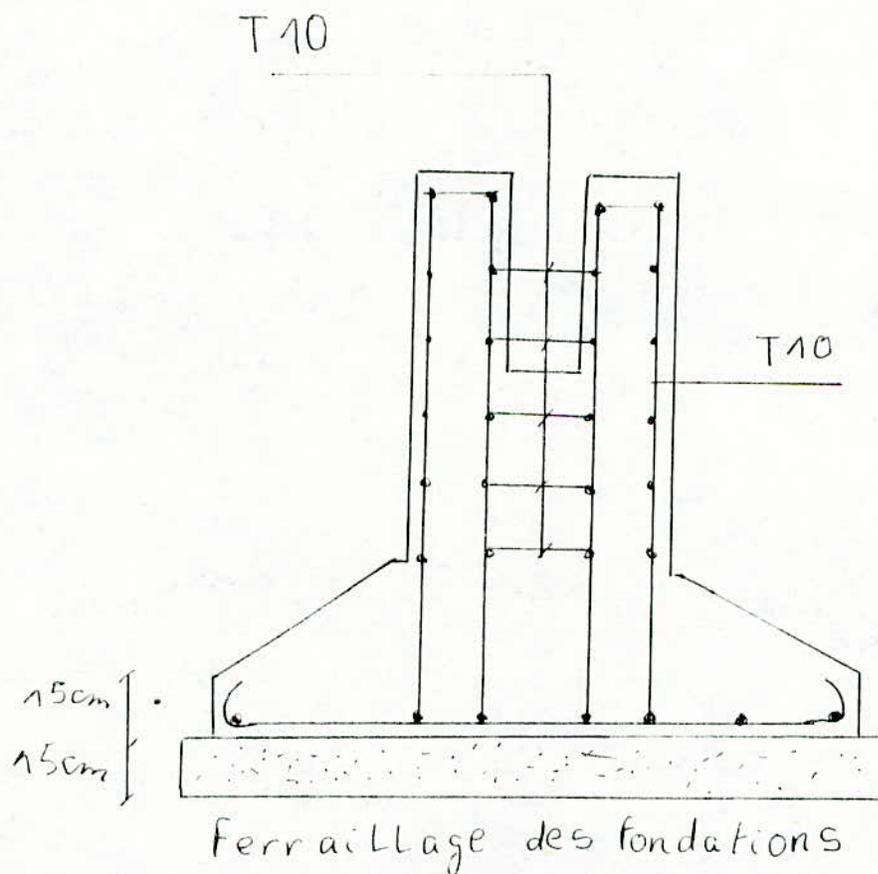
- Les armatures inférieures de la semelle doivent être munies de crochets capables d'équilibrer l'effort provenant des bielles. Ces crochets présentent un rayon de courbure suffisant pour satisfaire à la condition de non écrasement du béton, ils se feront avec un angle de 120° au minimum

- Au niveau du joint on prendra la précaution de coudre la partie supérieure pour éviter la fissuration.

XII-5- DALLAGE :

On réalise habituellement sous forme de dallage les surfaces utilisables des immeubles. Un dallage est constitué par une dalle pleine en béton armé.

Pour notre cas, l'épaisseur de la dalle est 10 cm, elle est séparée du terrain sous-jacent par un hérissonnage en pierres servant de répartition aux charges localisées. L'interposition est complétée par un écran par vapeur qui s'oppose au remonté capillaires.



CONCLUSION

La charpente métallique présente de nombreux avantages parmi ces avantages on peut noter :

1- La préfabrication : la préfabrication conduit à un gain de temps important sur le chantier.

2- La légèreté : le métal permet des ossatures beaucoup plus légères que le béton armé, il en résulte une diminution des charges sur le sol qui doit entraîner une économie de fondation.

3- Démontabilité : le métal a l'avantage sur le béton armé de permettre d'exécuter des bâtiments entièrement démontables ; en plus le coût de démolition d'un bâtiment à ossature métallique résiduelle de ces matériaux récupérés.

4- Souplesse : la construction métallique, par nature, élastique, se prête mieux que la BA aux légers mouvements du sol, s'il se produit quelques déformations, il est toujours possible de renforcer les éléments notamment par soudure.

5- Préparation et montage : la préparation de la charpente se fait à l'atelier, elle n'est donc pas sujette aux aléas de chantier et peut être faite avec tout le soin et la précision désirables par un personnel qualifié et sous une surveillance constante.

