

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique.



UNIVERSITE DE OURAGLA
Faculté des Sciences et de Sciences de
l'Ingénieur
Département de Science de l'Ingénieur

Mémoire de fin d'études
En vue de obtention du diplôme d'ingénieur d'état
Spécialité : Génie Civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles

Thème :
Etude d'une Structure Métallique
« Hangar Industrielle »

Réalisé par :
Mekhloufi Kamel
BoukhaLfa Lassad

Dirigé par :
Logbi Abdelaziz

Jury :
*Kabaili Mustapha
● Houhou Nabil
● Kateb Med Islam

1^{ere} promotion
Année Universitaire 2001-2002

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A MES CHERS PARENTS en signe de reconnaissance pour tous leurs sacrifices, à mon égard, et que je leur souhaite une longue et heureuse vie.

A mes frères : Rachid ; Hassen ; Med yassin ; Ismail et Abd el basset.

A ma seule Sœur : AICHA

A mes chères Amies : Skander , Sana , Seif , Nabila, Med Ali , Fatah(1), Fatah (2), Nacira, Wahiba, Nawel , Samia , Lahcen , Samir ,

A mes amies sans exception .

A USMH

A toute ma promotion de Génie civil de Université de Ouragla

A mon partenaire LASSAAD.

MEKHLOUFI KAMEL

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon cher père

A ma tendre mère

A mes chers frères et mes chères sœurs

A tous mes amis :

Redha , Hammoudi , Adel , Nourdine , Samir , Lahcene.....

A toute ma promotion de Génie civil de Université de Ouragla

A mon partenaire KAMEL .

LASSAAD

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail , nous tenons à remercier en premier lieu DIEU qui nous a donné la force à achever cette réalisation.

Nous saisissons cette occasion pour remercier :

- tous les professeurs qui ont contribué à notre formation pendant toutes ses années
« de l'études primaires jusqu'à l'études universitaires ».
- Les travailleurs du CTCT « Contrôle technique de constructions touggourt. »
- Les travailleurs du CTCC « Contrôle technique de constructions Constantine. »
- Les travailleurs du DUC « Direction d'Urbanisme et de Construction Ouargla »
- Les travailleurs du SETO « société d'études techniques Ouargla. »
- Département de génie civil « Université de Constantine. »
- Les étudiants et les étudiantes de 3^{ème} , 4^{ème} et 5^{ème} génie civil « Université Ouargla. »
- Tous les gens qui nous a encouragé

MERCI A TOUS

SOUMMAIRE

<u>CHAPITRE I</u>	<u>INTRODUCTION GENERALE</u>	
I-1 / Historique		1
I-2 / Classification des aciers		1
I-3 / L'acier utiliser en construction métallique		1
I-4 / Les essais de contrôle des aciers		2
<u>CHAPITRE II</u>	<u>PRESENTATION DE PROJET</u>	
II-2 / Présentation de l'ouvrage		3
II-2 / Dimension industriel du bâtiment		3
II-3 / Caractéristique des matériaux		3
<u>CHAPITRE III</u>	<u>ETUDE CLIMATIQUE</u>	
III-1 / Etude au vent		5
III-2 / Etude à la neige		15
III-3 / Etude thermique		17
<u>CHAPITRE IV</u>	<u>ETUDE AU SEISME</u>	
IV-1 / Généralités		18
IV-2 / Action sismique		18
IV-3 / Distribution des forces latérales		20
IV-4 / Effort dûs au moment de torsion		21
<u>CHAPITRE V</u>	<u>DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</u>	
V-1 / Calcul des pannes		25
V-2 / Lisses de bardage		41
V-3 / Calcul des potelets		47
<u>CHAPITRE VI</u>	<u>ETUDE DU PORTIQUE</u>	
VI-1 / Introduction		52
VI-2 / Dimensionnement des éléments du portique		53

<u>CHAPITRE VII</u>	<u>CONTREVENTEMENT</u>	
VII-1 / Conception		58
VII-2 / Stabilité horizontale		58
VII-3 / Stabilité verticale		62
VII-4 / Calcul du déplacement du palée du stabilité		63
VII-5 / Calcul de la poutre du palée de stabilité		65
<u>CHAPITRE VIII</u>	<u>PONT ROULANT</u>	
VIII-1 / Caractéristiques du pont		66
VIII-2 / Chemin du roulement		66
VIII-3 / Calcul du chemin du roulement		68
VIII-4/ Poutre de freinage		77
VIII-5/ Support de chemin du roulement		79
<u>CHAPITRE IX</u>	<u>ETUDE DE LA FERME</u>	
IX-1 / Evaluation des charges		82
IX-2 / Combinaison des charges		83
IX-3 / Détermination des efforts		83
IX-4 / Choix des sections		84
IX-5 / Calcul des sections		85
<u>CHAPITRE X</u>	<u>BASE DES POTEAUX</u>	
X-1 / Généralités		87
X-2 / Dimensionnement des platines		87
X-3 / Boulons d'ancrage		90
<u>CHAPITRE XI</u>	<u>L'ASSEMBLAGE</u>	
XI-1 / Assemblage poteau - traverse		93
XI-2 / Assemblage traverse - traverse		95
XI-3 / Assemblage console - poteau		97
<u>CHAPITRE XII</u>	<u>CALCUL DES SEMELLE</u>	
XII-1 / Introduction		99
XII-2 / Calcul des semelles		100
Conclusion		107

CHAPITRE
I
INTRODUCTION
GENERALE

CHAPITRE I
INTRODUCTION GENERALE

I-1 Historique :

Le métal comme matériau de construction a été utilisé pour la première fois en ANGLETERRE entre 1777 – 1779 en réalisant un arc de 30 mètre de portée. [1]

Entre 1780 – 1820 en utilisant la fonte, un grand nombre de ponts a été réalisé durant cette période. Le fer forgé a remplacé la fonte au début de 1840. Ce qui a permis la réalisation du premier pont important, au pays de GALLES « **BRITAIN BRIDGE** » dans lequel des poutres en caissons composés ont été utilisés. [1]

Les premiers profilés en forme de **I** ont été réalisés aux environs de 1870. Qui est une extension des profilés utilisés pour les rails [1]

Le développement des fours BESSMER (1855) a permis l'évolution du métal, En effet en 1890 l'acier comme matériau de construction a remplacé le fer forgé. [1]

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone; ce dernier n'intervient dans la composition que pour une très faible part. [1]

I-2 Classification des aciers

* le tableau suivant donne les différentes classes des aciers selon leurs teneurs en carbone.

Tab (I-1) : classification des aciers selon leurs teneurs en carbone

MATÉRIAUX	TENEUR EN C (%)	UTILISATION
ACIERS DOUX	$0.05 < C < 0.30$	Charpente ; Boulons
ACIERS MI DURS	$0.30 < C < 0.60$	Rails ; pièces forgées
ACIERS DURS	$0.60 < C < 0.75$	Outils
ACIERS EXTRA- DURS	$0.75 < C < 1.20$	Outils ; poinçons
ACIERS SAUVAGES	$1.20 < C < 1.70$	Pièces spéciales
fonte hypo-entectique	$1.70 < C < 4.50$	Pièces coudées ; coulasses, moteurs bâtis machine
fonte hyper-entectique	$4.50 < C < 6.30$	

I-3 aciers utilisés en constructions métalliques

Il existe trois catégories des aciers utilisés en construction métallique:

- * Les aciers d'usage général; y compris les aciers à haute limite d'élasticité
- * Les aciers patinables; c'est-à-dire, les aciers faiblement alliés présentent une résistance accrue à la corrosion atmosphérique.

* Les aciers inoxydables résistant à la corrosion.

- L'acier est généralement livré au constructeur sous forme de produit obtenu par laminage à chaud, leurs dimensions et caractéristiques sont normalisées et données dans des catalogues.

Les produits sont classés suivant les catégories suivantes :

- * Aciers marchands " Cornières et petit plats "
- * Produits plats " Tôles et larges plats "
- * Profiles " IPE, IPN, HE... "
- * Produits divers " Ronds, Carrés.... "

I-4 Les essais de contrôle des aciers :

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont deux types:

I.4.1/ Les essais destructifs:

Ce sont des essais qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers parmi ses essais on trouve:

- a- Essais de traction
- b- Essais de dureté
- c- Essais de résilience

I.4.2 / Les essais non destructifs:

Qui renseignent sur la composition et la structure des aciers ce sont :

- a- La macrographie
- b- La micrographie
- c- La radiographie par rayon X, ou rayon GAMMA.

CHAPITRE
II
PRESETATION
DU PROJET

CHANPITRE II**PRESETATION DU PROJET****II- 1 / Présentation de l'ouvrage:**

Notre projet consiste à étudier, calculer et concevoir les éléments d'un:

- Bâtiment Industriel en charpente métallique. fig (II-1)

II- 2 / Dimension du bâtiment industriel :

Le bâtiment industriel est composé de 2 halls accolé de 23 m de travée chacun avec 28 portiques.

Chaque hall comporte un pont roulant de capacité nominale de 15 tonnes.

Les portiques sont espacés de 5m dans le sens de longpan.

Les dimensions du bâtiment sont:

- Longueur $L = 130$ m
- Largeur $l = 46$ m
- Hauteur $h = 13$ m

L'implantation de notre projet sera à CONSTANTINE au nord est du pays, en site exposé et en zone sismique n° II

II- 3 / Caractéristique des Matériaux:

L'acier utilisé est le: FE 24, sa limite d'élasticité est $\sigma_e = 2400$ Kg cm^2

La couverture de toiture sera avec des tôles TN 40 et le bardage vertical sera exécuté en panneaux sandwich.

II- 3.1/ caractéristiques mécaniques :

* module d'élasticité longitudinale	$E = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
* coefficient de poisson	$\nu = 0,3$
* coefficient de dilatation linéaire	$\lambda = 11 \times 10^{-6}$
* masse volumique	$\rho = 7850$ kg /m ³

II- 3. 2/ Contrainte limite conventionnelle :

* L'ossature métallique FE 24	$\sigma_e = 24$ kg / mm ²
* Boulons ordinaires FE 24	$\sigma_e = 24$ kg / mm ²
* Boulons à haute résistance HR	$\sigma_e = 64$ kg / mm ²

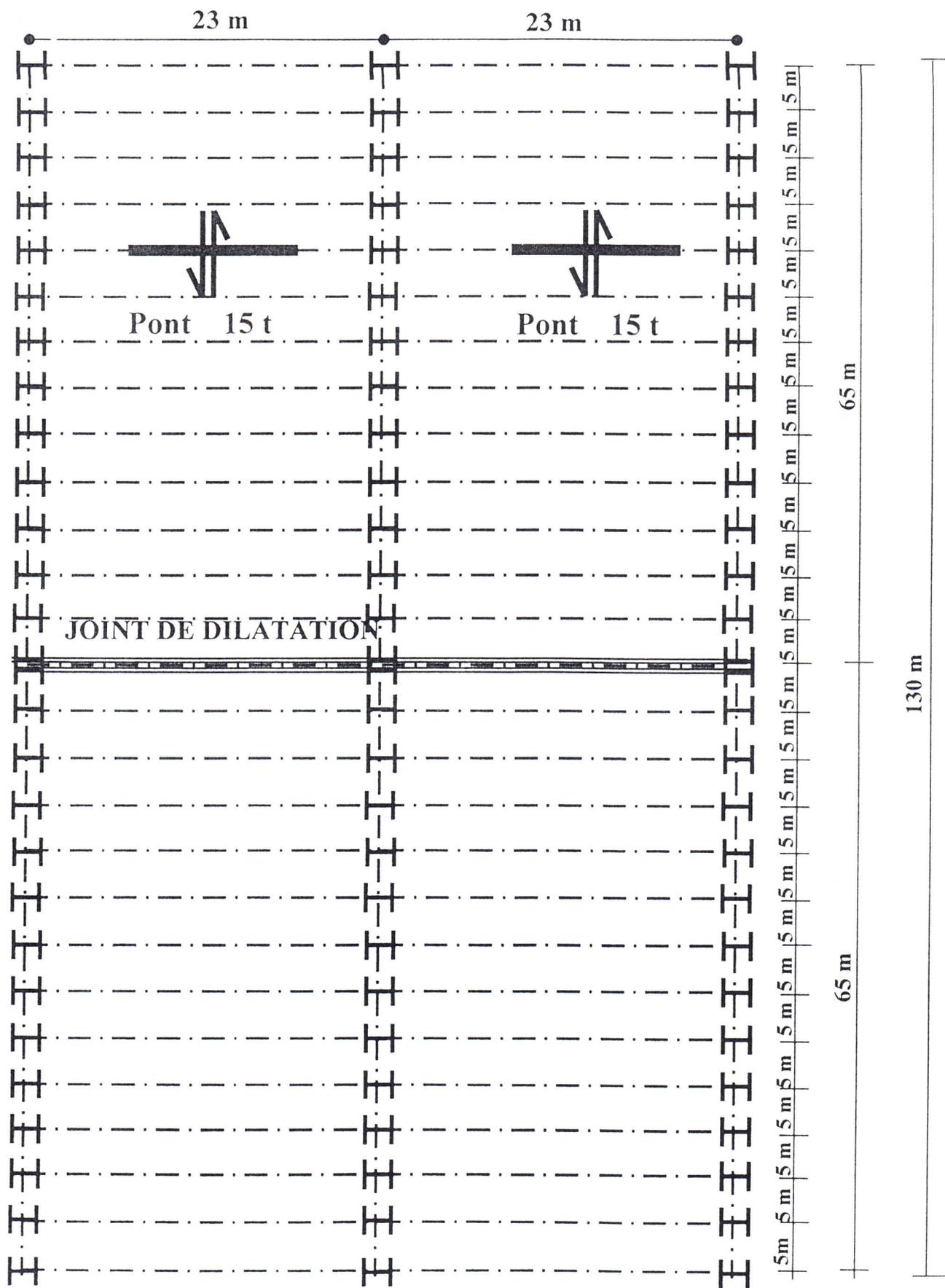


Fig (II-1): Vue en plan de la structure.

CHAPITRE

III

ETUDE CLIMATIQUE

CHAPITRE IIIETUDE CLIMATIQUEIII-1/ Etude du vent :III-1.1/ Généralités :

Pour le calcul des constructions métalliques, on tient compte toujours de l'effet du vent qui engendre des efforts non négligeables ; et on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément, et elle est fonction de :

- * La vitesse du vent
- * La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble
- * L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent.
- * Des dimensions de l'élément considéré
- * La forme de la paroi «plane ou Courbe » à laquelle appartient l'élément considéré.

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est :

$$P = q C \quad \dots \dots \dots \quad \text{(III- 1) [2]}$$

q : la pression dynamique.

C : coefficient de pression tel que $C = C_e - C_i$

III-1.2/ Pression dynamique de base :

La pression dynamique q est fonction de la vitesse V du vent ; et elle est donnée par la

$$\text{formule : } q = \rho \frac{V^2}{20} \quad \dots \dots \dots \quad \text{(III-2) [2]}$$

ρ : masse volumique de l'air $\rho = 1,23 \text{ Kg/m}^3$.

V : Vitesse du vent.

Dans le calcul on envisage une pression dynamique normale q_n , et une pression dynamique extrême q_e tel que :

$$q_e = 1.75 q_n \quad \dots \dots \dots \quad \text{(III-3) [2]}$$

Les pressions dynamiques de base normale ou extrême sont celles qui s'exerçant à une hauteur de 10 m au dessus du sol

Le C.T.C préconise pour tout le territoire national une pression de

$q_{10} = 70 \text{ kg / m}^2$ pour le vent normal.

$q'_{10} = 122.5 \text{ kg / m}^2$ pour le vent extrême.

III-1.3/ Pression Dynamique de calcul :

La pression dynamique de calcul q_c est la pression q corrigée par des coefficients tel que :

$$q_c = K_s \cdot K_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot q_h \dots\dots\dots (III-4) \quad [2]$$

a- / Détermination des Coefficients :

* **Effet de Site : K_s**

Notre construction se situe à CONSTANTINE elle est exposée:

$$K_s = 1.30 \text{ « art. 1.242. NV. 65 » } [2].$$

* **Effet de Masque : K_m**

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autre construction ayant une grande probabilité de durer.

Notre construction n'est pas masquée donc : $K_m = 1$

* **Effet de Dimension : δ**

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments constitutifs d'une construction, doivent être affectées d'un coefficient de réduction fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent [2].

D'après (NV 65. fig R III 2 p 63.)

$$\left. \begin{array}{l} H = 13 \text{ m} \\ \text{La plus grande dimension : } L = 130 \text{ m} \end{array} \right\} \implies \delta = 0.7$$

* **Effet Dynamique : β**

En ajoutant aux effets statiques précédemment calculés des effets dynamiques, qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction.

Le coefficient de majoration dynamique est donné par la formule suivante :

$$\beta = \theta (1 + \xi \tau) \dots\dots\dots (III-5) \quad [2]$$

θ : coefficient global, fonction de type de la construction.

($\theta = 1$) : pour une construction prismatique.

ξ : coefficient de repense ; est donné en fonction de la période T du mode fondamental

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (III-6) \quad [3]$$

Soit : $T = 0.103$ seconde

D'après (N.V 65 graphe R .III-3 p 83)

Pour $T = 0.1035 \implies \xi = 0.12$.

τ : coefficient de pulsation fonction de la hauteur $H = 13\text{m}$

D'après (N.V 65 graphe R .III. 4) on déduit

$$\tau = 0.355 \implies \beta = 1.043$$

b-/ calcul de pression dynamique normale et extrême :

b₁-/ Pression dynamique normale :

Soit :

- q_H la pression dynamique agissant à la hauteur $\overset{H}{\sim}$ au dessus du sol exprimée en mètre ;
ou $H \in [0, 500m]$

- q la pression dynamique de base à 10m de hauteur

Le rapport entre q_H et q_{10} est défini par la formule suivante :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2.5 \cdot \frac{H + 25}{H + 60} \dots\dots\dots (III-7) [2]$$

$$H = 13 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } q_H = 74.23 \text{ kg / m}^2.$$

b₂-/ Pression dynamique extrême :

$$q_{eH} = 1.75 q = 130.05 \text{ kg / m}^2$$

b₃-/ Pression normale corrigée:

$$q_{c n} = K_s \cdot K_m \cdot \delta \cdot \beta \cdot q = 70.54 \text{ kg / m}^2$$

$$q_n = 70.54 \text{ kg / m}^2$$

b₄-/ Pression extrême corrigée:

$$q_{c e} = 1.75 q = 123.44 \text{ kg / m}^2$$

$$q_{c e} = 123.44 \text{ kg / m}^2$$

III-1-4/ Calcul des actions statiques du vent :

a/ -Calcul des rapports de dimensions :

Pour une direction donnée du vent; le rapport de dimension (λ) est fonction de la hauteur et la dimension horizontale de la face frappée

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = 0.1 \dots\dots\dots (III-8) [2]$$

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = 0.283 \dots\dots\dots (III-9) [2]$$

du diagramme R III- 5 NV 65 p 89 on aura

$$\gamma_{0a} = 0.85 \text{ . Vent normal à la face (A)}$$

$$\gamma_{0b} = 0.87 \text{ . Vent normal à la face (B)}$$

b-/Calcul des actions extérieures : C_e

b₁-/ Parois verticales :

D'après NV 65 ART 2.13

Vent normal à la face A :

face au vent $C_e = +0.80$ (quelque soit γ_0) [2]

face sous vent : $C_e = - (1.3 \gamma_{0a} - 0.8)$ (III-10) [2]

$C_e = - 0.305$

Vent normal a la face B :

face au vent $C_e = +0.80$ (quel que soit γ_0) [2]

face sous vent $C_e = - (1.3 \gamma_{0b} - 0.8) = -0.331$ [2]

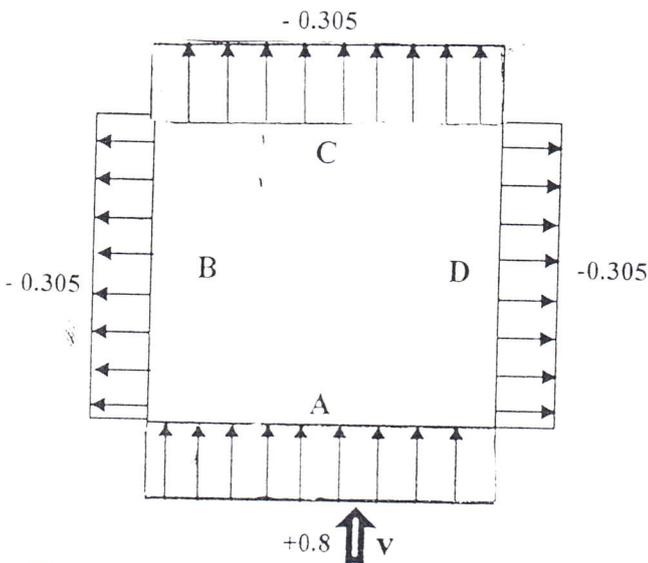


Fig (III - 1) : vent normal a la surface (A)

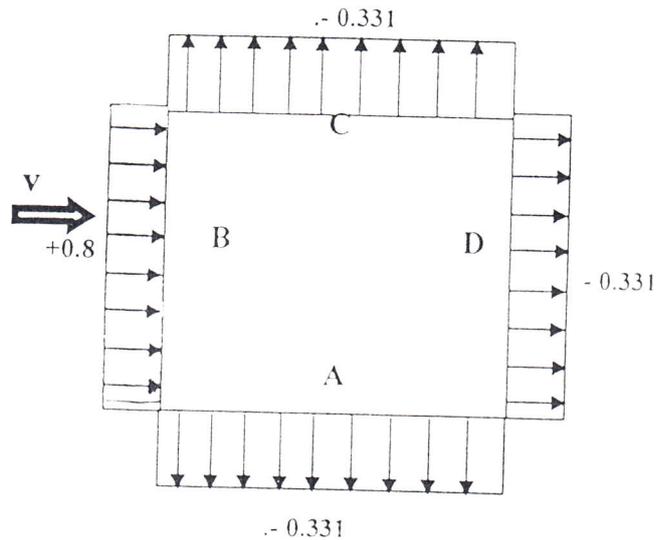


Fig (III . 2) : vent normal a la surface (B)

b₂-/ Toiture :

Pour la première toiture au vent ; et pour le dernier versant sous vent C_{ea} correspond à celui d'une toiture unique. [2]

*** Vent normal à la génératrice :**

$$\left. \begin{array}{l} f = 1.265 \text{ m} \\ h = 13 \text{ m} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{tg } \alpha = \frac{1.265}{11.5} = 0.11 \implies \alpha = 6.27^\circ$$

Donc le coefficient C_e est fonction de γ_0 et α

D'après diagramme (R- III- 6. NV65 p 93) on aura :

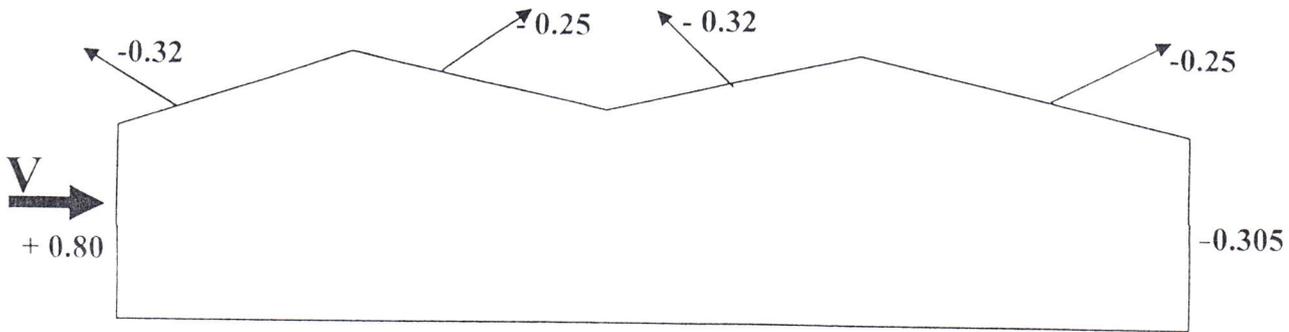


Fig (III-3) :vent normal à la génératrice.

*** Vent parallèle à la génératrice :**

$\alpha = 0$ donc le coefficient c_e est fonction de γ

$\left. \begin{matrix} \gamma = 0.87 \\ \alpha = 0 \end{matrix} \right\} \longrightarrow C_e = -0.29$

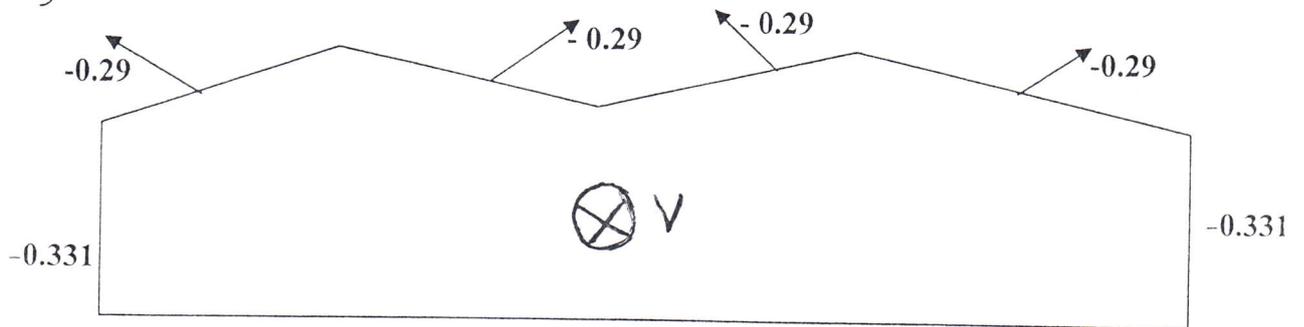


Fig (III-4) : Vent parallèle à la génératrice.

c-/Calcul des Actions intérieures :C_i

Les Actions intérieures dépendent de la perméabilité des parois de la construction μ

c₁-/ Calcul de la perméabilité :

Face A :

* Surface totale de la paroi A est :

$S_A = 13 \times 130 = 1960 \text{ m}^2$

* Surface ouverte

1 Prote coulissante (4.2 x 4.00 = 16.8 m²)

1 Porte coulissante (2.4 x 2.40 = 5.76 m²)

$$\mu_A = \frac{\text{Surface ouverte}}{\text{Surface fermée}} \dots \dots \dots \text{(III-11) [2]}$$

$\mu_A = 1.34 \% < 25 \% \Rightarrow$ paroi fermée

Face B :

* Surface de la paroi B :

$$S_B = 13 \times 46 = 598 \text{ m}^2$$

* Surface ouverte

$$2 \text{ portes } 2 (4 \times 3.06) = 28.8 \text{ m}^2$$

$$\mu_B = 4.8 \% < 5 \% \Rightarrow \text{paroi fermée}$$

Face C :

* Surface totale de la paroi C est :

$$S_C = 13 \times 130 = 1960 \text{ m}^2$$

* Surface ouverte

$$1 \text{ porte coulissante } (4.2 \times 4.00 = 16.8 \text{ m}^2)$$

$$1 \text{ porte coulissante } (2.4 \times 2.4 = 5.76 \text{ m}^2)$$

$$\mu_C = 1.3 \% < 5 \% \Rightarrow \text{paroi fermée}$$

Face D :

$$\mu_D = 0 \Rightarrow \text{paroi fermée}$$

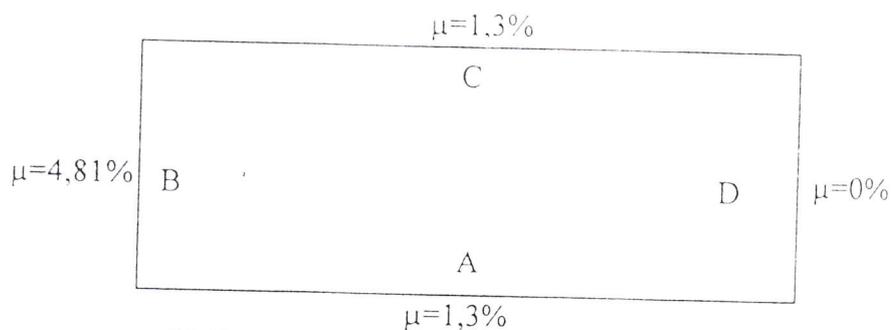


Fig (III-5) : perméabilités des faces

Toutes les parois ont perméabilités inférieures à 5 %, donc notre construction est fermée

Vent normal à la face B :

une surpression : $C_i = +0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_{0b}) \dots\dots\dots (III-12) [2]$

$$C_i = + 0.4$$

une dépression : $C_i = - 0.6 (1.3 \gamma_{0b} - 0.8) \dots\dots\dots (III-13) [2]$

$$C_i = - 0.2$$

Vent normal à la face A :

une surpression : $C_i = + 0.6 (1.8 - 1.3 \gamma_{0a}) = +0.42$

une dépression : $C_i = - 0.6 (1.3 \gamma_{0a} - 0.8) = - 0.18$

III-1-5/Combinaisons des actions intérieures et extérieures :

a/Actions résultantes :

a_1 / Vent normal à la face A :

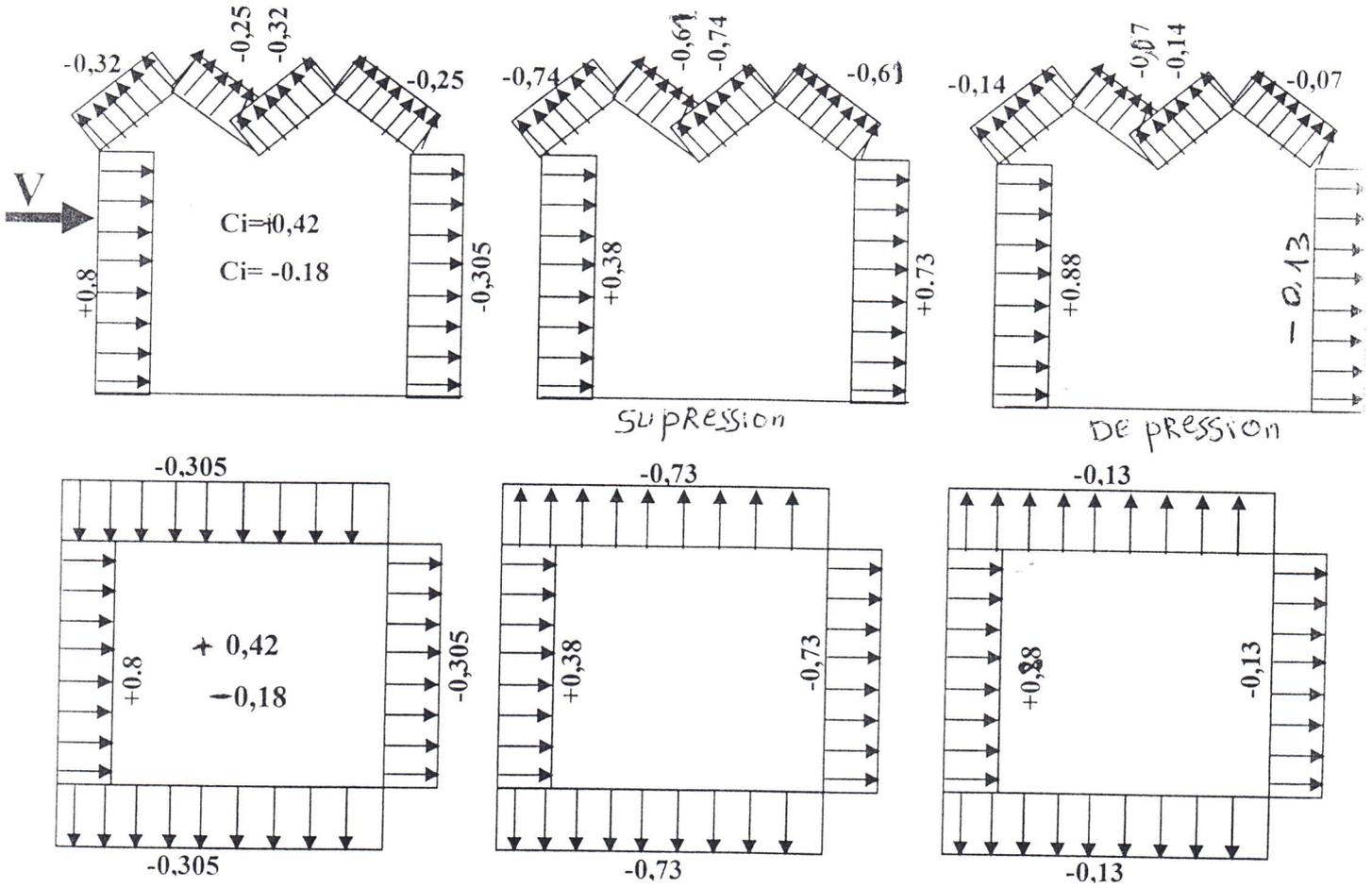


Fig (III-6) : Actions résultantes de vent normale à la face A

a₂-/ Vent normal à la face B :

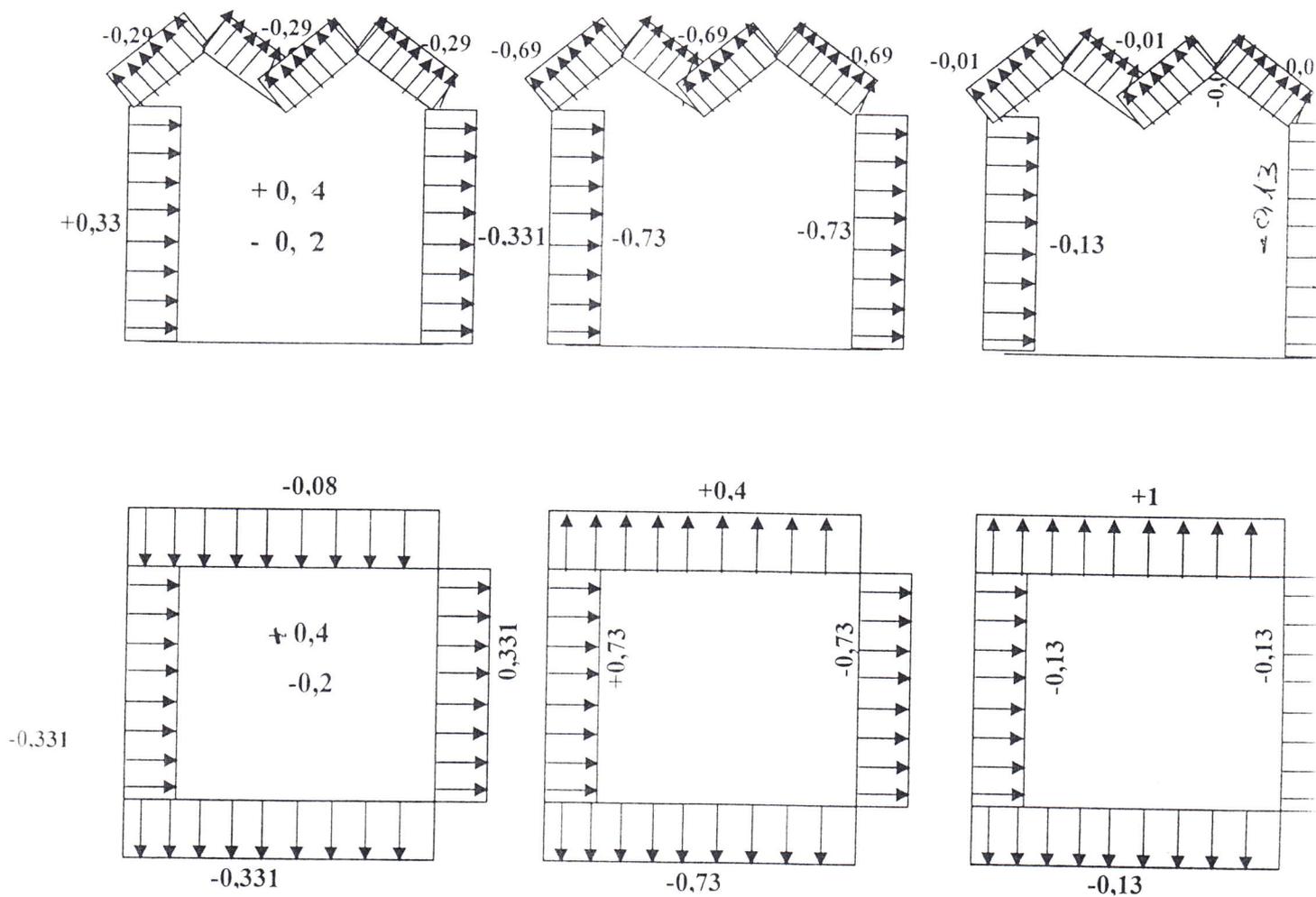


Fig (III-7) : Actions résultantes de vent normal à la face B

III-1-6/Tableaux récapitulatives des actions intérieures et extérieures :

a/Vent perpendiculaire à B :

Tab (III-1) : Actions de vent perpendiculaire au face B

			A	B	C	D	Versant extrême		Versant interne	
							1	2	1	2
							Vent ⊥ B	Surpression	C _e	-0.331
C _i	+0.40	+0.40	+0.40	+0.40	+0.40	+0.40			+0.40	+0.40
C	-0.73	+0.40	-0.73	-0.73	-0.69	-0.69			-0.69	-0.69
Dépression	C _e	-0.331	+0.80	-0.331	-0.331	-0.29		-0.29	-0.29	-0.29
	C _i	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20	-0.20		-0.20	-0.20	-0.20
	C	+0.98	-0.13	-0.13	-0.13	-0.14		-0.07	-0.14	-0.07

Vent perpendiculaire à A :

Tab (III-2) : Actions de vent perpendiculaire au face A

			A	B	C	D	Versant extrême		Versant interne	
							1	2	1	2
							Vent ⊥ A	Surpression	C _e	+0.80
C _i	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42			+0.42	+0.42
C	+0.38	-0.73	-0.73	-0.73	-0.74	-0.74			-0.74	-0.74
Dépression	C _e	+0.80	-0.305	-0.305	-0.305	-0.32		-0.25	-0.32	-0.25
	C _i	-0.18	-0.18	-0.18	-0.18	-0.18		-0.18	-0.18	-0.18
	C	+0.98	-0.13	-0.13	-0.13	-0.14		-0.07	-0.14	-0.07

Tab (III-3) : Pressions de vent

	Sens	k_m	k_s	δ	q_H (kg/m^2)	C	β	P_i (kg/m^2)
Poteau	Longitudinal	+1	+1.3	+0.7	+74.315	+1	+1.043	+70.53
	Transversal	+1	+1.3	+0.7	+74.315	+0.98	+1.043	+69.12
Toiture	Longitudinal	+1	+1.3	+0.7	+74.315	-0.69	+1.043	-48.66
	Transversal	+1	+1.3	+0.7	+74.315	-0.74	+1.043	-52.19

III-1.6./Calcul de la force d'entraînement :

Lorsque la dimension parallèle au faîtage ou à la génératrice de clé dépasse quatre (04) fois la hauteur ; la force d'entraînement applicable à la surface développée au delà d'une distance égale à 4h à partir de la surface frappée est prise égale à :

$$f_e = 0.04 \cdot l \cdot (a - 4h) \cdot q \dots\dots\dots (III- 14) [2]$$

- a : Longueur du bâtiment (a = 130 m)
- h : Hauteur totale du bâtiment (h = 14.265 m)
- l : Longueur développée des versant (l = 11.75 x 4 = 47 m)
- q : Pression dynamique (q = 70.54 kg / m²)

De la formule (III-12) ==> $f_e = 9524.95 \text{ kg}$

Donc la force par noeud sera : $F_e = \frac{f_e}{4} = 2381.19 \text{ kg}$

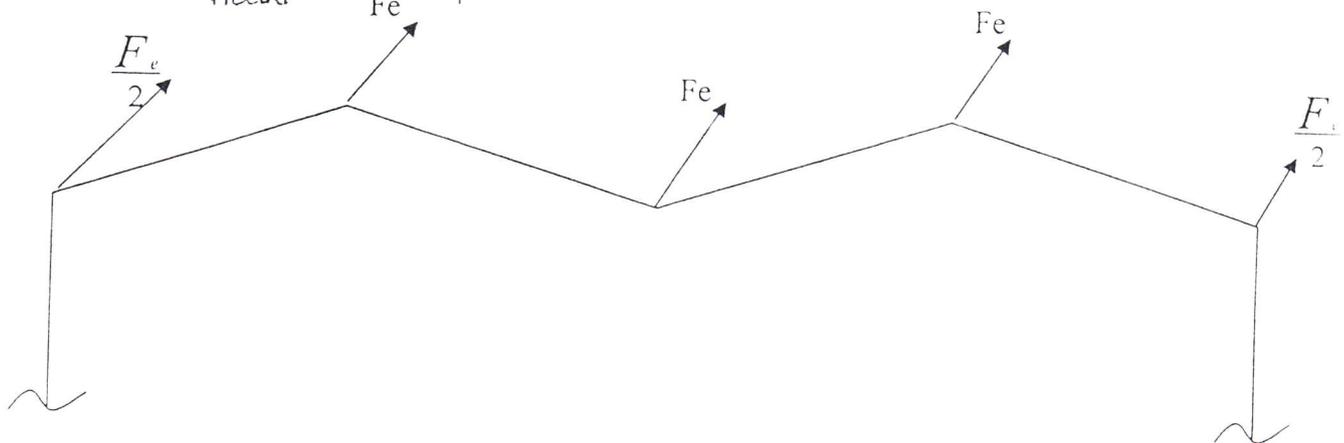


Fig (III-8) : Distribution de la force d'entraînement

III-2/ Effet de la neige

III-2.1/ Introduction:

La région de CONSTANTINE est considérée en région III d'ou d'après les normes NV 65 (Art. R II. 21) on aura

* Surcharges normales $N_n = 56.1 \text{ kg/m}^2$

* Surcharges extrêmes $N_e = 91.8 \text{ kg/m}^2$

Les surcharges de neige par mètre carré de projection horizontale restent égales aux valeurs fixes en (NV 65) Quand l'inclinaison de surface du toit sur horizontale ne dépasse pas 25° .

Dans notre cas, on $\alpha = 6.27^\circ < 25^\circ$. Donc les valeurs données précédemment de N_n et N_e restent valables.