Le montage ne demande pas de grands moyens de levage.

6- Facilité de contrôle : l'acier se prête plus facilement que le béton aux divers contrôles relatifs à la qualité. Il est relativement aisé pour le contrôleur d'une charpente métallique de connaître les profils et échantillons utilisés ; le contrôle peut se faire même après le montage.

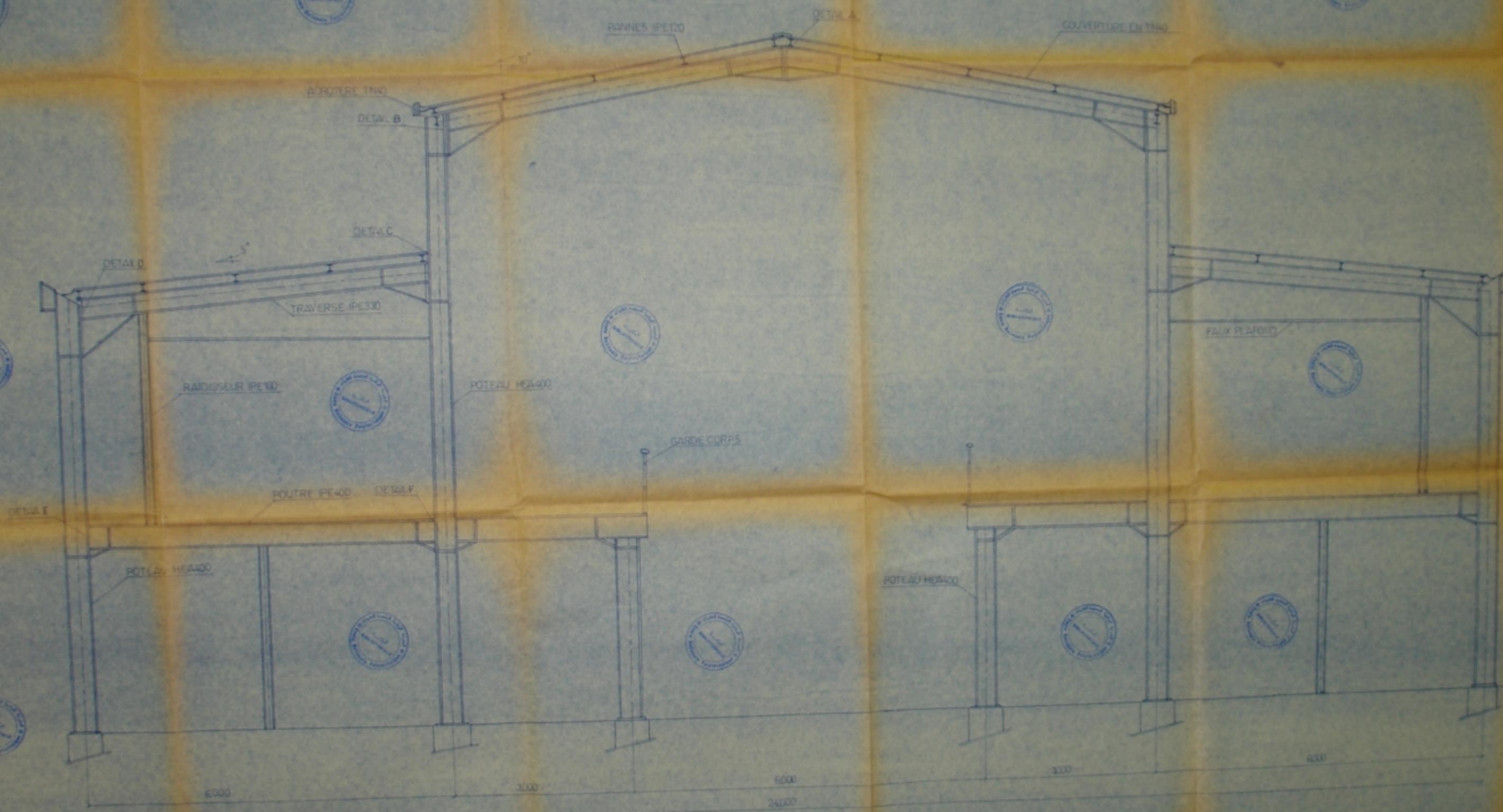
BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