III-2.2/ Evaluation des charges dues à la neige:

a-/ Neige normale :

$N_n = 56.1 \text{ kg/m}^2$

Pour un mètre linéaire

$N_n = 56.1 \times 5 = 280.5 \text{ kg/ml}$

$N_e = \frac{5}{3} N_n = 467.5 \text{ g/ml}$

Pour une inclinaison inférieure à 25° , en plus de la vérification sous les charges uniformément réparties (N_n, N_e) on doit vérifier aussi les répartitions non uniformes.

Nous avons :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{N_n}{150} = 1.87 \\ \frac{f}{2} = 0.632 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{N_n}{150} > \frac{f}{2} \dots\dots\dots(III-15) [2]$$

Donc d'après (NV 65. ANNEXE I). On admet qu'après remplissage des nœuds, la surface de la neige reste horizontale ceci à considérer sur chaque versant une charge varie linéairement de

$N_n - \frac{150}{2} f$ à la génératrice supérieure à $N_n + \frac{150}{2} f$ en bas de la pente .

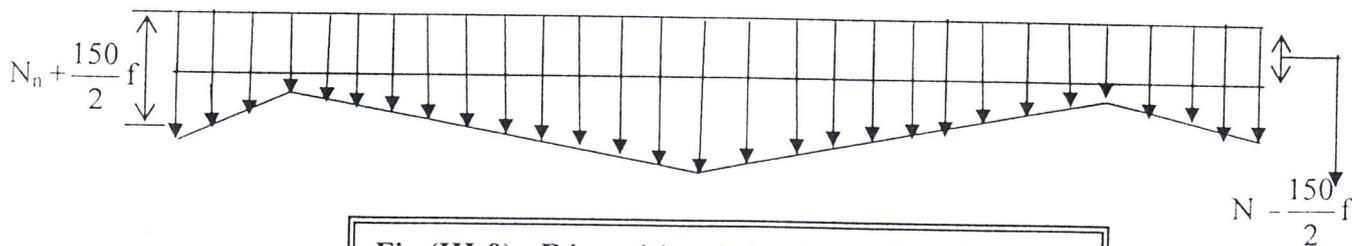


Fig (III-9) : Répartition de la charge du neige

b-/ Neige normale cumulée :

$$\begin{cases} N_n - \frac{150}{2} f = 185.63 \text{ kg / ml} \\ N_n + \frac{150}{2} f = 375.37 \text{ kg / ml} \end{cases}$$

c/ Neige extrême cumule :

$$\begin{cases} N_e - \frac{150}{2} f = 372.63 \text{ kg / ml} \dots\dots\dots (III-16) [2] \\ N_n + \frac{150}{2} f = 562.37 \text{ kg / ml} \dots\dots\dots (III-17) [2] \end{cases}$$

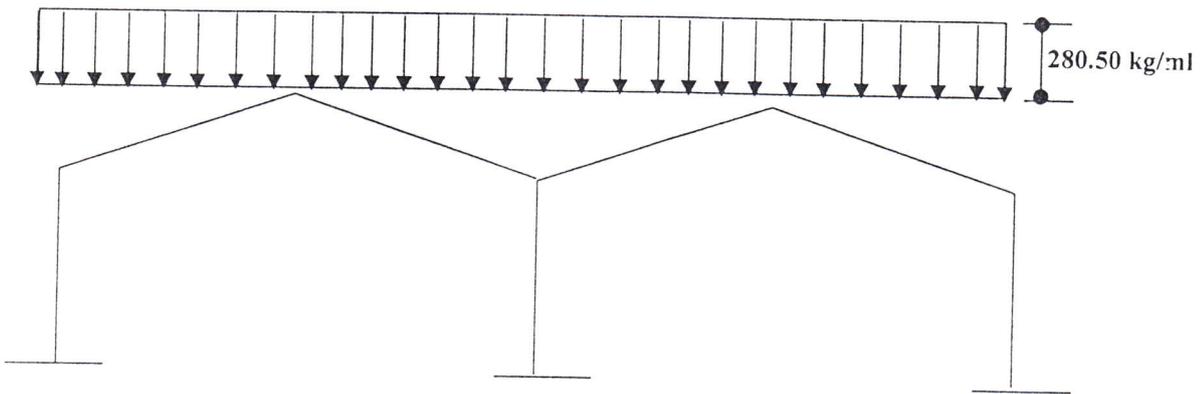


Fig (III- 10) :Représentation de la neige normale

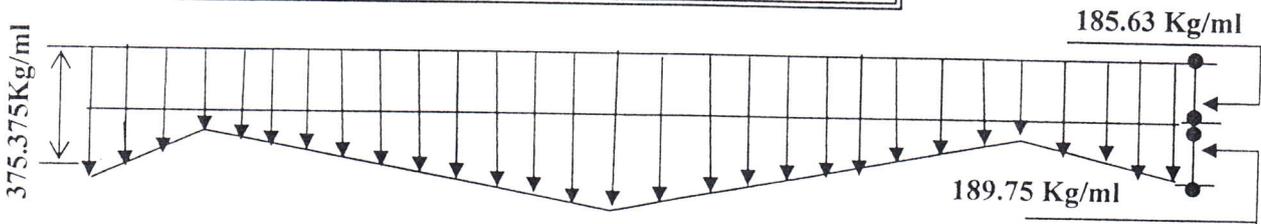


Fig (III-11) : Représentation du neige normale cumulé

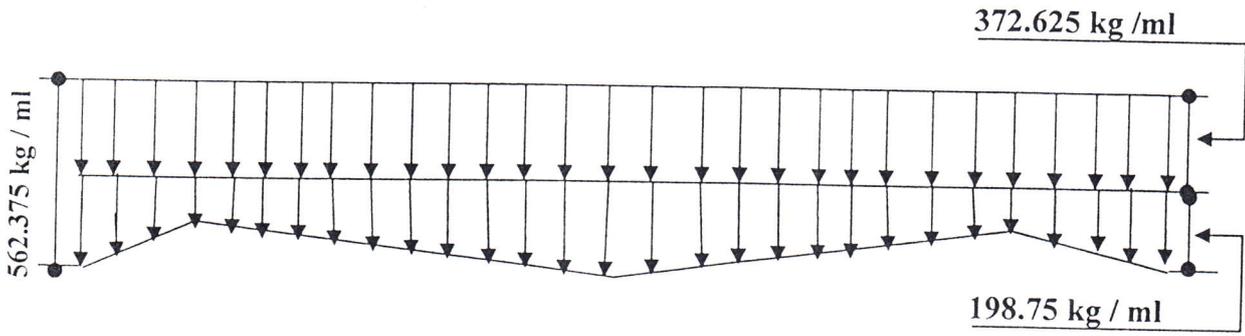


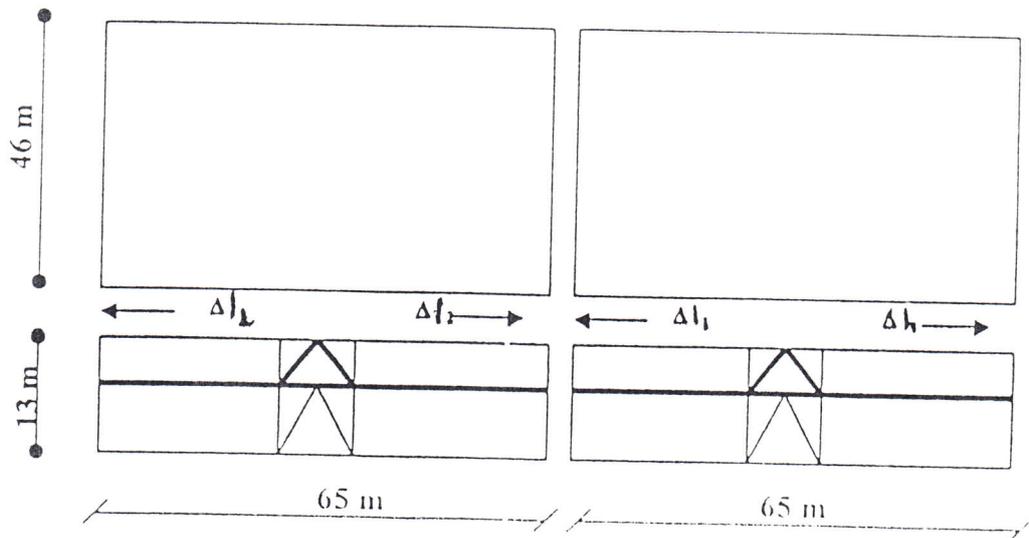
Fig (III-12) : Représentation du neige extrême cumulé

III-3/ Effet thermique :

III-3.1/Sens longitudinal :

Pour le sens longitudinal ; on prévoit pour notre bâtiment un joint de dilatation parallèlement aux pignons, qui coupe les longs pans en deux (2) parties.

Alors il est nécessaire de vérifier l'épaisseur du joint, lors des dilatations.



Absolue

Le déplacement ~~absolue~~ à chaque bloc est : $\Delta l = \lambda \cdot l \cdot \Delta t$ (III-18) [4]

l : Longueur de sablière.

λ : Coefficient de dilatation thermique ($\lambda = 11 \cdot 10^{-6}$) pour l'acier .

Δt : Variation du température moyenne. $\Delta t = 22^\circ\text{C}$

Donc : $\Delta l_1 = \Delta l_2 = 8.11 \text{ mm}$

Alors l'épaisseur de joint de dilatation e doit être supérieur ou égale à $(\Delta l_1 + \Delta l_2)$

$e \geq 16.21 \text{ mm}$

on prend $e = 2,5 \text{ cm}$ $e = 2,50 \text{ cm}$.

CHAPITRE

IV

ETUDE AU SEISME

CHAPITRE IV
ETUDE AU SEISME

IV-1/ Généralités :

Une grande partie du nord de l'ALGERIE est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques, l'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dommages ou ruines des constructions à moins que celles-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets.

IV-2/ Action Sismique :

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques, horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes de base (force sismique minimum). $V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$ (IV-1) [3]

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

B : Facteur de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ (IV-2) [3]

W : Charge (poids) prise en compte dans le calcul sismique.

IV-2.1/ Détermination des Coefficients :

* Coefficients A :

Pour notre cas où l'ouvrage se situe en zone sismique (II) et groupe d'usage 2 alors :

$A = 0.15$ (tab I RPA 88 P 34)

* Coefficients D :

Le coefficient D pour un sol ferme est donné dans (le RPA 88). Par la formule suivante :

$$D = \frac{0.896}{\sqrt[3]{T^2}} \quad \text{avec } D \leq 2 \quad \dots \dots \dots (IV-3) [3]$$

Dont T et la période qui donner aussi par la formule :

$$T = \frac{0.09.H}{\sqrt{L}} \quad \dots \dots \dots (IV-4) [3]$$

H : la hauteur totale du bâtiment.

L : dimension en plan du bâtiment

Sens longitudinal :

$$L_x = 130 \text{ m} \implies T_x = 0.103$$

$$\text{Soit : } D_x = 4.08 > 2 \implies D_x = 2$$

Sens transversal :

$$L_y = 46 \text{ m} \implies T_y = 0.172$$

$$\text{Soit : } D_y = 2.891 > 2 \implies D_y = 2$$

Puisque le coefficient **D** est le même pour les 2 sens (**D = 2**) ; alors la force sismique est la même pour les 2 directions

*** Coefficient B :**

Notre structure est contreventée par portique dans le sens transversal (ossature métallique auto stable catégorie 2) [3]

$$B_t = \frac{1}{5} \dots \dots \dots \text{ (tab 3 RPA p 35)}$$

Dans le sens longitudinal notre structure est contreventée par palées de stabilité (catégorie 4)

$$B_t = \frac{1}{4}$$

Pour les structures métallique; deux systèmes de contreventement de nature différente sont utilisés dans les deux directions principales d'un bâtiment, leur calcul doit être effectué en considérant pour les deux directions, le coefficient de comportement structurel dans la valeur est la plus importante. [3]

$$\text{Alors on prend : } B_t = \frac{1}{4}$$

*** Coefficient Q :**

La valeur Q devra être déterminée par la formule: (IV-2)

Ou P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non de critère de qualité q

Tab (IV-1) : valeurs de coefficient Q

Q	Critère à observer	Oui ou non	P_q
1	Conditions minimales des files porteuses	Non	0.05
2	Surabondance en plan	Oui	0
3	Symétrie en plan	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de la construction	Non	0.1

$$\text{D'où } Q = 1 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

Donc l'action sismique : $V = 0.093 \cdot W$ (IV-5)

W : poids de la structure

IV-2.2/ Evaluation du poids propre de la structure : W

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

On a deux blocs identiques alors on fait l'étude seulement sur 1 bloc de 65 x 46 m

Tab (IV-2) : poids propre de la structure.

Les éléments	Poids (kg)
Traverses HEA 500	100427.6
Pannes IPE 120	24336
Couvertures TN 40	54147.6
Equipement divers	1000
Masses des deux (2) ponts roulants	17200
Poutre de roulement + rail	37603.8
Bardage (panneaux sandwich)	29515.2
Poteaux HEA 500	78120.00
Potelets HEA 320	10876.54
Lisses UPN 180	34848.00
W = 388074.74	

La force sismique totale qu'on doit distribuer est calculée par (IV-5) :

De (IV-5) on aura : $V = 36090.95 \text{ kg}$

IV-3/ Distribution des forces latérales :

Les systèmes de forces horizontales, à considérer sont composés de deux (2) forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction et est appliquée au centre de gravité de ce dernier

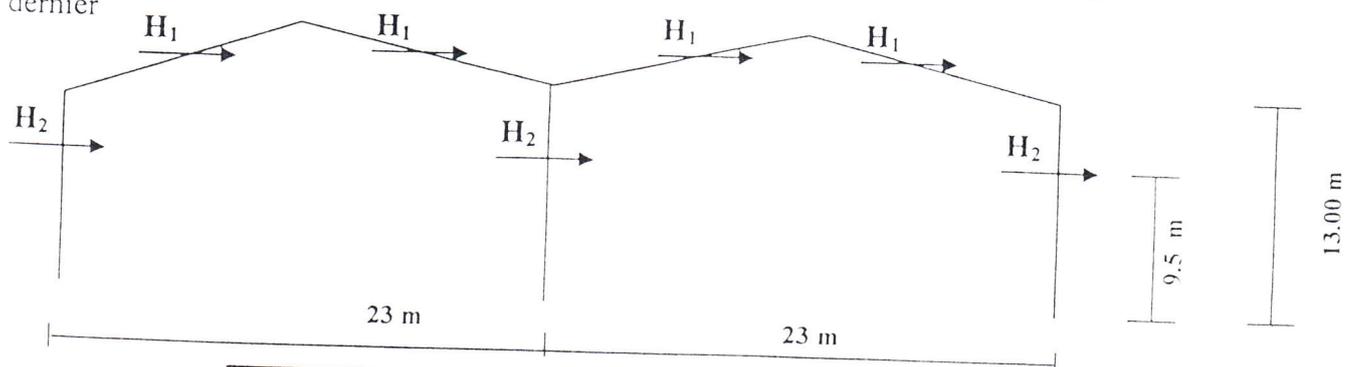


Fig (IV-1) : Distribution des forces latérales

La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \dots\dots\dots (IV-6) [3]$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante :

$$F_t = 0.07 T \dots\dots\dots \text{Si } T > 0.7 S \quad [3]$$

$$F_t = 0 \dots\dots\dots \text{Si } T < 0.7 S \quad [3]$$

$$T = 0.172 S < 0.7 S \implies F = 0$$

Alors l'effort horizontal au niveau (k) est donné par :

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i} = V \frac{W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i} \dots\dots\dots (IV-7) [3]$$

Tab (IV-3): L'efforts horizontales à chaque niveau

H _k (m)	W _k (kg)	W _k H _k (kg.m)	F _k (kg)
9.50	208163.54	1977553.63	16535.03
13.00	179911.20	2338845.6	19555.92

IV-4/ Répartition de l'effort sismique :

-l'effort de translation revenant à chaque portique est donné par :

$$H_i = F_k \frac{I_i}{\sum I_i} \dots\dots\dots (IV-8) [3]$$

$$\sum I_i = 131 \implies H_i = \frac{F_k}{13}$$

- Pour h = 9.50 m $\implies H_2 = 1271.93$ kg

Donc l'effort revenant à chaque poteau est : $H_2 = \frac{1271.93}{3} = 423.98$ kg

- Pour h = 13.00 m $\implies H_1 = 1504.30$ kg

Donc l'effort revenant à chaque traverse est : $H_1 = 501.43$ kg

IV-5/ Efforts dus au moment de torsion :

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion ; égale à la plus grande des deux (2) valeurs :

* 5 % de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau

* Excentricité théorique résultant des plans. [3]

$$L = 65 \text{ m} \implies e = 0.05 \times 65 = 3.25 \text{ m.}$$

Donc le moment de torsion horizontale est: $M = V.e \dots\dots\dots (IV-9) [3]$

$$M = 117295.59 \text{ kg.m}$$

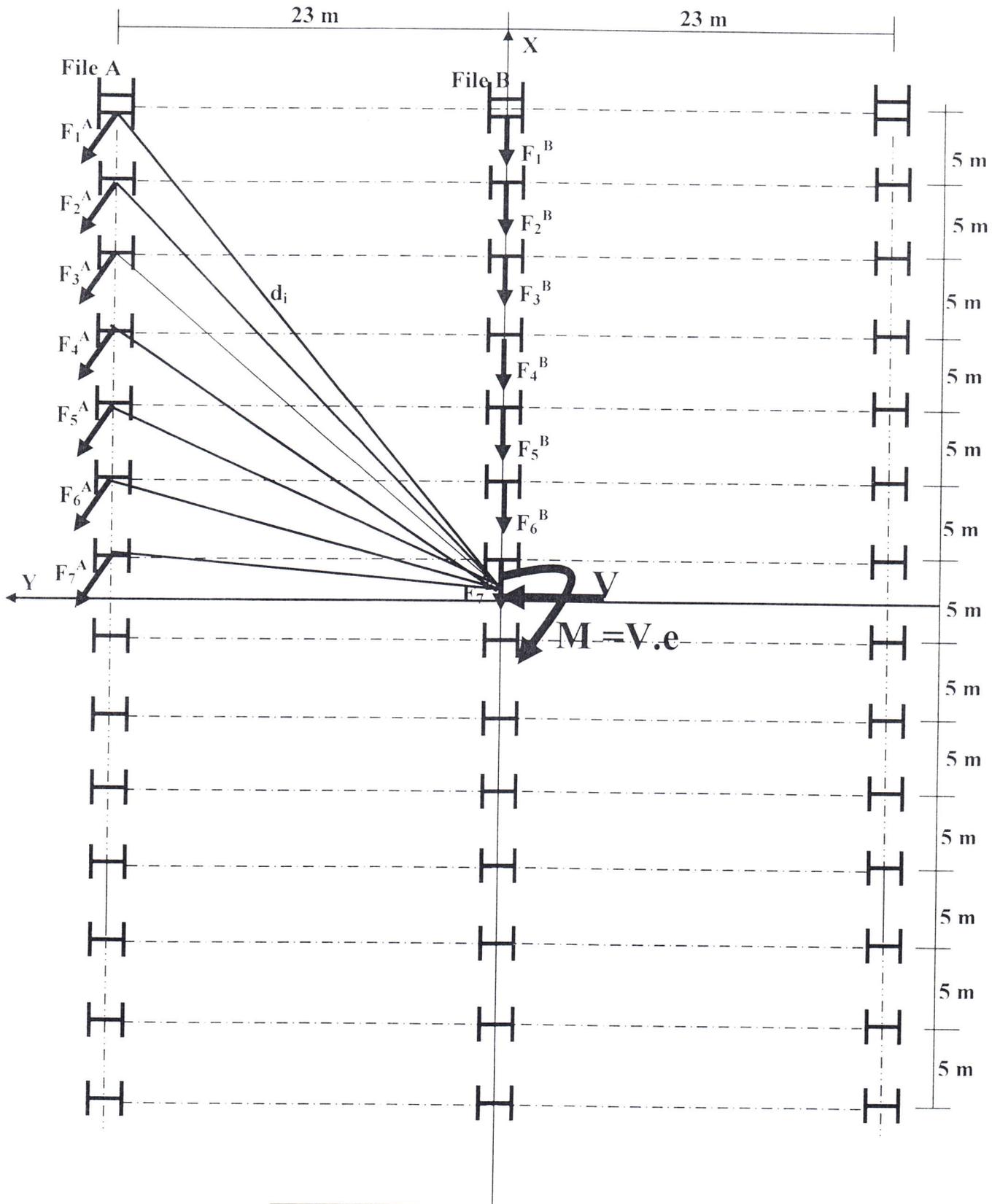


Fig (IV-2) : Répartition de force de séisme.

Le moment sera repris par des réactions en tête de chaque poteau, et cette réaction se décompose en deux forces, l'une suivant le sens longitudinal et sera reprise par les poutres de stabilités ; l'autre suivant le sens transversal et sera reprise par les portiques.

La force revient à chaque tête de poteau est donné par:

$$F_i = \frac{I_{\theta} d_i}{\sum I_{\theta} d_i} M \quad \text{..... (IV-10) [3]}$$

d_i : la distance entre le centre de gravite de la structure et le profilé

M : le moment de torsion

I_{θ} : le moment d'inertie d'un profil par rapport a un axe quelconque faisant un angle (θ) avec l'axe ($x - x$)

$$I_{\theta} = I_x \cos^2 \theta + I_y \sin^2 \theta - k \sin 2 \theta \quad \text{..... (IV-11)}$$

k : le moment centrifuge, et il est nul pour un profil symétrique

$$\text{Donc } I_{\theta} = I_x \cos^2 \theta + I_y \sin^2 \theta \quad \text{..... (IV-12)}$$

On choisit un profil HEA 500 pour évaluer l'ordre de grandeur des force F_i dues à la torsion.

$$I_x = 86975 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 10367 \text{ cm}^4$$

Tab (IV-3) : Valeur des forces dues à la torsion pour le file A

Force	X (m)	Y (m)	θ_i (°)	d_i (m)	$I_{\theta i} (\text{m}) \cdot 10^8$	$I_{\theta} \cdot d_i (\text{m}^2) \cdot 10^6$	$I_{\theta} \cdot d_i^2 (\text{m}^3) \cdot 10^4$
F ₁	32.5	23	35.29	39.82	61406.71	2445215.19	97368468.95
F ₂	27.5	23	39.91	35.85	55440.89	1987555.91	71253879.25
F ₃	22.5	23	45.63	32.18	47828.72	1539128.21	49529145.78
F ₄	17.5	23	52.73	28.90	38460.47	1111507.58	32122569.15
F ₅	12.5	23	61.48	26.18	27831.58	728630.76	19075553.41
F ₆	7.5	23	71.94	24.19	17729.64	428879.99	10374607
F ₇	2.5	23	83.80	23.14	11260.55	26569.01	6029566.95

Tab (IV-4) : Valeur des forces dues à la torsion pour le file B

Force	X (m)	Y (m)	θ_i (°)	d_i (m)	$I_{\theta i} (\text{m}) \cdot 10^8$	$I_{\theta} \cdot d_i (\text{m}^2) \cdot 10^6$	$I_{\theta} \cdot d_i^2 (\text{m}^3) \cdot 10^4$
F ₁	32.5	00	00	32.5	86975	2826687.5	9186734
F ₂	27.5	00	00	27.5	86975	2391812.5	65778444
F ₃	22.5	00	00	22.5	86975	1955937.5	44031094
F ₄	17.5	00	00	17.5	86975	1522062.5	26636090
F ₅	12.5	00	00	12.5	86975	1087187.5	13589844
F ₆	7.5	00	00	7.5	86975	652312.5	4892343.8
F ₇	2.5	00	00	2.5	86975	217437.5	543593.75

$$\sum I_{\theta} \cdot d^2 = 4 \cdot \left[\sum_1^7 I_{\theta 1} \cdot d^2(\text{file A}) \right] + 2 \cdot \left[\sum_1^7 I_{\theta 1} \cdot d^2(\text{file B}) \right] \dots\dots\dots (IV-13) [3]$$

$$\sum I_{\theta} \cdot d^2 = 1.14287 \times 10^9 + 4.946 \times 10^8 = 1.6376 \times 10^9$$

La force qui revient à chaque tête du poteau est:

$$(IV-10) \implies F_i = 7.16 \times 10^3 I_{\theta 1} d_i$$

Tab (IV-5) : Valeur des forces qui revient à chaque tête du poteau

	F ₁ (kg)	F ₂ (kg)	F ₃ (kg)	F ₄ (kg)	F ₅ (kg)	F ₆ (kg)	F ₇ (kg)
Fille A	175.13	142.35	110.24	79.61	25.19	30.72	18.16
Fille B	202.46	171.31	140.16	109.02	177.87	64.72	15.57

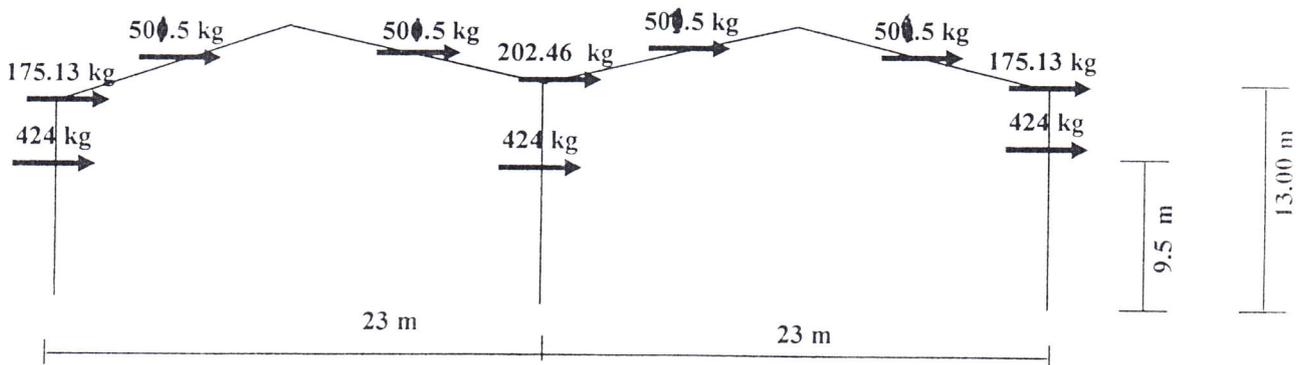


Fig (IV-3) : Sollicitations totales sous l'effet de la force sismique

CHAPITRE

V

DIMENSIONNEMENT

DES ELEMENTS DE

LA STRUCTURE

CHAPITRE V**DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE****V-1/ Calcul des pannes :****V-1-1/ Introduction :**

Les pannes sont des éléments porteurs parallèles dont la fonction est de transmettre les charges de la toiture aux fermes.

En outre les pannes contribuent souvent à assurer la stabilité des membrures supérieures comprimées des fermes. Ceci est réalisé en liant les pannes avec les éléments du contreventement situés dans le plan de la toiture.

Les pannes sont en général sollicitées en flexion déviée.

Remarque :

La conception, le calcul et la vérification de tous les éléments de la structure seront fait selon le règlement CM 66. [4]

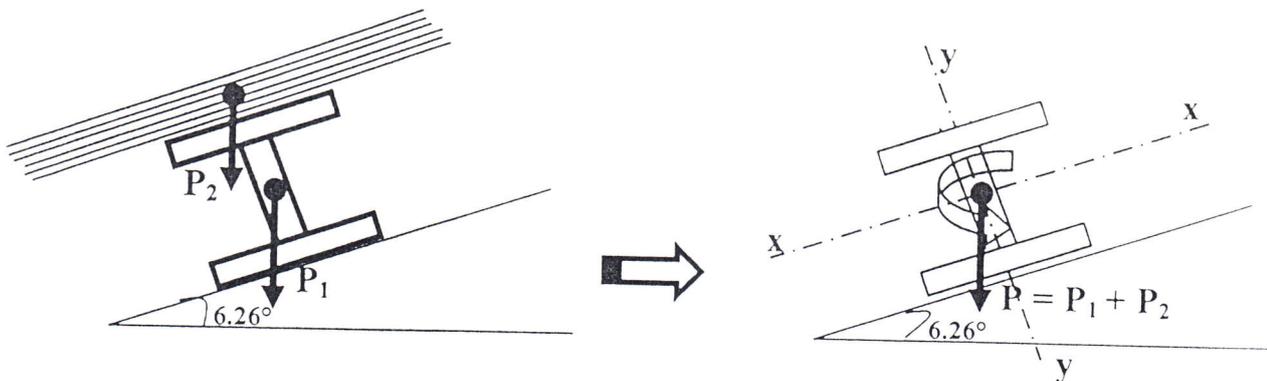
V-1-2 / Hypothèse de Calcul:

Fig (V-1) Principe de Calcul des Pannes

M_t : Moment de torsion créé par l'excentrement du point d'application de la résultante; du poids propre de la couverture et surcharge de la neige (ou d'exploitation) par rapport au centre de gravité de la panne. [4]

On admet implicitement que la couverture ainsi que la fixation de la panne sur l'arbalétrier empêchent la rotation de cette dernière ce qui simplifie le calcul de la panne.

Cette hypothèse est valable pour les pannes en profilé laminé et la hauteur entre 80 et 140 mm et pour les portées inférieures à 6 m; donc on peut négliger M_t . [4]

V-1-3/ Conception :

- * Espacement $e = 2.133 \text{ m}$
- * Pente de versant (11 %) $\alpha = 6.27^\circ$
- * Nombre des Pannes $n = 6$ pour chaque versant

V-1-4/ Evaluation des Charges :a-/ Charges Permanentes :

On prend un IPE 120.

- Poids propre de profilé 10.4 kg / ml
- Poids propre de couverture TN 40 12 kg / m^2
- Attaches et recouvrement 3 kg / m^2

$$\Rightarrow G_{\text{TOTAL}} = 10.4 + (12 \times 2.133) + (3 \times 2.133) = 42.4 \text{ kg / ml}$$

$$G_x = G_T \times \cos \alpha = 42.14 \text{ kg / ml}$$

$$G_y = G_T \times \sin \alpha = 4.63 \text{ kg / ml}$$

b/ Surcharges climatiques :

1-/ Neige : C'est la panne n° 2, qui est la plus sollicitée sous les neiges cumulées

* Neige normale cumulée N_n^c :

$$N_n^c = \frac{185.63}{5} \times 2.133 = 79.19 \text{ kg / ml}$$

$$N_{nx}^c = N_n^c \cdot \cos \alpha = 78.71 \text{ kg / ml}$$

$$N_{ny}^c = N_n^c \cdot \sin \alpha = 8.64 \text{ kg / ml}$$

* Neige extrême cumulée N_e^c :

$$N_e^c = \frac{372.625}{5} \times 2.133 = 158.96 \text{ kg / ml}$$

$$N_{ex}^c = N_e^c \cdot \cos \alpha = 158 \text{ kg / ml}$$

$$N_{ey}^c = N_e^c \cdot \sin \alpha = 17.36 \text{ kg / ml}$$

* Neige réduite N_R :

$$N_R = \frac{N_n}{2} = 39.595 \text{ kg / ml}$$

$$N_{Rx} = N_R \cos \alpha = 39.35 \text{ kg / ml}$$

$$N_{Ry} = N_R \sin \alpha = 4.32 \text{ kg / ml}$$

2-/ Vent :

* Vent Normal :

$$V_n = - 52.19 \times 2.133 = - 111.32 \text{ kg / ml}$$

$$V_{n_x} = - 110.65 \text{ kg / ml}$$

* Vent extrême :

$$V_e = V_n \cdot 1.75 = - 194.81 \text{ kg / ml}$$

$$V_{e_x} = -193.64 \text{ kg / ml}$$

c-/ Surcharge d'exploitation :

D'après le CTC on prend comme charge d'exploitation deux (2) charges concentrées de 1 KN

appliquées au $\frac{1}{3}$ et au $\frac{2}{3}$ de la portée

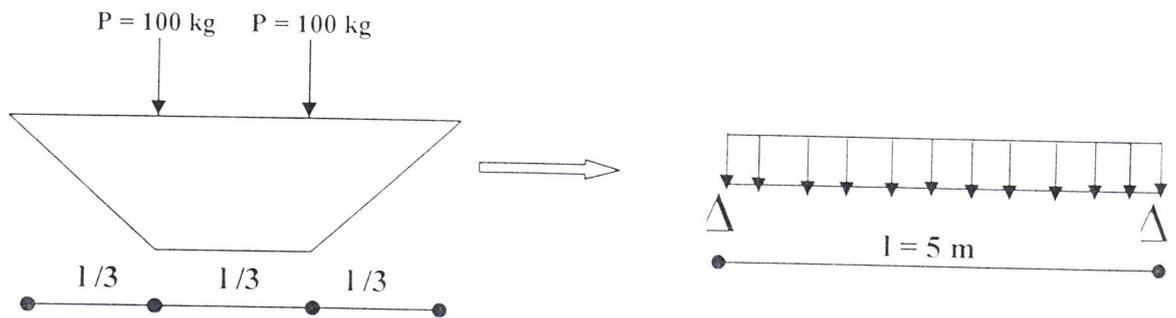


Fig (V-2) : Charge d'exploitation

$$\frac{p \cdot l}{3} = \frac{q \cdot l^2}{8} \dots\dots\dots (V-1)$$

$$\Rightarrow q = \frac{8 \cdot p}{3 \cdot l} = 53.33 \text{ kg / ml} \dots\dots\dots (V-2)$$

V-1-5/ Combinaison des charges :

Tab (V-5) : combinaisons des charges

Combinaisons des charges	q_x (kg)	q_y (kg)
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N_n$	174.72	12.96
$G + \frac{3}{2}V_n$	- 123.33	4.63
$G + \frac{17}{12}(V_n + N_R)$	- 58.36	10.75
$G + V_{ext}$	- 151	4.63
$G + (V_{ext} + N_R)$	- 111.65	8.95
$G + N_n$	121.35	13.27
$G + N_{ext}$	200.64	21.99
$G + V_n$	- 68.01	4.63
$G + (V_n + N_R)$	- 28.66	8.95
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	- 28.66	8.95

Donc les combinaisons les plus défavorable est:

$$q = G + N_{ext} \Rightarrow \begin{cases} q_x = 200.64 \text{ kg / ml} \\ q_y = 21.99 \text{ kg / ml} \end{cases}$$

Remarque :

La combinaison $G + V_{ext} = - 151 \text{ Kg / ml}$, est prise en compte pour la vérification de la panne au déversement

Calcul du moment :

Selon x-x :

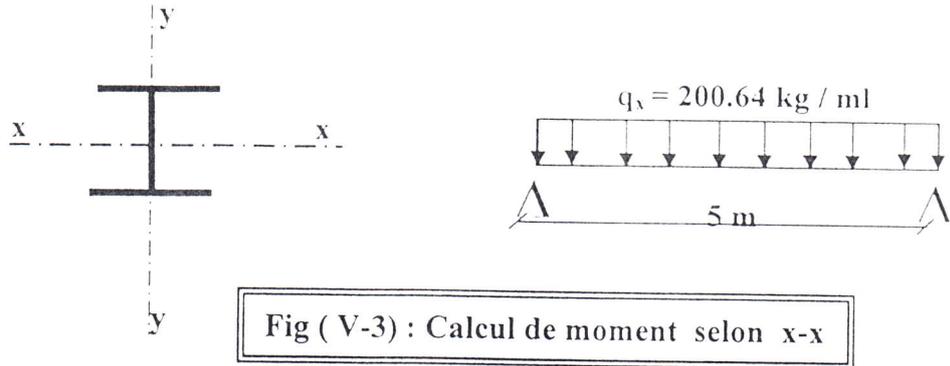


Fig (V-3) : Calcul de moment selon x-x

$$M^x_{\max} = \frac{q_x \cdot l^2}{8} \dots\dots\dots (V-3)$$

$$M^x_{\max} = 627 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Selon y-y :

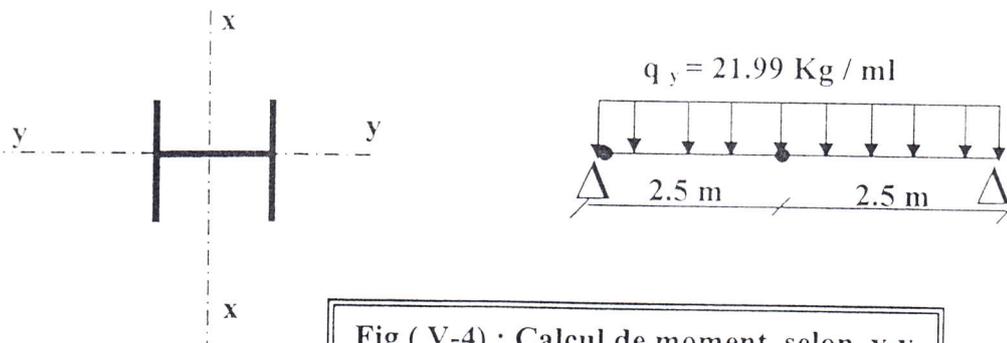


Fig (V-4) : Calcul de moment selon y-y

$$M^y_{\max} = \frac{-q_y \cdot l^2}{8} = -17.18 \text{ kg.m}$$

$$M^y_{\max} = - 17.18 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

V-1-6/ Vérifications

a/ condition de résistance :

On doit vérifier que :

$$\sigma_x + \sigma_y \leq \sigma_e \dots\dots\dots (V-4)$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} \dots\dots\dots (V-5)$$

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_y} \dots\dots\dots (V-6)$$

On à IPE 120 d'ou,

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

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

$$W_y = 8.65 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 27.7 \text{ cm}^4$$

$$(V-3) \implies 1381.36 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

b/ Condition de flèche :

La vérification des flèches se fait avec les charges non pondérées.

$$q_x = 121.35 \text{ kg/ml}$$

$$q_y = 13.27 \text{ kg/ml}$$

La flèche admissible est : $f_{adm} = \frac{l}{200}$ (V-7)

$$f_{x adm} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{y adm} = 1.25 \text{ cm}$$

On doit vérifier que $f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$ (IV-8)

Soit :

$$f_x = \frac{5 \cdot q_x \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 1,48 \text{ cm} < f_{x adm} = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 0,116 \text{ cm} < f_{y adm} = 1,25 \text{ cm}$$

c/ Déversement :

Les efforts de soulèvement dus au vent « moment négatif » entraînent pratiquement dans tous les cas des efforts de compression dans la membrure inférieure des pannes « flexion de la panne ». Il en résulte un flambement latéral que l'on appelle phénomène de déversement.

En examinant les conditions de fixation et de maintien des pannes on peut facilement admettre que la panne est maintenue latéralement à la membrure supérieure par la fixation de la couverture, empêchant tout déplacement latéral de cette membrane sous l'effet du vent ascendant.

Par ailleurs, puisque notre pièce est sollicitée en flexion déviée, alors il n'est pas nécessaire de tenir compte de moment M_y car seul le moment M_x qui comprime la semelle inférieure. [4]

On doit vérifier que : $\sigma = k_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$ (V-9)

On doit d'abord vérifier si : $\sigma_d \leq \sigma_{e-}$ (V-10)

*** Détermination de la contrainte de non déversement :**

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B.C \text{ (V-11)}$$

Avec : $I_x = 318 \text{ cm}^4$ $I_y = 27,7 \text{ cm}^4$ $l_f = 500 \text{ cm}$ $h = 12 \text{ cm}$

*** Détermination des coefficients :**

-Coefficient D : $D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{J \cdot l^2}{I_y \cdot h^2}} \dots\dots\dots (V-12)$

(Il est fonction des dimensions de la pièce) $J = 1.7 \text{ cm}^4$

Soit $D = 5$

-Coefficient C : $C = 1.132$

(Fonction de mode de chargement de la poutre.)

Charge uniformément répartie $\Rightarrow C = 1.132$

-Coefficient B : $B = \sqrt{1 + \left(0.405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D}\right)^2} - 0.405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D} \text{ (IV-11)} \dots\dots\dots (V-13)$

(Fonction au niveau d'application de la charge)

Avec : $\beta = 1$ (charge uniformément répartie)

$B = 0.912$

(V-10) $\Rightarrow 8.287 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$

Alors la vérification au déversement est nécessaire.

*** Calcul de l'élançement:**

$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 \cdot I_x}{B \cdot C \cdot I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} \dots\dots\dots (V-14)$

$\lambda_0 = 224.85$

$\lambda_0 = 224.85 \Rightarrow k_0 = 7.86$

*** Calcul de coefficient de renversement k_d :**

$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = 2.33 \dots\dots\dots (V-15)$

$\sigma_{fx} = \frac{q_x \cdot l^2}{8 \cdot W_x} = 890.32 \text{ kg/mm}^2$

de la formule (V-9) on aura : $\sigma = 2074.44 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$

Donc pas de risque de déversement

d/ Vérification des contraintes Tangentielles " Cisaillement " :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot e} \dots\dots\dots (V-16)$

T : Effort Tranchant Pondéré

τ : Contrainte de Cisaillement

I : Moment d'inertie de la section brute

e : La largeur de la section.

S : Moment statique.