- 1- CALCUL PRATIQUE DES STRUCTURES METALLIQUE (O.P.U)
- 2- GUIDE PRATIQUE DE CHARPENTE METALLIQUE R.DAUSSY . EYROLLE
- 3- LES CHARPENTE METALLIQUE E.GAUSTIN . EYROLLES .
- 4- RECEUIL D'EXERCICE EN CONSTRUCTION METALLIQUE . O.P.U
- 5- AIDE-MEMOIRE DE CHARPENTE METALLIQUE R.DAUSSY.
- 6- CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUE J.MOREL . EYROLLES
- 7- AIDE MEMOIRE R.D.M . GOULET .
- 8- R.P.A. 88
- 9- R.N.V.A 88
- 10- N.V.. 65
- 11- CALCUL DES STRUCTURE PARASISMIQUES BONNEVILLE.
- 12- CM 66

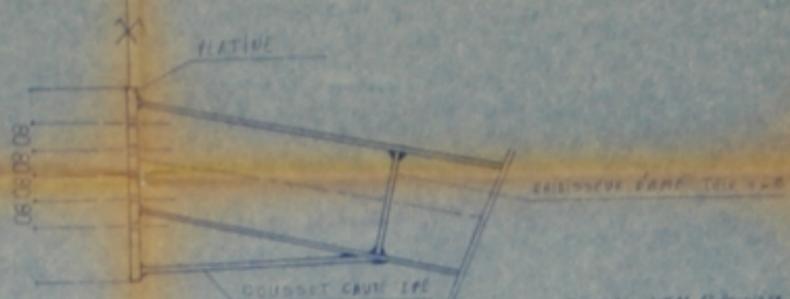
ERRATUM

1. P 29. Dans la vérification des pannes au déversement, la contrainte de flexion σ_f devra être calculée par rapport à W_x puisque la flexion se fait par rapport à l'axe X-X.
2. P 29. le coefficient K donné en g) est un coefficient de pondération de la compression simple, il ne devrait pas être écrit ici.
3. P 32 (2.5). Comme on a une flexion composée, la vérification de ces contraintes est inutile.
4. P 34: étude du plancher.
on a trouvé un grand profilé (IPF 400), car la participation du B.A à la résistance dans le plancher collaborant n'a pas été prise en compte, ce qui ne devrait pas être.

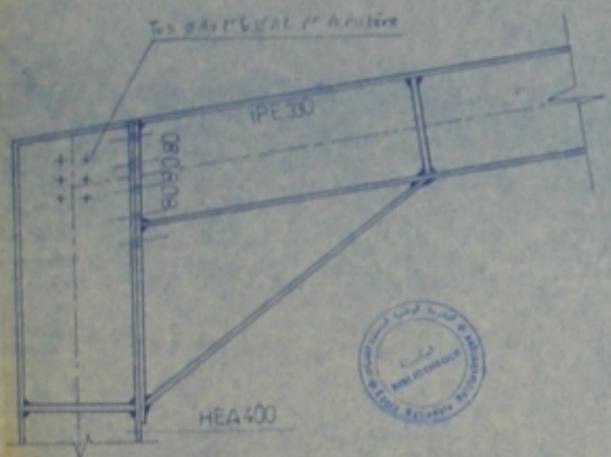


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 FACULTÉ D'INGÉNIEURIE
 10th ANNEE
 STRUCTURE GÉNÉRALE
 2014-2015
 TRAVAUX PRATIQUES
 N° 1