On doit vérifier que :

$$\tau_{\max} = \max (\tau_x^{MAX}, \tau_y^{MAX}) \leq 0.65 \cdot \sigma_e \dots\dots\dots (V-17)$$

Plan y - y :

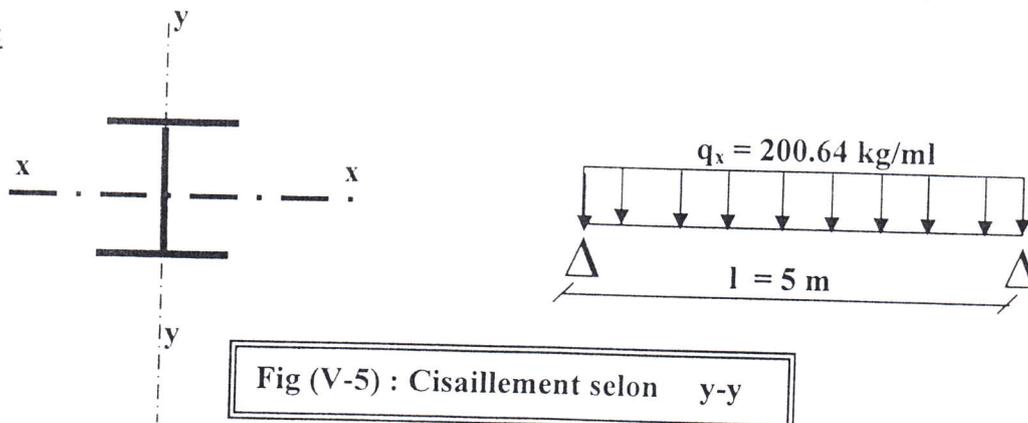


Fig (V-5) : Cisaillement selon y-y

Puisque on a le rapport des section

$$\frac{A_{SEMELLE}}{A_{TOTAL}} = \frac{4.032}{13.2} = 30.5 > 15 \% \dots\dots\dots (V-18)$$

Donc d'après CM 66 la contrainte de cisaillement sera :

$$\tau_x^{MAX} = \frac{T_x^{MAX}}{A_{ame}} \dots\dots\dots (V-19)$$

$$A_{ame} : \text{section l'âme } A_{ame} = (h - 2 \cdot e_s) \cdot e_a = 4.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (V-20)$$

$$T_x^{max} = \frac{q_x \cdot l}{2} = 377.5 \text{ kg} \dots\dots\dots (V-21)$$

Soit : $\tau_x^{MAX} = 79.89 \text{ kg / cm}^2$

Plan x - x :

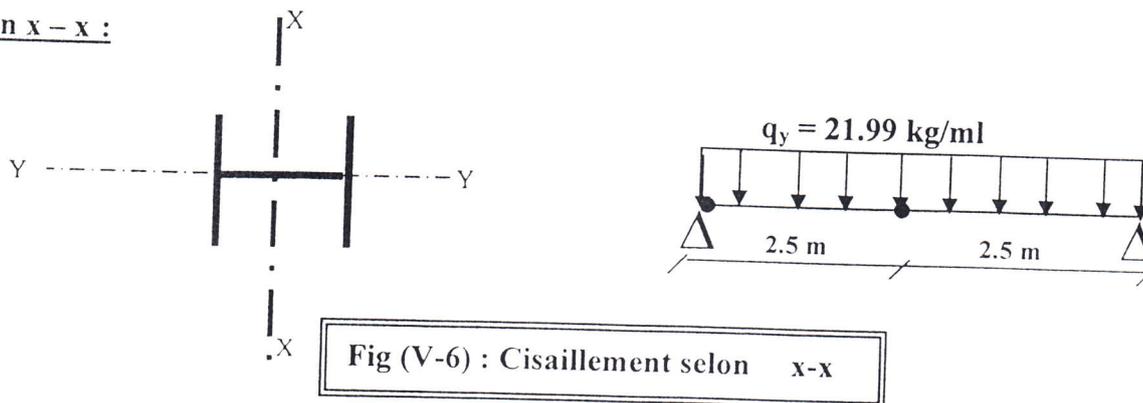


Fig (V-6) : Cisaillement selon x-x

L'effort tranchant max est à l'appui central:

$$T_y^{\max} = 1.25 q_y \cdot \frac{l}{2} = 4.46 \text{ kg} \dots\dots\dots (V-22)$$

$$\tau_y^{\max} = \frac{T_y^{\max} \cdot S_y}{2 \cdot e_s \cdot I_y} \dots\dots\dots (V-23)$$

$$S_y = 2 \cdot \frac{(b-a)}{2} e \left[\frac{b-a}{4} + \frac{a}{2} \right] = 6.42 \text{ cm}^3 \dots\dots\dots (V-24)$$

Soit : $\tau_y^{\max} = 2.659 \text{ Kg/cm}^2$

$$(V-17) \implies \tau_{\max} = 79.98 \text{ kg/cm}^2 \leq 1560 \text{ kg/cm}^2$$

La résistance au cisaillement est donc vérifiée pour IPE 120

Donc on adopte un IPE 120 dont les caractéristiques sont données aux annexes 1

V-1-7-/ Vérification de la panne de rive :

Les pannes de rive sont soumises à un effort de compression N dû au vent perpendiculaire au pignon. Alors elles sont sollicitées en flexion composée déviée.

Donc la vérification à faire est :

$$\text{Sup. } (k_{1x}, k_{1y}) \sigma + k f_x \sigma_{fx} + k f_y \sigma_{fy} \leq \sigma_e \dots\dots\dots (V-25)$$

On garde toujours le même profil IPE 120

Contrainte de flexion :

Selon x-x :

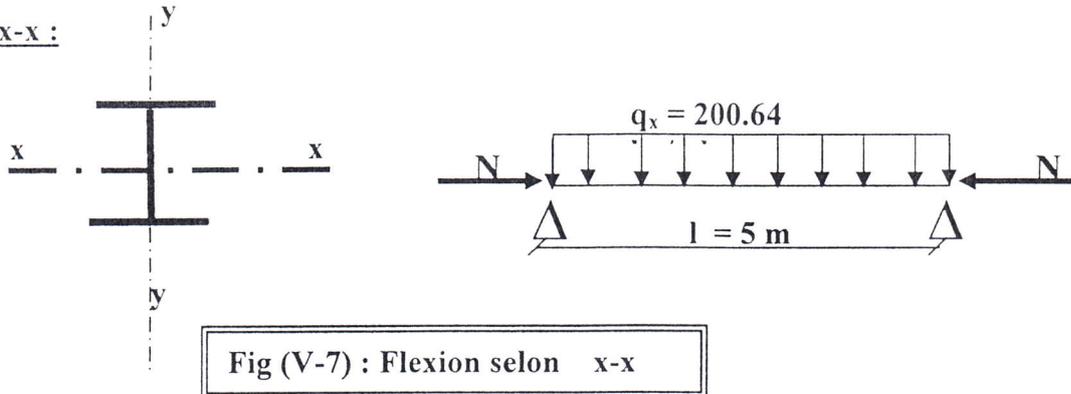


Fig (V-7) : Flexion selon x-x

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \quad \text{avec } M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = 627 \text{ kg m}$$

Soit : $\sigma_{fx} = 1183.01 \text{ kg / cm}^2$

Contrainte de flexion :

Selon y-y :

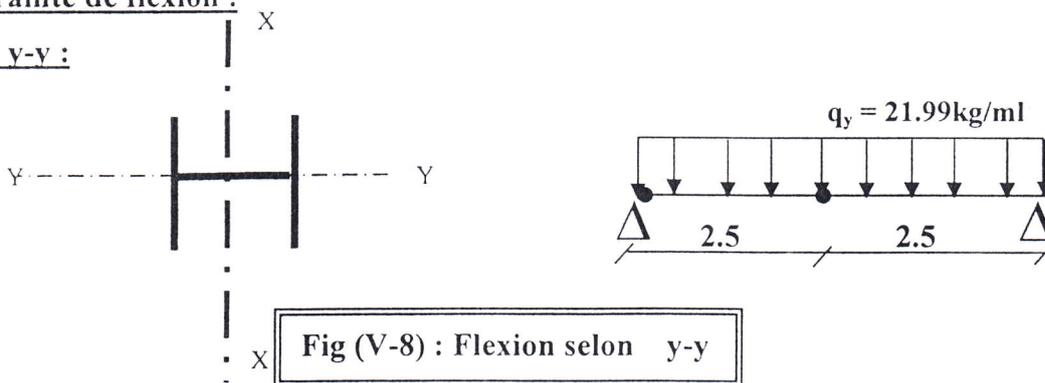


Fig (V-8) : Flexion selon y-y

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} \quad \text{avec } M_y = \frac{-q_y \cdot l^2}{8} = - 17.18 \text{ kg m}$$

Soit : $\sigma_{fy} = 62.02 \text{ kg / cm}^2$

Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{N}{A} \dots\dots\dots (V-26)$$

Avec $N = 3658.65 \text{ kg} \Rightarrow \sigma = 227.17 \text{ kg / cm}^2$

Recherche de plan de flambement :

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} \dots\dots\dots (V-27)$$

$$\lambda_x = 102.04$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \dots\dots\dots (V-28)$$

$$\lambda_y = 120.68$$

$\lambda_y > \lambda_x \implies$ le flambement est à craindre dans le plan (x - x)

- Détermination du coefficient : k_f

$$K_{fx} = \frac{\mu_x + 0.03}{\mu_x - 1.3} \dots\dots\dots (V-29)$$

$$\mu_x = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda_x^2 \cdot N} \dots\dots\dots (V-30)$$

$$\mu_x = 2.96$$

$$(V-29) \implies : K_{fx} = 1.80$$

$$K_{fy} = \frac{\mu_y + 0.03}{\mu_y - 1.3} \dots\dots\dots (V-31)$$

$$\mu_y = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda_y^2 \cdot N} \dots\dots\dots (V-32)$$

$$\mu_y = 2.12$$

$$(V-31) \implies K_{fy} = 2.62$$

Détermination du coefficient k_1 :

$$K_{1x} = \frac{\mu_x - 1}{\mu_x - 1.3} \dots\dots\dots (V-33)$$

$$K_{1x} = 1.18$$

$$K_{1y} = \frac{\mu_y - 1}{\mu_y - 1.3} \dots\dots\dots (V-34)$$

$$K_{1y} = 1.36 \quad (IV-31) [4]$$

Vérification : la formule (V-25) $\implies 2065.7 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Donc on garde le même profil IPE 120

Donc on adopte un IPE 120 dont les caractéristiques sont données aux annexes 1

IV-1-8/ Calcul des liernes :

a/ Définition :

Les liernes sont des barres rondes ou plates placées entre deux pannes dans le plan de versant pour éviter le flambement des pannes.

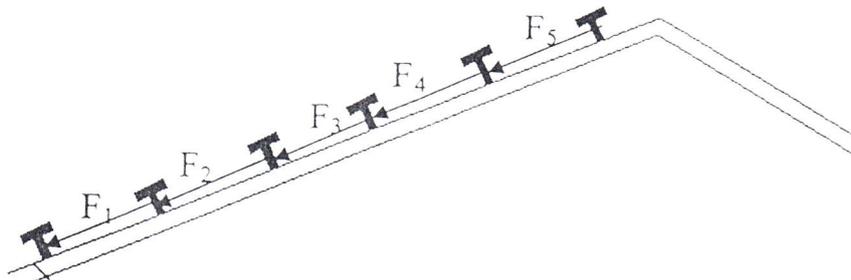
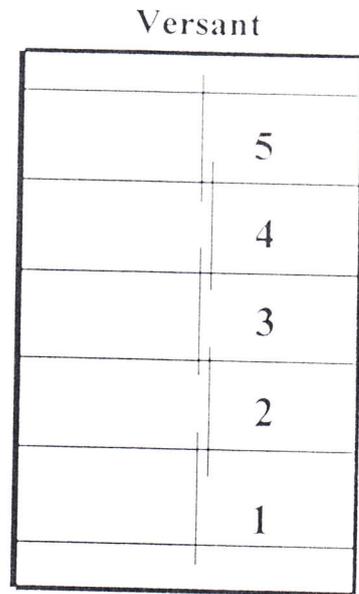


Fig (V-9) : Disposition des liernes



b/ Mode de calcul :

Les liernes agissent comme des appuis dans le plan de versant, elles doivent donc reprendre les réactions d'appuis intérieures des pannes.

L'effort appliqué sur le lierne n°1 est la réaction d'appui R

$$R_1 = 1.25 q_y \frac{l}{2} \dots\dots\dots (V-35)$$

$$R_1 = 68.72 \text{ kg}$$

La lierne n° 05 est la plus sollicitée.

$$F_5 = 5 R_1 = 343.59 \text{ kg.}$$

Les liernes sont sollicitées en traction.

$$\sigma = \frac{F_5}{A} < \sigma_e \dots\dots\dots (V-36)$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{F_5}{\sigma_e} = 14.32 \text{ mm}^2$$

On choisit des tiges circulaires de diamètre Ø

$$\text{Tel que } \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \geq 14.32 \Rightarrow \Phi \geq 4.26 \text{ mm.} \dots\dots\dots (V-37)$$

Pour des raisons constructives on choisit des liernes de diamètre de 12 mm .

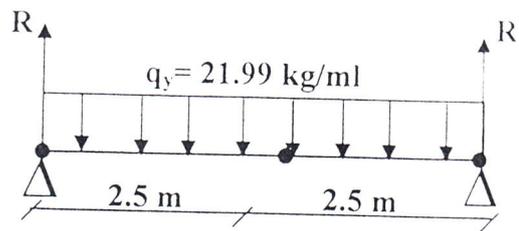


Fig (V-10) : panne avec lierne

IV-1-9/ Calcul de l'échantignolle :

a/ conception :

Deux cas de calcul peuvent se présenter :

1 / Si la couverture est fixée par crochets, la panne ne possède de ce fait une résistance à la torsion suffisante. [4]

Dans ce cas et avec un effort de soulèvement, l'échantignolle se déforme en entraînant la panne qui n'offrira aucune résistance dans le plan de déformation.

2 / La couverture est vissée sur les pannes, affront ainsi en cas d'effort de soulèvement une résistance suffisante pour que l'échantignolle permette uniquement un déplacement vertical de la panne : c'est notre cas. [4]

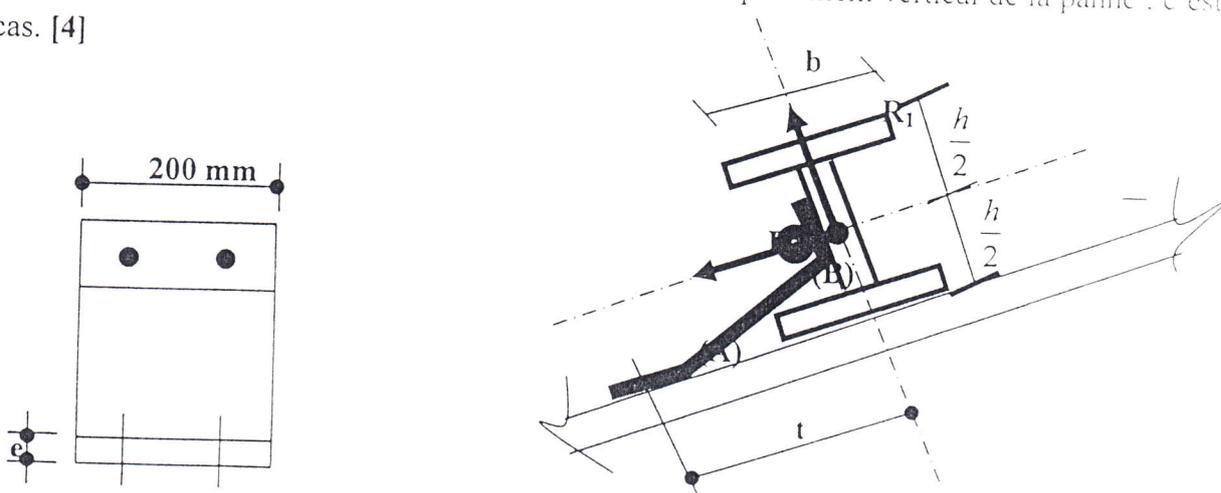


Fig (V-11) : L'échantignolle.

b/ Calcul :

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement surtout avec l'effort du soulèvement dû au vent

$$M_{(A)} = R_1 \cdot t + R_2 \cdot \frac{h}{2} \dots\dots\dots (V-38)$$

$h = 12 \text{ cm}$ $t = 8 \text{ cm}$

$q_x = 200.64 \text{ kg / ml}$

$$R_1 = q_x \cdot \frac{l}{2} \dots\dots\dots (V-39)$$

$R_1 = 501.6 \text{ kg}$

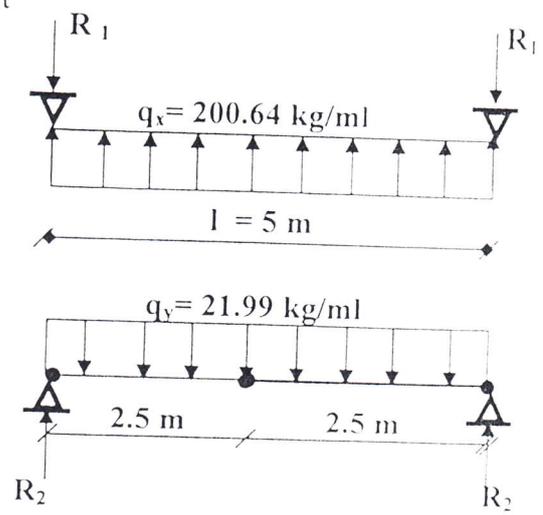


Fig (V-12) : L'effort sur l'échantignolle.

$$R_2 = 0.375 q_y \cdot \frac{l}{2} \dots\dots\dots (V-40)$$

$$R_2 = 3.36 \text{ Kg}$$

$$(V-38) \implies M_1 = 4136.49 \text{ kg cm}$$

$$W_{ech} = \frac{I_{ech}}{\nu} = \frac{b \cdot e^3}{6} = 2.83 \cdot e^2 \dots\dots\dots (V-41)$$

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{M_A}{W_{ech}} \leq \sigma_e$$

$$\text{D'où } W_{ech} \geq \frac{M_A}{\sigma_e} \dots\dots\dots (IV-42)$$

$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{M_A}{\sigma_e \cdot 2.83}} \dots\dots\dots (IV-43)$$

$$e \geq 7.80 \text{ mm}$$

On choisit des échantignolles d'épaisseur: 8 mm

V-1-10/ Calcul des pannes sablières :

L'effort dû au poutre au vent H_1 est appliqué au niveau de la semelle supérieur de la sablière d'où on aura une excentricité de $\frac{h}{2}$ Par rapport au centre de gravité.

a/ Pré dimensionnement :

on choisit un profilé HEA 260

$$H_1 = 16695.24 \text{ kg}$$

L'excentricité:

$$e = \frac{h}{2} = 0.125 \text{ m}$$

$$M = H e = 2086.90 \text{ kg m (IV-42) [4]}$$

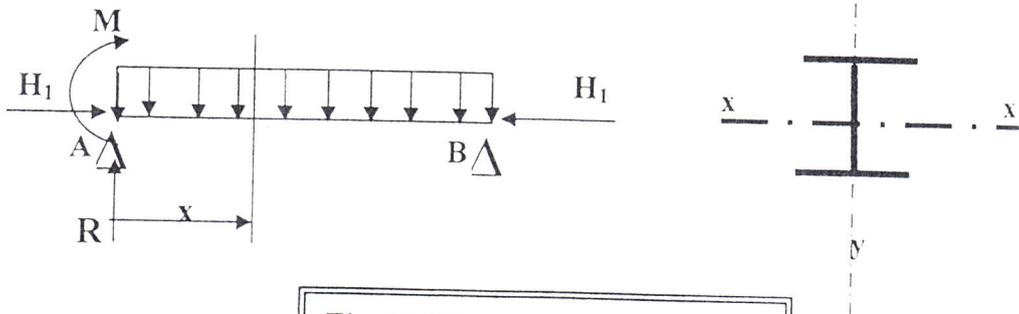


Fig (V-13) : panne sablière

b/ Calcul du moment max :

$$M_x = R_A(x) - \frac{p \cdot x^2}{2} + M$$

Pour $x = l \implies M(l) = 0$

$$5 R_A - 68.2 \frac{25}{2} + 2086.90 = 0 \implies R_A = -246.88 \text{ kg}$$

$$T(x) = R_A - P x \implies x = \frac{R_A}{P} = 3.61 \text{ m}$$

Soit : $M_{\max} = 751.26 \text{ kg.m}$

Alors le moment max est : $M = 2086.90 \text{ kg.m}$

c/ Vérification:

La sablière est sollicitée en flexion composée alors sa stabilité sera vérifiée comme suit :

$$\frac{9}{8}(K \sigma + k_d \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e \quad \dots\dots\dots (V-45)$$

Contrainte de flexion :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = 249.63 \text{ kg / cm}^2$$

Contrainte de compression :

$$\sigma = \frac{H_1}{A} = 192.34 \text{ kg / cm}^2$$

Plan de flambement:

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{l_0}{i_x} = 45.45$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{l_0}{i_y} = 38.46$$

$\lambda_x > \lambda_y \implies$ il y a risque de flambement dans le plan (y - y)

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 45.45 \implies k = 1.0922$$

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{J \cdot l^2}{I_y \cdot h^2}} = 1.33$$

$$C_1 = 1.88 \implies \sigma_{f1} = 249.624 \text{ kg / cm}^2$$

$$C_2 = 1.132 \implies \sigma_{f2} = 24.21 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{f1} + \sigma_{f2}}{C} = \frac{\sigma_{f1}}{C_1} + \frac{\sigma_{f2}}{C_2} \quad \dots\dots\dots (V-46)$$

$$C = 1.77$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0.405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D}\right)^2} - 0.405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D} = 0.597$$

La contrainte de non déversement est :

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^4 \cdot \frac{I_y \cdot h^2}{I_x \cdot l^2} \cdot (D - 1) \cdot B \cdot C = 28.57 \text{ kg / mm}^2 \geq \sigma_c = 24 \text{ kg / mm}^2$$

Le déversement n'est pas à craindre, alors on prend $k_d = 1$

d/ Vérification :

$$(V-45) \implies 517.032 \text{ kg / cm}^2 \leq \sigma_c$$

Donc la stabilité de la sablière est vérifiée

Sablière **HEA 260**

Donc on adopte un **HEA 260** dont les caractéristiques sont données aux annexes 2

V-2/ Calcul des lisses de bardage :**V-2.1/ Introduction :**

Les lisses sont des ossatures secondaires constituées de poutrelles en (IPE, UPN,) ou de profils minces pliés. Elles permettent la fixation des éléments de façade et la transmission des efforts jusqu'aux éléments principaux de la structure.

Elles sont essentiellement sollicitées par le vent agissant sur les façades et par le poids des éléments de façade.

Elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par des potelets intermédiaires.

V-2-2/Lisses du long pan :

Long pan comporte des lisses sur deux (2) appuis de portée 5m.

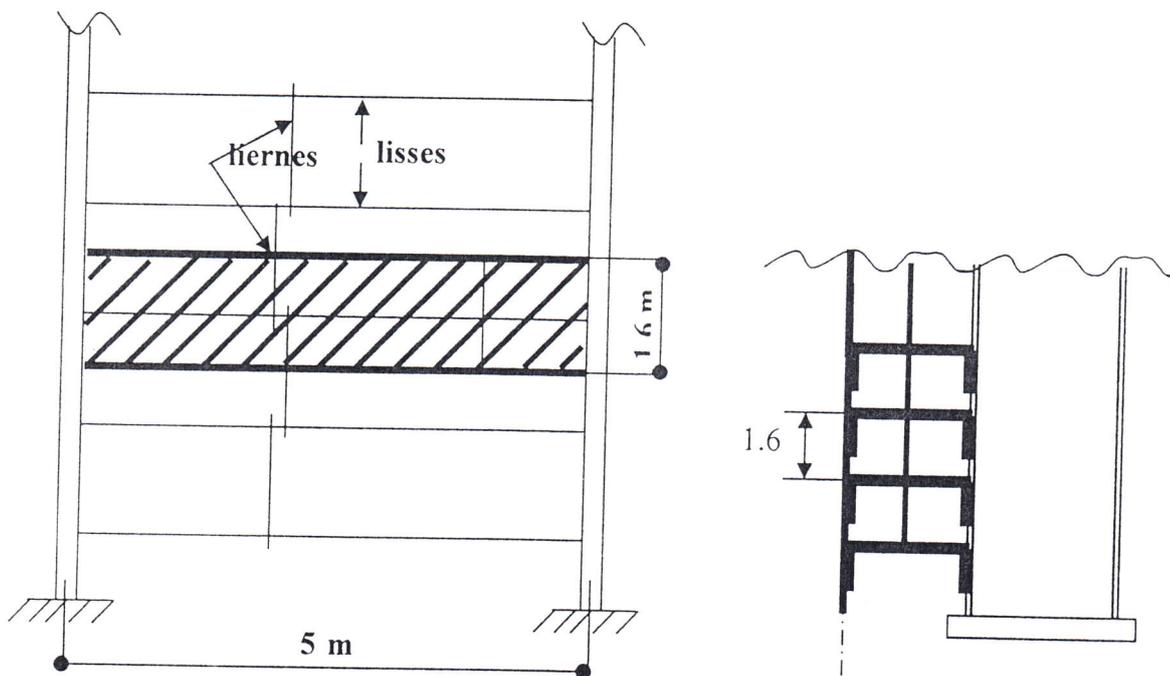


Fig (V-14) : représentation des

V-2-2/ Hypothèses de calcul :

Les lisses travaillent en flexion déviée elles sont sollicitées par :

- * une charge horizontale due à la pression du vent.
- * une charge verticale due au poids propre de la lisse et celui du bardage.

V-2-3/Calcul :

a-/ Lisses sur le longpan :

Les lisses sont sollicitées en flexion déviée.

a₁-/ Evaluation des charges :

* Bardage en panneaux sandwich 12.9 x 1.6 = 20.64 kg / ml

* Lisse UPN 140 16 kg / ml

.....
 $G = 36.64 \text{ kg / ml}$

$q_y = \frac{4}{3} \cdot 36.64 = 48.85 \text{ kg / ml}$

Pression du vent. $q_x = 1.75 \times 70.54 (C_e - C_i) d$ (V-47)

$C_e - C_i = 1$

$d = 1.6 \text{ m. (Espacement entre lisses)}$

Plan (x-x) :

$q_x = V_e = 197.52 \text{ kg / ml}$

$M_{max}^x = \frac{q \cdot l^2}{8} = 617.22 \text{ kg m}$

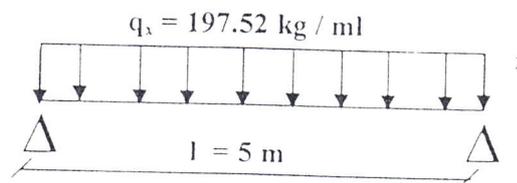


Fig (V-15) : Moment selon x-x



Plan (y-y) :

$q_y = 48.45 \text{ kg / ml}$

$M_{max}^y = \frac{q \cdot l^2}{8} = 38.16 \text{ kg m}$

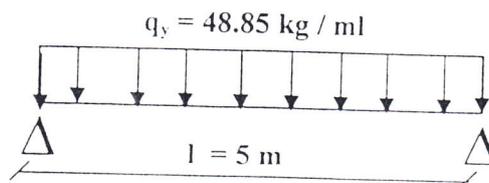
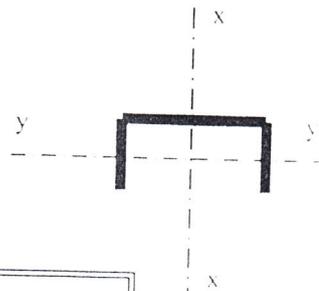


Fig (V-16) : Moment selon y-y



a₂-/ Vérification:

1/ condition de résistance :

On doit vérifier la formule (V-4) :

$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x}$

On à un UPN 140

$$W_x = 86.4 \text{ cm}^3 \qquad I_x = 605 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 17.80 \text{ cm}^3 \qquad I_y = 62.7 \text{ cm}^4$$

$$(V-4) \implies 972.21 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ Kg / m}^2$$

2/ condition de la flèche :

On doit vérifier la formule (V-8) :

La vérification des flèches se fait avec les charges non pondérés.

$$q_x = 112.86 \text{ kg / ml}$$

$$q_y = 36.64 \text{ kg / ml}$$

La flèche admissible : $f_{x \text{ adm}} = \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm}$

$$f_{y \text{ adm}} = \frac{l}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

(V-8) \implies $f_x = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.71 \text{ cm} < f_{x \text{ adm}} = 2,5 \text{ cm}$

$f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 0.41 \text{ cm} < f_{y \text{ adm}} = 1.25 \text{ cm}$

Donc la flèche est vérifiée

3/ Cisaillement:

On doit vérifier la formule (V-17) :

Plan y - y

$$T_x^{\text{max}} = q_x \cdot \frac{l}{2} = 282.15 \text{ kg} \dots\dots\dots (V-9)$$

$$A_{\text{ame}} = h_1 a = 6.86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (V-10)$$

Soit : $\tau_x = 41.13 \text{ kg / cm}^2$

Plan x - x

$$T_y^{\text{max}} = R_2^y = 1.25 q_y \cdot \frac{l}{2} \dots\dots\dots (V-13)$$

$$T_y^{\text{max}} = 114.5 \text{ kg}$$

Soit : $\tau_y^{\text{max}} = 32.87 \text{ kg / cm}^2$

$$(V-17) \implies 41.13 \text{ kg / cm}^2 \ll 1560 \text{ kg / cm}^2$$

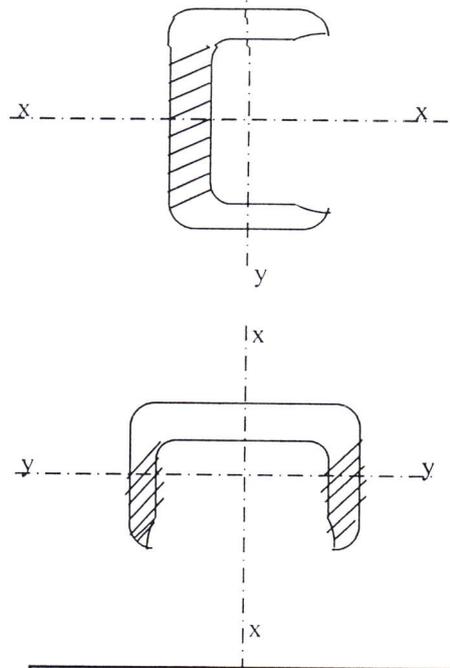


Fig (V-17) : Lisse cote longpan

On adopte un UPN 140 dont les caractéristiques sont données au annexe 3

On à un UPN 140

$$W_x = 86.4 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 605 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 17.80 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 62.7 \text{ cm}^4$$

$$(V-4) \implies 972.21 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ Kg / m}^2$$

2/ condition de la flèche :

On doit vérifier la formule (V-8) :

La vérification des flèches se fait avec les charges non pondérés.

$$q_x = 112.86 \text{ kg / ml}$$

$$q_y = 36.64 \text{ kg / ml}$$

La flèche admissible : $f_{x \text{ adm}} = \frac{l}{200} = 2.5 \text{ cm}$

$$f_{y \text{ adm}} = \frac{l}{200} = 1.25 \text{ cm}$$

$$(V-8) \implies \left\{ \begin{aligned} f_x &= \frac{5 \cdot q_x \cdot l_x^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.71 \text{ cm} < f_{x \text{ adm}} = 2,5 \text{ cm} \\ f_y &= \frac{5 \cdot q_y \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 0.41 \text{ cm} < f_{y \text{ adm}} = 1,25 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

Donc la flèche est vérifiée

3/ Cisaillement:

On doit vérifier la formule (V-17) :

Plan y - y

$$T_x^{\text{max}} = q_x \cdot \frac{l}{2} = 282.15 \text{ kg} \dots\dots\dots (V-9)$$

$$A_{\text{ame}} = h_1 a = 6.86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (V-10)$$

Soit : $\tau_x = 41.13 \text{ kg / cm}^2$

Plan x - x

$$T_y^{\text{max}} = R_2^y = 1.25 q_y \cdot \frac{l}{2} \dots\dots\dots (V-13)$$

$$T_y^{\text{max}} = 114.5 \text{ kg}$$

Soit : $\tau_y^{\text{max}} = 32.87 \text{ kg / cm}^2$

$$(V-17) \implies 41.13 \text{ kg / cm}^2 \ll 1560 \text{ kg / cm}^2$$

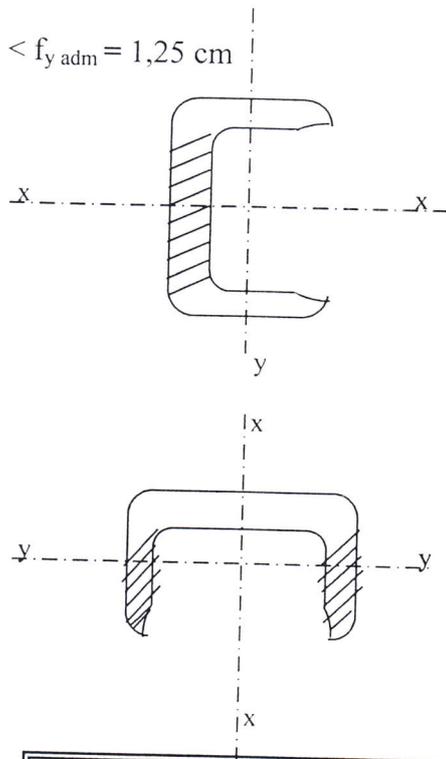


Fig (V-17) : Lisse cote longpan

On adopte un UPN 140 dont les caractéristiques sont données au annexe 3

b-/Lisse sur le pignon :

b₁-/ Evaluation des Charges:

UPN 180	22 kg / ml
Panneaux Sandwich	12.9 x 1.6 = 20.64 kg / ml
.....
	G = 42.64 kg / ml

$$q_y = \frac{4}{3} \cdot 42.64 = 56.85 \text{ kg / ml}$$

*** Pression de vent :**

$$q_x = 1.75 \times 70.54 \times (C_e - C_i) \times d$$

$$(C_e - C_i) = 0.98$$

$$d = 1.6$$

$$q_x = 193.56 \text{ kg / ml}$$

$$M_{\max}^x = 1419.65 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max}^y = 104.24 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b₂-/ Vérifications :

1-/ Résistance :

On doit vérifier la formule (V-4)

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y}$$

On a un UPN 180

$$W_x = 150 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 1350 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 22.40 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 114 \text{ cm}^4$$

$$(V-4) \implies 1411.79 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ Kg / m}^2$$

2-/ Condition de la flèche :

On doit vérifier la formule (V-8)

La vérification des flèches se fait avec les charges non pondérées

$$q_x = 110.690 \text{ kg / ml}$$

$$q_y = 42.64 \text{ kg / ml}$$

$$(V-8) \implies f_x = \frac{5 \cdot q \cdot l_x^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.18 \text{ cm} < f_{x \text{ adm}} = 2.5 \text{ cm}$$

$$(V-8) \implies f_y = \frac{5 \cdot q_y \cdot l_y^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 0.49 \text{ cm} < f_{y \text{ adm}} = 1,25 \text{ cm}$$

Donc elle est vérifiée.

3-/ Cisaillement:

On doit vérifier la formule (V-17)

Plan y - y

$$\tau_x = \frac{T_x}{A_{AME}}$$

$$T_x^{\max} = q_x \cdot \frac{l}{2} = 276.525 \text{ kg}$$

$$A_{ame} = h_1 a = 10.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \tau_x = 25.98 \text{ kg / cm}^2$$

Plan x - x

$$\tau_y^{\max} = \frac{T_y^{\max} \cdot S_y}{2 \cdot e_s \cdot I_y}$$

$$T_y^{\max} = R_2^y = 1.25 q_y \cdot \frac{l}{2} = 133.25 \text{ kg}$$

$$\text{Soit : } \tau_y^{\max} = 28.63 \text{ kg / cm}^2$$

$$(V-14) \implies 28.63 \text{ kg / cm}^2 << 1560 \text{ kg / cm}^2$$

On adopte un UPN 180 dont les caractéristiques sont données au annexe 4

V-2-4/ Calcul des liernes :

Les lisses sont réunies entre elles par des liernes (tiges en acier) dont le calcul est que pour les liernes des pannes.

$$F_1 = R_c^y = 1.25 q_y \frac{l}{2} = 133.25 \text{ Kg}$$

La liernes N° 8 est la plus sollicitée $F_8 = 8 F_1 = 1066 \text{ Kg}$

$$\frac{F_8}{A} \leq \sigma_c \Rightarrow A \geq \frac{F_8}{\sigma_c} = 0.44 \text{ cm}^2 \dots\dots (V-48)$$

$$\frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \geq 0.44 \Rightarrow \Phi \geq 7.52 \text{ mm}$$

Pour des raisons constructives et sécuritaires on prend des liernes de $\Phi 12$

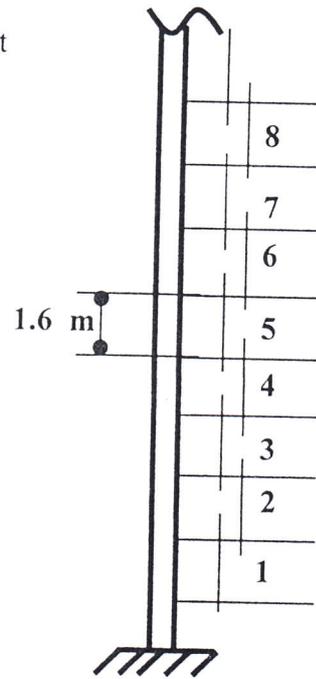


Fig :(V-18) - Disposition des liernes des

V-3/ Calcul des potelets :

V-3-1./ Introduction :

- Les potelets sont des poteaux appelés à supporter la charge horizontale du vent.
le potelet est supposé articulé en tête et en pied, il sera donc calculé comme une poutre isostatique simplement appuyée :

V-3-2-/Conception :

- Longueur du potelet $L = 13.93 \text{ m}$
- La surface reprise par le potelet $S = 71.60 \text{ m}^2$

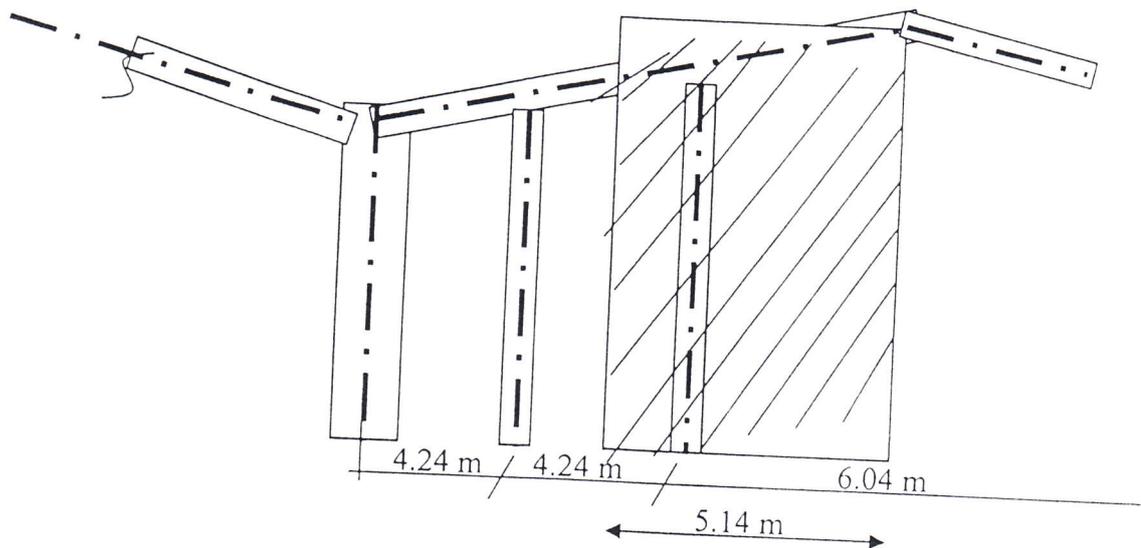


Fig (V-21) : Les potelets.

V-3-3-/ Evaluation des charges :

a-/Charges climatiques :

Pression du vent :

* $q_{xn} = 70.54 \cdot (c_i - c_e) \cdot S$

* $q_{xn} = 355.32 \text{ kg / ml}$

* $q_{xe} = 621.81 \text{ kg / ml}$

V-3-4-/ Pré dimensionnement:

On pré dimensionne avec le critère de déformabilité :

$$f_y = \frac{5 \cdot q_{xn} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \implies I_x \geq \frac{1000 \cdot q_{xn} \cdot l^3}{384 \cdot E} \dots \dots \dots (V-49)$$

$I_x = 11910.29 \text{ cm}^4$

On prend un **HEA 320**

c- / Vérification:

Il faut vérifier la formule (V-45)

Avec : $K_d = 1$ $\sigma_{fy} = 0$

$$\implies \frac{9}{8} (K \sigma + \sigma_{fx}) \leq \sigma_e \dots\dots\dots (V-50)$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = 1019.09 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (N : \text{charge permanente})$$

Evaluation de charge permanente :

- * poids propre de bardage (12.9 x 71.60) = 923.64 kg
- * poids propre des lisses (8 x 16 x 5.14) = 657.92 kg
- * poids propre de potelet (97.6 x 13.93) = 1359.56 kg

$$\implies N = 2941.43 \text{ kg}$$

$$\text{Donc } \sigma = \frac{N}{A} = 23.64 \text{ kg / cm}^2$$

c1 - /Plan de flambement:

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{l_0}{i_x} = 102.42$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{l_0}{i_y} = 185.98$$

$\lambda_y > \lambda_x \implies$ il y a risque de flambement dans le plan (x - x)

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 185.98 \implies k = 5.47$$

$$\frac{9}{8} (K \sigma + \sigma_{fx}) = 1291.95 \text{ kg / cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg / cm}^2$$

Donc il n'a pas risque de flambement

c2- / Déversement:

On doit vérifier uniquement la semelle intérieure au déversement ; car l'effort de la pression comprime la semelle intérieure ou il y a risque de déversement

$$q_{xe} = 1.75 q_{xn} (c_e - c_i).d$$

$$(c_e - c_i) = 1$$

Soit: $q_{xe} = -634.50 \text{ kg / ml}$

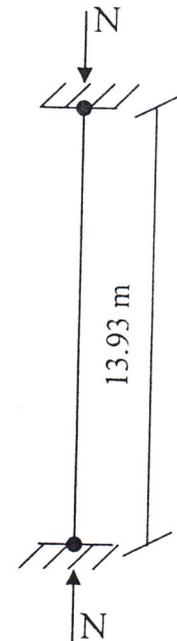


Fig (V-22) : L'effort sur potelet

Contrainte de flexion

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} \quad \text{avec } M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = 15390.36 \text{ kg m}$$

$$\text{Soit : } \sigma_{fx} = 1039.88 \text{ kg / cm}^2$$

1-/Détermination de la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 4.10^4 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C$$

2-/Détermination des coefficients :

$$\text{-Coefficient D : } D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{J \cdot l^2}{I_y \cdot h^2}}$$

$$\text{Soit } D = 2.36$$

$$\text{-Coefficient C : } C = 1.132. \quad (\text{Charge uniformément répartie})$$

$$\text{-Coefficient B : } B = \sqrt{1 + \left(0.405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D}\right)^2} - 0.405 \cdot \frac{\beta \cdot C}{D}$$

Avec : $\beta = 1$ (charge uniformément répartie)

$$B = 0.82$$

$$\text{Soit } \sigma_d = 7.61 \text{ kg / mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ kg / mm}^2$$

Donc il y a risque de déversement, alors on effectue une vérification au déversement.