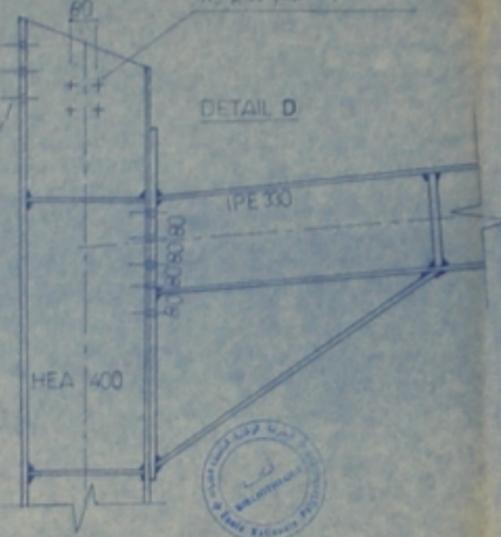
DETAIL A



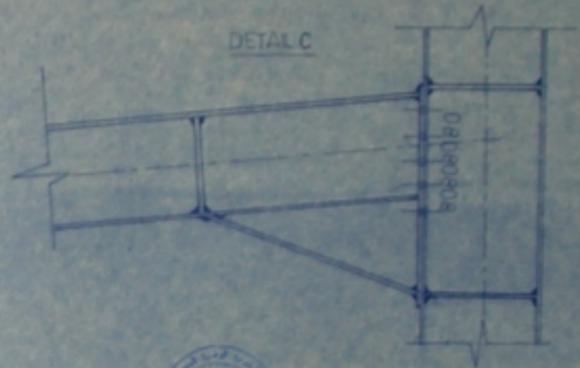
DETAIL B



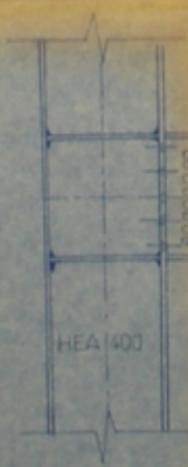
DETAIL D



DETAIL C



DETAIL E