3-/Calcul de l'élanement:

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 \cdot I_x}{B \cdot C \cdot I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\lambda_0 = 139.67$$

$$\lambda_0 = 139.67 \implies k_0 = 3.24$$

Calcul du coefficient de renversement k_d :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = 1.89$$

On vérifie que : $\sigma = k_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$

$$k_d \cdot \sigma_{fx} = 1970.01 \text{ kg / cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg / cm}^2$$

Donc il n'y a pas risque de déversement

Cisaillement:

La contrainte de cisaillement est : $\tau_X^{MAX} = \frac{T_X^{MAX}}{A_{\hat{a}me}} \leq 0.65 \sigma_e$

$$A_{\hat{a}me} = 46.28 \text{ cm}^2$$

$$T_X^{\max} = \frac{q_X \cdot l}{2} = 4330.90 \text{ kg}$$

$$\text{Soit : } \tau_X^{MAX} = 93.58 \text{ kg / cm}^2$$

$$\implies \tau_X^{MAX} = \frac{T_X^{MAX}}{A_{\hat{a}me}} = 93.58 \text{ kg / cm}^2 \leq 0.65 \sigma_e = 1650 \text{ kg / cm}^2$$

On adopte un HEA 320 dont les caractéristiques sont données au annexe 5

CHAPITRE

VI

ETUDE

DU PORTIQUE

VI-1/ Introduction :

- Les portiques doivent résister au poids de la couverture, à la neige et aux efforts du vent s'exerçant sur des éléments de façade butée au niveau de sol et au niveau des têtes des poteaux.

VI-2/ Dimensionnement des éléments de portique :

Notre choix est :

HEA 500 pour les poteaux

HEA 500 pour les traverses

VI-2.1/ Poteaux

a./ Effet des charges verticales sur un poteaux :

*** Charge permanente :**

- Couverture et équipement divers 14 kg/m²
- Pannes et traverses 33.08 kg/m²
- Poutre de freinage 0.27 kg/m²
- Console 0.73kg/m²
- Poids d'un pont roulant + Chariot 118.26 kg/m²
- Poutre de roulement +Rail 6.28 kg/m²
- poids de la ferme 12 kg/m²

La charge permanente totale sera :

$$G = 184.62 \text{ kg/m}^2$$

*** Charge climatique :**

- Neige :

$$N_n = 56.1 \text{ kg/m}^2$$

La charge verticale par poteau est :

$$P = 27682.8 \text{ kg intermédiaire}$$

L'encastrement des poteaux sur la traverse produit un moment de flexion M_a , dont la valeur en tête et donné par la formule :

$$\frac{M_a}{M_t} = \frac{1}{\frac{3}{2} + \frac{I_t \cdot h}{I_p \cdot L}} \dots \dots \dots \text{ (VI-1)}$$

$$M_t = 79588.05 \text{ kg.m}$$

I_t : Inertie de la traverse ($I_t = 86975 \text{ cm}^4$)

I_p : Inertie de poteau ($I_t = 86975 \text{ cm}^4$)

h : Hauteur du poteau

L : Portée de la traverse

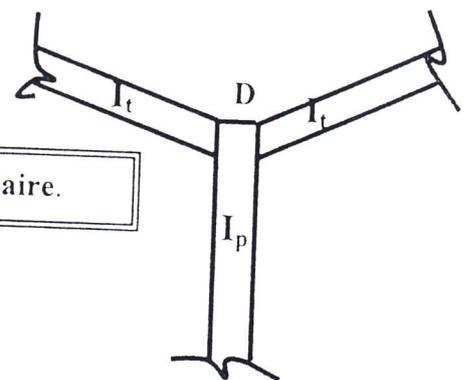


Fig (VI-1) : poteau intermédiaire.

$$(VI-1) \implies \frac{M_a}{M_t} = \frac{1}{2.06} \quad \text{d'où } M_a = 38737.37 \text{ kg.m}$$

b-/ Effet du vent :

Effort en tête des poteaux :

$$F = 2292.55 \text{ kg}$$

Donc les moments en tête des poteaux sont :

$$M_a = \frac{F}{2} \cdot h = 14901.58 \text{ kg.m} \quad \dots\dots\dots (VI-2)$$

VI-2.2/ Vérification des poteaux :

- Le cas le plus défavorable est ici celui du vent accompagné d'une charge moitié de neige.

$$N = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}N_R \quad \dots\dots\dots (VI-3)$$

$$N = 38878.21 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 1.66 \text{ kg/mm}^2 \quad \dots\dots\dots (VI-4)$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W} \quad \dots\dots\dots (VI-5)$$

* Moment du au vent : $M_{vent} = \frac{17}{12} \times 14901.58 = 21110.57 \text{ kg.m}$

* Moment du au poids : $M_{poids} = 45769.93 \text{ kg.m}$

$$M = M_{vent} + M_{poids} = 66880.68 \text{ kg.m}$$

Soit : $\sigma_f = 18.83 \text{ kg/mm}^2$

a-/ Calcul de longueur de flambement :

• pour un poteau intermédiaire :

$$l_f = l_0 \cdot \sqrt{\frac{1.6 + 2.4 \cdot k_A}{k_A}} \quad \dots\dots\dots (VI-6)$$

k_A : coefficient d'encastrement

l_0 : longueur du poteau

$$k_A \text{ est donnée par : } k_A = \frac{\frac{I_t}{l_t}}{\frac{I_t}{l_t} + \frac{I_t}{l_t} + \frac{I_p}{l_p}} \quad \dots\dots\dots (VI-7)$$

On a : $\frac{I_t}{l_p} = 1 \implies k_A = 0.26$

Soit : $l_f = 2.92 \times l_0 = 38.02 \text{ m}$

b-/Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 181.05$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 125.69$$

$\lambda_x > \lambda_y$ le flambement est à craindre dans le plan (y-y)

$$\lambda_{max} = 181.57 \implies k = 5.23$$

On doit vérifier que : $\frac{9}{8} \cdot (k \cdot \sigma + k_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$ (VI-10)

Dans notre cas $\sigma_{fy} = 0$

c-/Calcul de k_d :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_x \cdot h^2}{I_y \cdot l_f^2} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C$$
 (VI-11)

d-/Détermination des coefficients :

C = 1

B = 1

-Coefficient D : $D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{J \cdot l^2}{I_y \cdot h^2}}$ (VI-12)

et $J = 381 \text{ cm}^4$

Soit $D = 1.73$

Soit : $\sigma_d = 13.47 \text{ kg/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$

Il y a risque de déversement, alors on effectue une vérification au déversement.

e-/Calcul de l'élancement:

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 \cdot I_x}{B \cdot C \cdot I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \right)}$$
 (VI-13)

$\lambda_0 = 101.8 \implies k_0 = 1.936$

f-/Calcul de coefficient de renversement k_d :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (k_0 - 1)} = 1.26$$
 (VI-14)

On vérifie que : $\sigma = k_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$ (VI-15)

$$k_d \cdot \sigma_{fx} = 2372.58 \text{ kg / cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg / cm}^2$$

Donc pas risque de déversement

g-/Cisaillement:

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_X^{MAX} = \frac{T_X^{MAX}}{A_{\hat{c}_{ame}}} \leq 0.65 \sigma_e \dots\dots\dots (VI-16)$$

Avec :

$$A_{\hat{c}_{ame}} = 76 \text{ cm}^2$$

$$T_X^{max} = \frac{q_X \cdot l}{2} = 213708.36.3 \text{ kg} \dots\dots\dots (VI-17)$$

$$\text{Soit : } \tau_X^{MAX} = 1405.97 \text{ kg / cm}^2$$

$$\implies \tau_X^{MAX} = \frac{T_X^{MAX}}{A_{\hat{c}_{ame}}} = 1405.97 \text{ kg / cm}^2 \leq 0.65 \sigma_e = 1650 \text{ kg / cm}^2$$

donc notre choix est bon , pour cela on garde le profilé HEA 500 .

Donc on adopte un HEA 500 dont les caractéristiques sont données aux annexes 6

VI-2.3/ Traverse :

Pour les traverses on vérifié de même profilé HEA 500

Il s'agit de vérifier que : $\frac{9}{8} \cdot (k \cdot \sigma + k_d \cdot \sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$ (VI-18)

a-/Calcul de l'élanement :

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 27.55$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 159.80$$

$\lambda_y > \lambda_x$ le flambement est à craindre dans le plan (x-x)

$$\lambda_{max} = 159.80 \implies k = 4.113$$

b-/Calcul de k_d :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_x \cdot h^2}{I_y \cdot l_f} \cdot (D-1) \cdot B \cdot C \text{ (VI-19)}$$

c-/Détermination des coefficients :

$$C = 1$$

$$B = 1$$

d-/Coefficient D :
$$D = \sqrt{1 + 0.156 \cdot \frac{J \cdot l^2}{I_y \cdot h^2}} \text{ (VI-20)}$$

$$J = 381 \text{ cm}^4$$

$$\text{Soit } D = 1.35$$

$$\text{Soit : } \sigma_d = 11.60 \text{ kg / mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ kg / mm}^2$$

Il y a risque de déversement, alors on effectue une vérification au déversement.

e-/Calcul de l'élanement:

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 \cdot I_x}{B \cdot C \cdot I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \right)} \text{ (VI-21)}$$

$$\lambda_0 = 168.45 \implies k_0 = 4.572$$

f-/Calcul de coefficient de renversement k_d :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d(k_0 - 1)}{\sigma_e}} = 1.68 \dots \dots \dots \text{(VI-22)}$$

On vérifie que : $\sigma = k_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e \dots \dots \dots \text{(VI-23)}$

$$k_d \cdot \sigma_{fx} = 897.36 \text{ kg / cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg / cm}^2$$

Donc pas risque de déversement .

g-/Cisaillement:

La contrainte de cisaillement est : $\tau_x^{MAX} = \frac{T_x^{MAX}}{A_{\hat{a}me}} \leq 0.65 \sigma_e \dots \dots \dots \text{(VI-24)}$

Avec :

$$A_{\hat{a}me} = 76 \text{ cm}^2$$

$$T_x^{max} = \frac{q_x \cdot l}{2} = 36541.52 \text{ kg}$$

Soit : $\tau_x^{MAX} = 480.81 \text{ kg / cm}^2$

$$\implies \tau_x^{MAX} = \frac{T_x^{MAX}}{A_{\hat{a}me}} = 480.81 \text{ kg / cm}^2 \leq 0.65 \sigma_e = 1650 \text{ kg / cm}^2$$

Donc notre choix est bon, pour cela on garde le profilé HEA 500 .

Donc on adopte un HEA 500 dont les caractéristiques sont données aux annexes 6

CHAPITRE

VII

ETUDE

DU

CONTREVENTEMENT

CHAPITRE VII

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

VII-1/ conception :

-les stabilités et les contreventements, ont pour fonction principale de reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant l'ouvrage, ainsi que d'empêcher les grandes déformations sous ces mêmes sollicitations horizontales les principaux efforts horizontaux sont :

- * les efforts dûs aux vents.
- * les efforts dûs aux ponts roulants.
- * les efforts dûs au séisme.

Les principales fonctions des stabilités et contreventements sont :

- D'assurer la stabilité statique et de maintenir une bonne position des élément en place.
- De limiter les déformations de l'ouvrage pour respecter la réglementation

VII-2/ Stabilité horizontale:

a/ Introduction :

D'une manière générale, lorsque la couverture des versants est des tôles nervurées ou des panneaux sandwichs, on ne doit pas tenir compte de la résistance propre des éléments de la couverture dans son plan, pour assurer le contreventement des versants. On prévoit de ce fait, des poutres de contreventement horizontales

Pour notre cas on a deux (2) blocs de 65 m de longueur, alors on doit prévoir des poutres de contreventement aux deux extrémités de chaque bloc Fig (VII-1) , (VII-2).

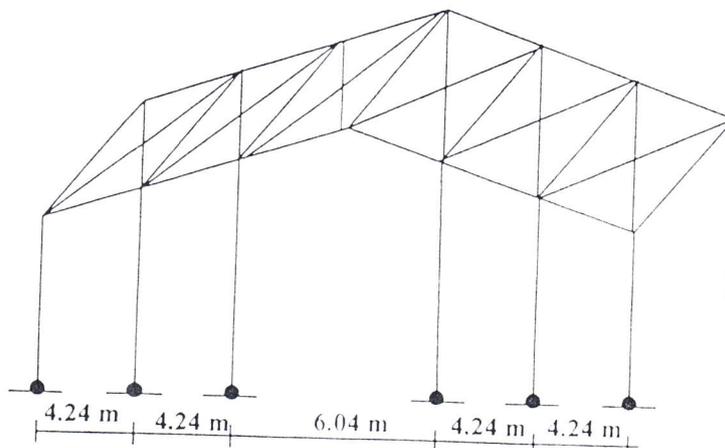


Fig (VII-2) : Stabilité horizontale.

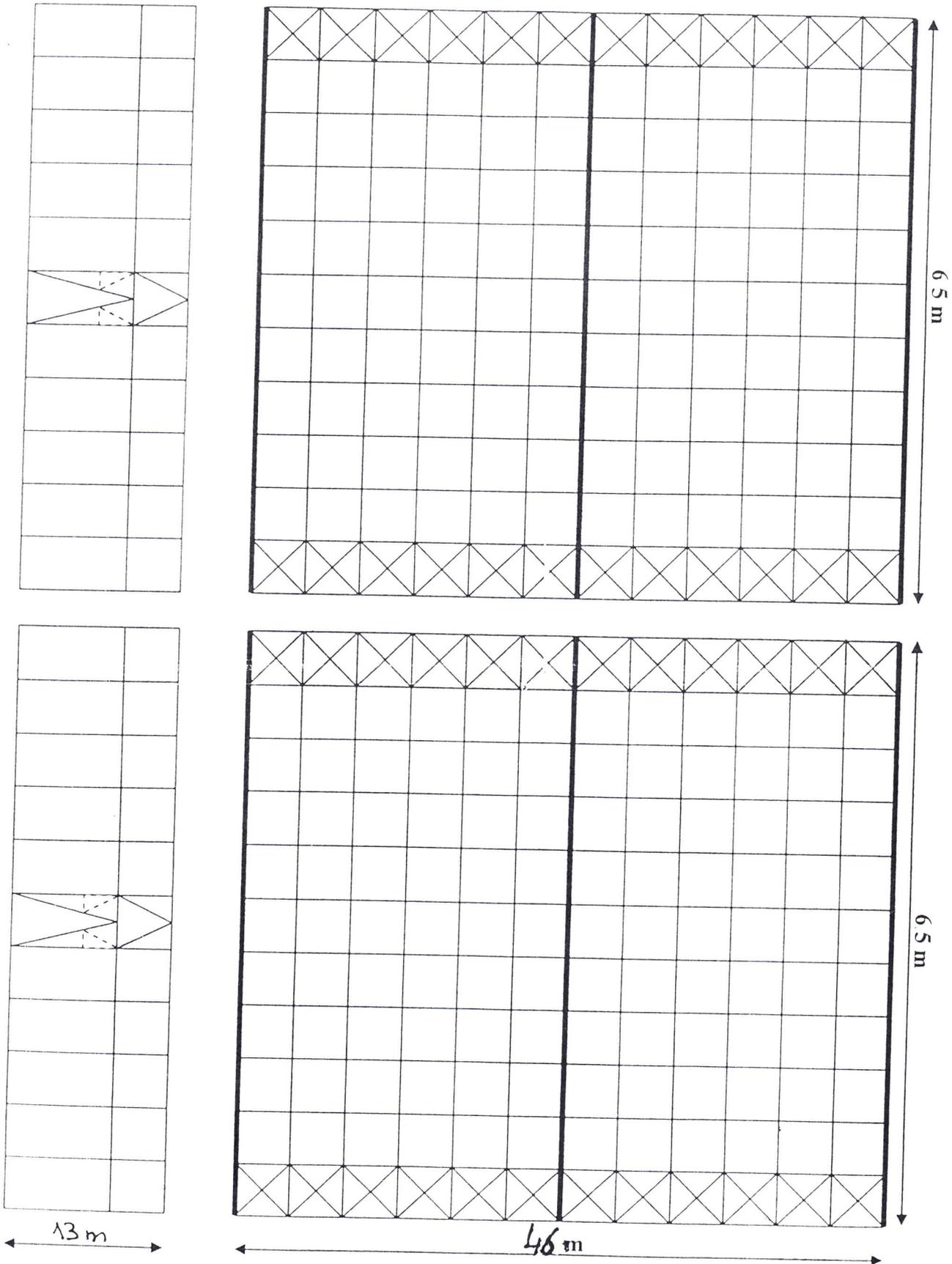


Fig (VII-3) : Disposition de la stabilité .

b/ Calcul :

Les différentes charges agissent sur la poutre au vent sont :

- * force d'entraînement
- * force de contact c'est la réaction R du potelet sous l'effet du vent

La pression du vent extrême est $q_e = 123.44 (c_e - c_i)$

Avec $(c_e - c_i) = 0.98 = q_e = 120.98 \text{ kg/m}^2$

$$R_1 = 120.98 \times 2.12 \times 6 = 3077.73 \text{ kg}$$

$$R_2 = 120.98 \times 4.24 \times 6 = 3077.73 \text{ kg}$$

$$R_3 = 120.98 \times 5.14 \times 6 = 3731.02 \text{ kg}$$

La poutre au vent est calculée comme une poutre en treillis simplement appuyée et avec des nœuds articulés

$$R_A = R_B = 8347.62 \text{ kg}$$

La barre la plus sollicitée en traction est celle de rive

La longueur de la diagonale est : $l_d = \sqrt{(4.24)^2 + (5)^2} = 6.55 \text{ m}$

$$\cos \alpha = \frac{R}{N_t} \implies N_t = \frac{R}{\cos \alpha}$$

Avec:

$$R = 6808.74 \text{ kg}$$

$$\cos \alpha = 0.763$$

Soit : $N_t = 8923.65 \text{ kg}$

D'où la section nette : $A \geq \frac{N_t}{\sigma_c} = 3.72 \text{ cm}^2$

Ainsi on doit vérifier la condition de l'élanement ($\lambda_{\min} \leq 350$)

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \leq 400 \implies i_{\min} \geq \frac{l_0}{400} = 1.637 \text{ cm}$$

Donc on adopte des cornières 60 x 60 x 9 dont les caractéristiques sont données aux annexes 7

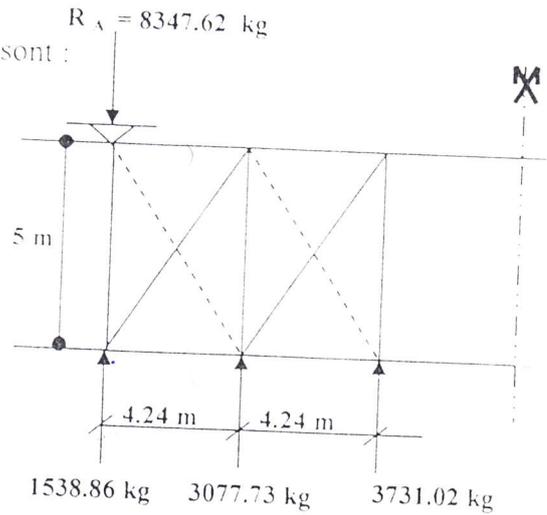


Fig (VII-2) : Stabilité horizontale.

VII-3- / Stabilité verticale:

Les Stabilités verticales sont principalement sollicitées par les différents efforts:

Pour les calculs on prend une stabilité intermédiaire qui est la plus sollicitée.

Puisque on a une stabilité pour chaque bloc on aura:

La réaction de la poutre au vent $H_1 = 2 R_B = 2 \times 8347.62 = 16695.24 \text{ kg}$

- la force de freinage du pont roulant $H_2 = 2 \times R = 5332 \text{ kg}$

Longueur de la diagonale $D_1 = \sqrt{(2.5)^2 + (3.5)^2}$

$D_1 = 4.30 \text{ m}$

Longueur de la diagonale $D_2 = \sqrt{(2.5)^2 + (9.5)^2}$

$D_2 = 9.82 \text{ m}$

$\cos \alpha = 0.581$

$\cos \beta = 0.254$

L'effort dans la diagonale $D_1 : N_{D1} = \frac{H_1}{2 \cdot \cos \alpha}$

$N_{D1} = 14367.68 \text{ kg}$

L'effort dans la diagonale $D_2 : N_{D2} = \frac{(H_1 + H_2)}{2 \cdot \cos \beta}$

$N_{D2} = 43360.71 \text{ kg}$

a/ Calculs des sections :

Diagonale D_1 :

$A_1 \geq \frac{N_{D1}}{\sigma_e} \dots \dots \dots (VII-1)$

$A_1 = 5.98 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que l'élanement $\lambda \leq 350$

$i_{\min} \geq \frac{l_f}{\lambda} \dots \dots \dots (VII-2)$

$i_{\min} = 1.22 \text{ cm}$

Diagonale D_2 :

$A_1 \geq \frac{N_{D2}}{\sigma_e} = 18.07 \text{ cm}^2$

On doit vérifier l'élanement $\lambda \leq 350$

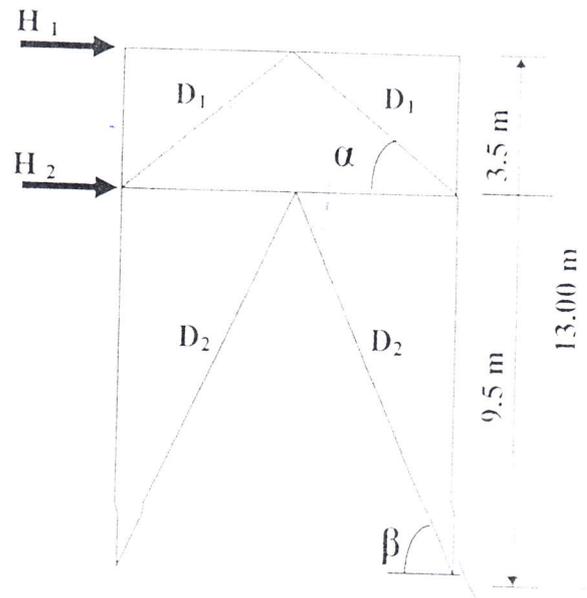


Fig (VII-3) : Stabilité verticale

$$i_{\min} \geq \frac{l_f}{\lambda} = 2.8 \text{ cm}$$

Donc on adopte des cornières 100x100x10 dont les caractéristiques sont données aux annexes 8

VII-4-/ Calcul du déplacement horizontal de la palée de stabilité :

Le déplacement horizontal δ d'une palée de stabilité est donné par la formule suivante :

$$\delta = \sum \frac{N_i \bar{N}_i \cdot l_i}{E_i \cdot A_i} \quad \text{Théorème de MAXWELLE (VII-3)}$$

N : effort dans les barres dû aux forces réelles

\bar{N} : effort dans les barres dû aux forces unitaires

A : aire de la section de la barre (i)

l_i : longueur de la barre (i)

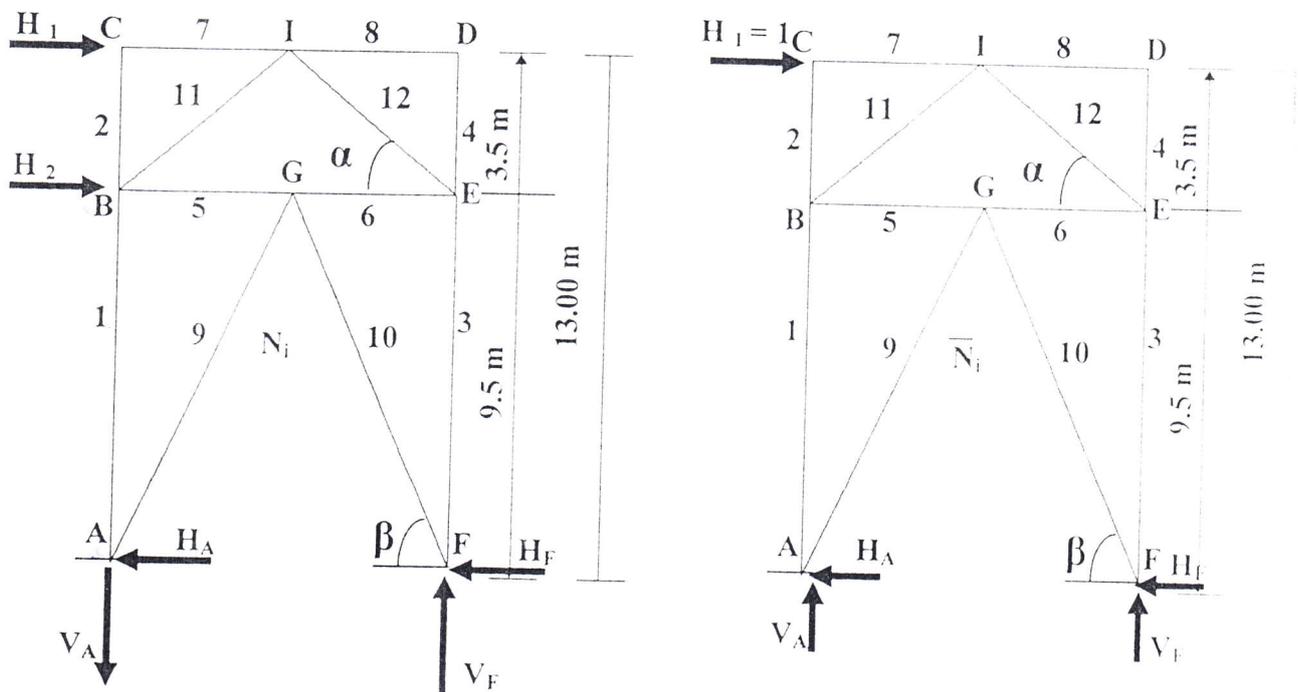


Fig (VII-4) : Les efforts sur le palée de stabilité

Pour le calcul des efforts dans les barres on utilise la méthode d'équilibre des nœuds.

- Les efforts sont donnés dans le tableau (VII-1)

Tab (VII-1) : les efforts dans les barres.

BARRES	L_1 (cm)	A_1 (cm ²)	N_1 (kg)	\bar{N}_1 (kg)	ξ (cm)
1	950	197.5	27936.55	0.99	133034.55
2	350	197.5	0	0	0
3	950	197.5	-27936.55	-0.99	133034.55
4	350	197.5	0	0	0
5	250	34	-35961.55	-0.5	132211.58
6	250	34	35961.45	0.5	132211.58
7	250	65	-39692.19	-1.00	152662.26
8	250	65	0	0	0
9	982	49.99	88631.69	1.97	3429916.97
10	982	49.99	-88631.69	-1.97	3429916.97
11	430	17.83	52718.50	0.68	864547.91
12	430	17.83	-52718.50	-0.68	864547.91

$$\xi_i = \frac{N_i \cdot \bar{N}_i}{A_i} \cdot L_i$$

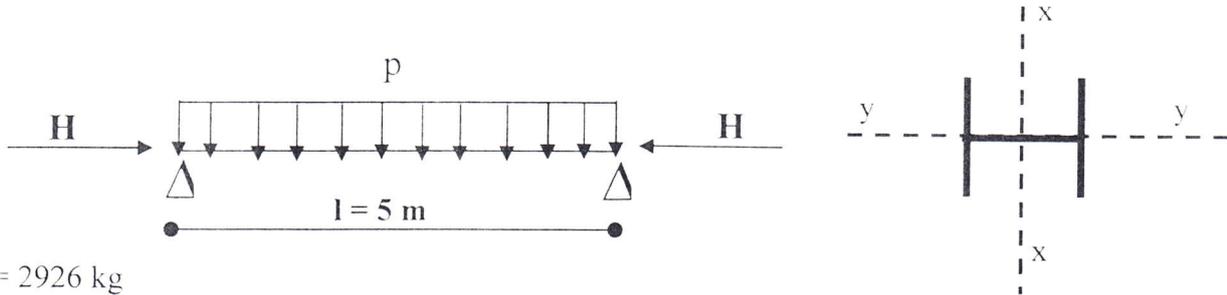
$$\delta = \frac{\sum \xi_i}{E_i} = 4.41 \text{ cm}$$

On limitera cette déformation à la déformation admissible $\delta_{adm} = \frac{H}{250} = 5.2 \text{ cm}$

$$\delta = 4.41 \text{ cm} < \delta_{adm} = 5.2 \text{ cm}$$

VII-5-/ Calcul de la poutre du palée de stabilité :

La traverse de palée de stabilité sera calculée sous l'effet de son poids propre et l'effet normal H ramené par la poutre de freinage.



$$H = 2926 \text{ kg}$$

On choisit un HEB 100

VII-5.1/ Recherche de plan de flambement :

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = 120.19$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 197.63$$

$\lambda_y > \lambda_x \implies$ le flambement est à craindre dans le plan (x - x)

$$\lambda_{\max} = 197.63 \implies k = 6.132$$

Vérification

On doit vérifier que : $\frac{9}{8}(k \cdot \sigma + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$

$$\text{Avec : } \sigma = \frac{H}{A} = 112.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{p \cdot l^2}{8 \cdot W_y} = 1.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{9}{8}(k \cdot \sigma + \sigma_{fy}) = 778.45 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

CHAPITRE

VIII

ETUDE

DU PONT ROULANT

CHAPITRE VIII
ETUDE DU PONT ROULANT

VIII-1/ Caractéristiques du pont :

Les ponts utilisés sont identiques, et ils ont les caractéristiques suivantes :

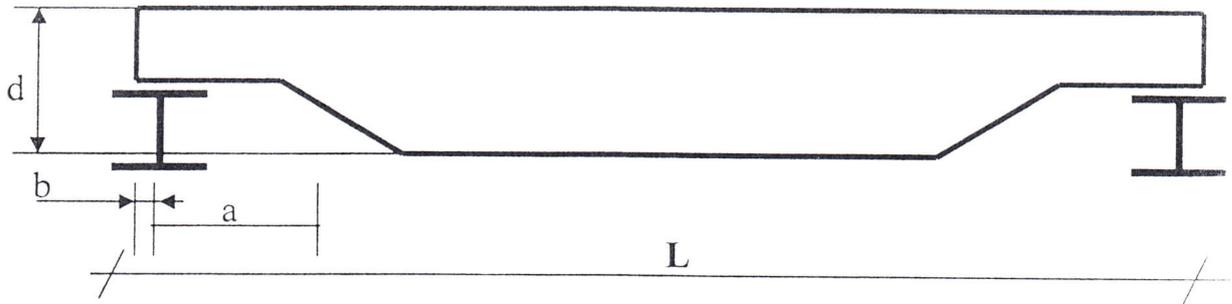


Fig (VIII-1) : Caractéristiques du pont roulant

$$L = 21.4 \text{ m}$$

$$b = 0.29 \text{ m}$$

$$d = 2.45 \text{ m}$$

$$e = 4 \text{ m}$$

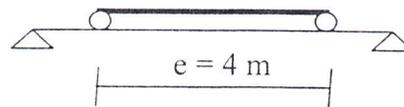


Fig (VIII-2) : Distance entre galets.

$B = 8.6 \text{ t} \rightarrow$ poids du pont et son équipement

$K = 5 \text{ t} \rightarrow$ poids du chariot et son équipement

$N = 15 \text{ t} \rightarrow$ Puissance

VIII-2/ Chemin de Roulement :

Les chemins de roulements sont soumis par la circulation des ponts à des sollicitations complexes ; des réactions verticales horizontales et longitudinales, par suite pour résister à ces divers efforts, la section à prévoir varie suivant l'importance du pont roulant (puissance, vitesse de levage ...) et de la portée du chemin de roulement.

Pour notre cas on aura une poutre de roulement indépendante posée sur chaque travée de 5 m.

Notre poutre de roulement sera calculée comme une poutre isostatique appuyée simplement sur les consoles des poteaux.

Pour éviter dans les chemins des roulements des efforts de torsion qui peuvent déterminer des contraintes importantes; il faut veiller à ce que l'assemblage au niveau de l'appui ne soit pas rigide et créer une certaine souplesse afin de permettre des rotations libres pour éviter la localisation des efforts aux extrémités.

VIII-2.1/ Charges à Considérer :

Les charges appliquées à un chemin de roulement sont :

- **Charge permanente :**

Elle comprend tous les éléments constituant le chemin de roulement (rail, poutre de roulement...)

- **Charges roulantes :**

Elles sont constituées par les réactions verticales et horizontales des galets de roulement ; ces réactions sont fonction de :

- Poids du pont roulant, du chariot et de la charge à lever
- Efforts dynamiques.

VIII-2.2/ Détermination des réactions :

Pour une portée de $L = 21.4 \text{ m}$ et une capacité de 15 t du pont, on détermine les différentes réactions

Les réactions verticales statiques par galet sont données par (CTICM) comme on peut les calculer par les formules suivantes :

$$R_{\max} = \frac{1}{2} \left[\frac{B}{2} + \frac{(k + N)(L - B)}{L} \right] \dots\dots\dots \text{(VIII-1)}$$

$$R_{\min} = \frac{1}{2} \left[B + \frac{k(a_{MIN})}{L} \right] \dots\dots\dots \text{(VIII-2)}$$

- B : Poids du pont et de son équipement
- K : Poids du chariot et son équipement
- L : Portée
- N : Poids de la charge nominale (puissance du pont)

Soit : $R_{\max} = 11.589 \text{ t m}$
 $R_{\min} = 4.44 \text{ t m}$

- Les réactions verticales dynamiques sont:

$$R^1_{\max} = \varphi_1 R_{\max} \dots\dots\dots \text{(VIII-3)}$$

$$R^1_{\max} = 13.32 \text{ t m}$$

$$R^1_{\min} = \varphi_1 R_{\min} \dots\dots\dots \text{(VIII-4)}$$

$$R^1_{\min} = 5.1 \text{ t m}$$

- Les réactions horizontales H_1 agissant longitudinalement à la voie du roulement et qui sont dues :
- à l'accélération et au freinage du pont roulant.
- au levage oblique de la charge.
- au choc des tampons sur les butoirs.

Les recommandations CTICM préconisent $H_1 = C R_{max}$ (VIII-5)

C : Coefficient d'adhérence (C = 0.2) c'est une valeur limite au delà il y'aura glissement

$$R_1^3 = 2.66 \text{ t}$$

- Les réactions horizontales R_1^3 agissant transversalement à la voie du roulement et qui sont dues :
- à l'accélération et freinage de chariot.
- au levage oblique de la charge.

Il y a deux réactions inégales

a-/ Chariot au milieu de la portée du pont :

$$R_{max}^3 = \pm 0.02375. (1.047 (N+k) + B) \frac{1}{e} + 0.02375 (N \frac{V}{e} + k) \dots\dots (VIII-6)$$

$$R_{max}^3 = \pm 0.445 \text{ t}$$

$$R_{min}^3 = \pm 0.02375. (1.047 (N+k) + B) \frac{1}{e} - 0.02375 (N \frac{V}{e} + k) \dots\dots (VIII-7)$$

$$R_{min}^3 = \pm 0.094 \text{ t}$$

b-/Chariot à distance minimale de la poutre de roulement :

$$R_{max}^3 = \pm 0.0052. (N+k + 5B) \frac{1}{e} + 0.02375 (N \frac{V}{e} + k) \dots\dots(VIII-8)$$

$$R_{max}^3 = \pm 0.352 \text{ t}$$

$$R_{min}^3 = \pm 0.0052. (N+k + 5B) \frac{1}{e} - 0.02375 (N \frac{V}{e} + k) \dots\dots(VIII-9)$$

$$R_{min}^3 = \pm 0.188 \text{ t}$$

VIII-3/ Calcul du chemin de roulement :

VIII-3-1 / Efforts dus aux surcharges:

a/ Moment fléchissant :

Le moment max est donné par la position des galets la plus défavorable suivante d'après le théorème de BARRE'.

$$M_{max} = R_{max}^1 \frac{(2.l - e)^2}{8.l} \dots(VIII-10)$$

$$M_{max} = 11.98 \text{ t.m}$$

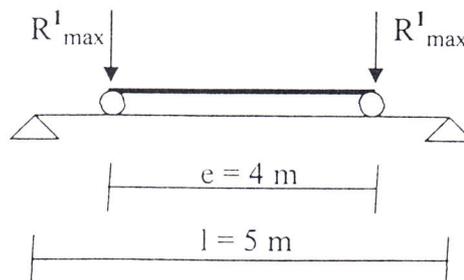


Fig (VII-3) : Position des galets

b-/Effort tranchant max :

L'effort tranchant est max lorsque une des réactions (R_{max}) est sur l'appui

$$T_{max} = R_{max}^1 + R_{max}^1 \left(\frac{l-e}{l} \right) = R_{max}^1 \left(2 - \frac{e}{l} \right) \dots\dots\dots(VIII-11)$$

$$T_{max} = 15.98 \text{ t}$$

VIII-3.2-/ Pré dimensionnement :

Les recommandations du CTICM limitent les flèches verticales et horizontales à : $\frac{l}{750}$ de la portée des poutres

Donc la flèche admissible est $f_{adn} = 0.66 \text{ cm}$

a-/ Calcul de la flèche :

Pour la flèche max dans la poutre de roulement on fait la superposition des deux (2) cas:

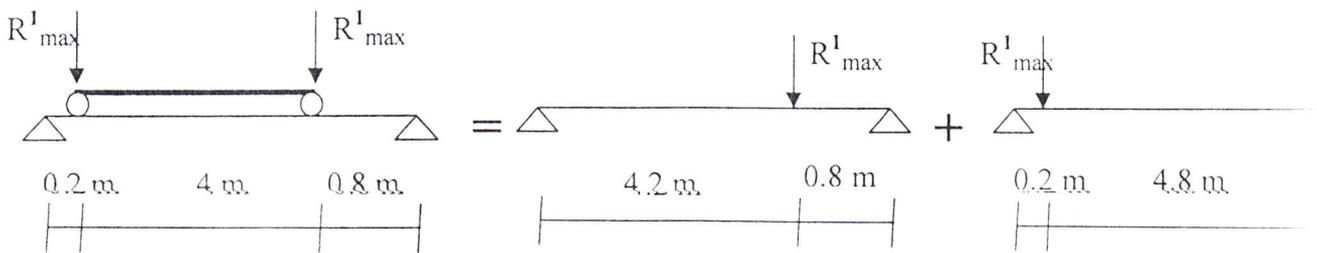


Fig (VIII-4) : différent positions des galets.

• **Cas 1:**

$$Y_1(x) = \frac{R_{MAX}^1 \cdot b \cdot X}{6.E.I_X \cdot l} (l^2 - b_1 - x^2) \dots\dots\dots(VIII-12)$$

• **Cas 2 :**

$$y_2(x) = \frac{R_{MAX}^1 (l-X) \cdot a_2 \cdot l}{6.E.I} \left(1 - \frac{a_1^2}{l^2} - \frac{(l-X)^2}{l^2} \right) \dots\dots\dots (VIII-13)$$

La déformée totale est la somme des déformées des deux (2) cas:

$$(y_1 + y_2)(x) = \frac{R_{MAX}^1 \cdot l}{6.E.I} \left(b_1 x \left(1 - \frac{b_1^2}{l^2} - \frac{a^2}{l^2} \right) + a_2 (l-x) \left(1 - \frac{a_1^2}{l^2} - \frac{(l-X)^2}{l^2} \right) \right) \dots\dots (VIII-14)$$

De même les équations des rotations des deux cas sont les suivantes :

$$\varphi_1^{(x)} = \frac{R_{MAX}^1 \cdot b_1 \cdot l}{6.E.I} \left(1 - \frac{b_1^2}{l^2} - \frac{3 \cdot x^2}{l^2} \right) \dots\dots\dots(VIII-15)$$

$$\varphi_2^{(x)} = \frac{p \cdot l \cdot a_2}{6 \cdot E \cdot I} \left(1 - \frac{a_2^2}{l^2} - \frac{3 \cdot (l-x)^2}{l^2} \right) \dots \dots \dots \text{(VIII-16)}$$

L'équation totale des rotations est $(\varphi_1 + \varphi_2)(x)$

$$(\varphi_1 + \varphi_2)(x) = \frac{R_{MAX}^1 \cdot l}{6 \cdot E \cdot I} \left(\frac{3 \cdot b_1}{l^2} + \frac{3 \cdot a_1}{l^2} \right) x^2 + \frac{b \cdot a_1}{l} x + \left(b_1 - \frac{b_1^3}{l^2} + a_2 - \frac{a_1^3}{l^2} - 3 \cdot a_2 \right) \dots \dots \text{(VIII-17)}$$

Alors la flèche (max) est obtenu lorsque $(\varphi_1 + \varphi_2)(x) = 0$.

lorsque le pont est à cette position.

$$a_1 = 4.2 \text{ m}$$

$$b_1 = 0.8 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.2 \text{ m}$$

$$b_2 = 4.8 \text{ m}$$

$$(\varphi_1 + \varphi_2)(x) = 0 \Rightarrow \text{la flèche est max à la distance } x = 1.15 \text{ m}$$

$$\text{La flèche max } f_{\max} = (y_1 + y_2)(1.15) = 5.59531 \frac{R_{MAX}^1 \cdot l}{6 \cdot E \cdot I} \dots \dots \text{(VIII-18)}$$

$$\text{Condition de la flèche} \quad f_{\max} \leq 0.66 \text{ cm}$$

$$5.59531 \frac{R_{MAX}^1 \cdot l}{6 \cdot E \cdot I} \leq 0.66 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{R_{MAX}^1 \cdot l}{3 \cdot E} = 44810.924 \text{ cm}^4$$

on choisit un **HEA 400**

Donc on adopte un HEA 400 dont les caractéristiques sont données aux annexes 9

VIII-3-3/ Contraintes Principales :

a/Contraintes dues aux charges verticales :

a₁/ Charges permanentes :

* poids du rail (0.05 x 0.05) x 7850 = 19.63 kg /ml

* poids propre de la poutre HEA 200 125 kg / ml

W = 144.63 kg / ml

$$M_{\max} = \frac{W \cdot l^2}{8} = 451.97 \text{ kg m} \quad \text{..... (VIII-19)}$$

La contrainte normale due aux charges permanentes

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_x} \quad \text{..... (VIII-20)}$$

$$\sigma_p = 19.51 \text{ kg / cm}^2$$

La contrainte tangentielle due aux charges permanentes

$$\tau_p = \frac{T_{\max}}{a \cdot h_1} \quad \text{..... (VIII-21)}$$

a = 1.1 cm "épaisseur de l'âme"

h₁ = 31.4 cm "partie droite de l'âme "

$$T_{\max} = \frac{W \cdot l}{2} \quad \text{..... (VIII-22)}$$

$$T_{\max} = 361.57 \text{ kg}$$

$$\text{Soit : } \tau_p = 10.47 \text{ kg / cm}^2$$

a₂ / Surcharges verticales:

$$M_{\max} = 11.98 \text{