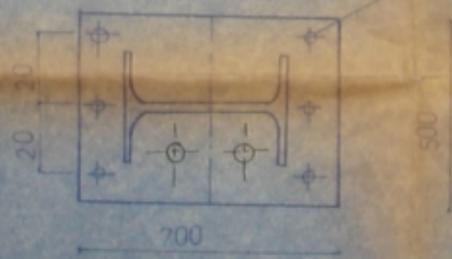
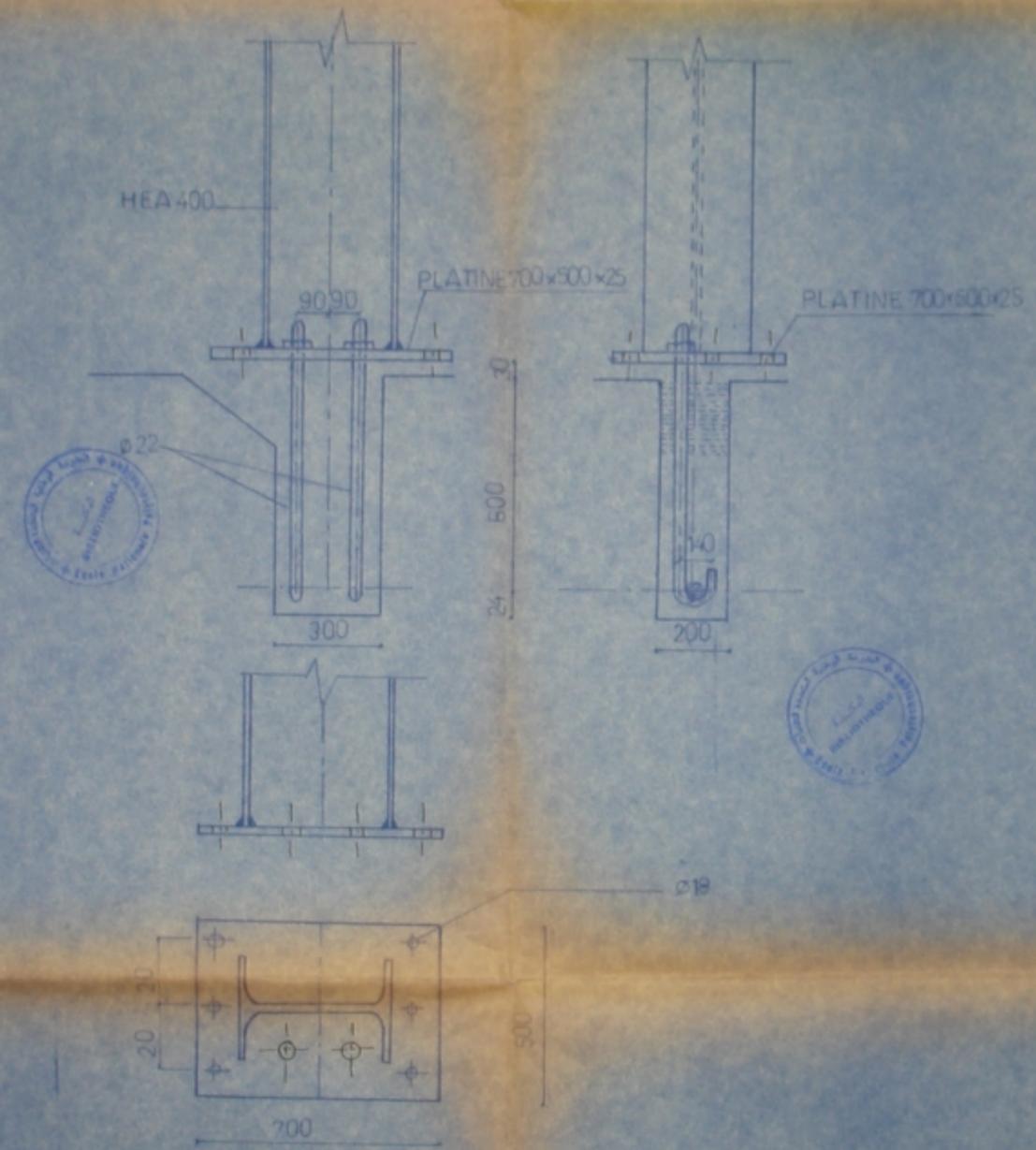
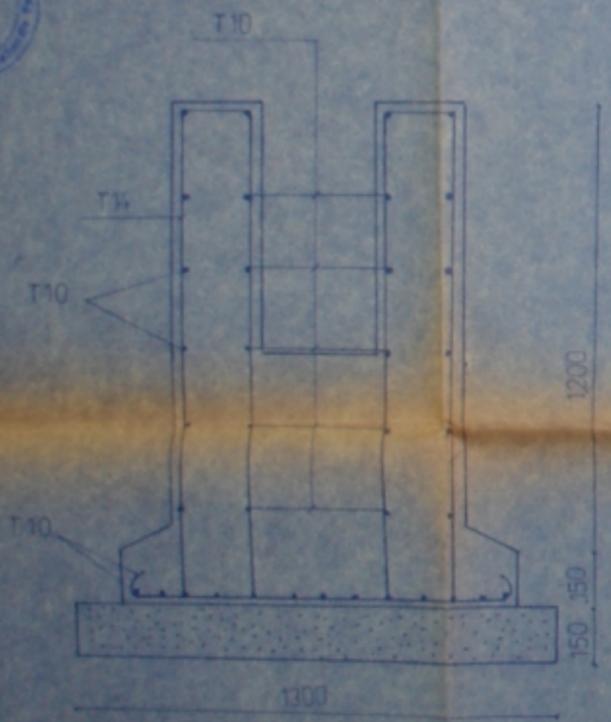
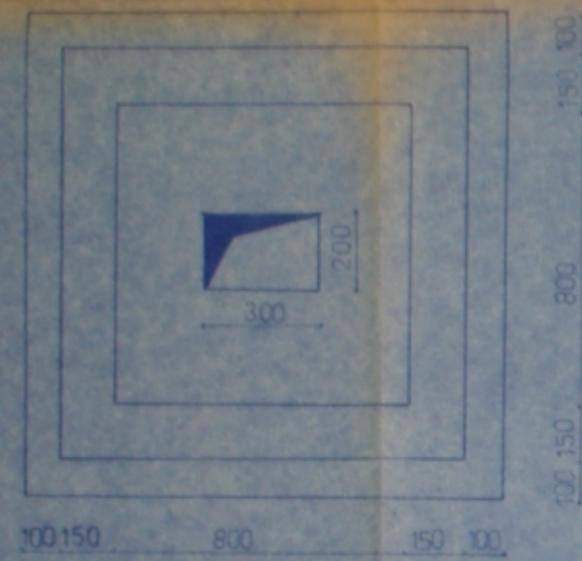
DETAIL F



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET MARCIE COUVERT DE BAGARRAT
 ECH. Y10
 DETAILED PORTIQUE
 DESSINE PAR TINOUDA
 BOUAPREL

ANCRAGE

SEMELLE S1



PB00594

-3-
PB00594

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET MARCHÉ COUVERT DE BAJARAH	
Ech 1/10	FONDATION - ANCRAGE
DESINE PAR	TAMOUZ A BOUBARRI



DETAIL A

ACROTERE TN40



DETAIL B

DETAIL C

DETAIL D

18x500

FAITAGE

6000 6000 6000 6000 6000 6000

18000 BATIMENT 2

72000 BATIMENT 1



DETAIL A

POTEAU HEA400

TRAVERSE IPE 100



DETAIL D



DETAIL B

DETAIL C

PE000234

-4-

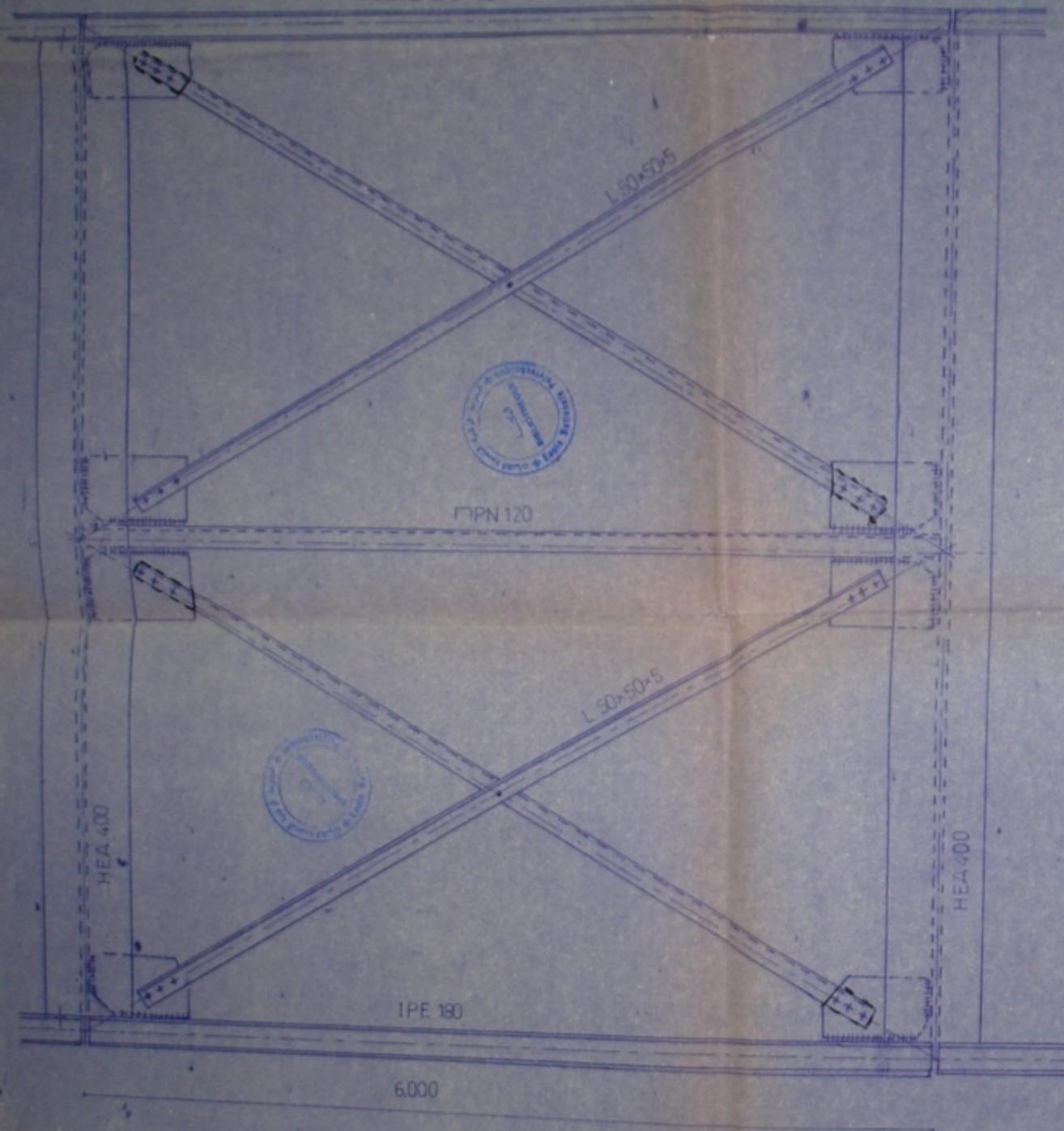


NOTA:

- Tr. de ca. PE 100
- GOUSSET: Tôle 2x 8mm
- SOUVRES: 4x 4mm

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET MARCHE COUVERT DE BATWARAH	
ECH. 100-10	TOITURE - DETAILS TOITURE
DESSINE PAR: TAMOUBA BOURAKIRI	

SABLIÈRE IPE 180



NOTA:

- TROUS par F6 24
- GOUSSET T8c, en 8mm
- SOUDURES: en 6mm

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 PROJET: MARCHE COUVERT DE BAJARAH
 ECH: PLEF DE STABILITE
 1/20
 DESSINE PAR: TAMOU.A
 BOUBAKIR.I

8870504

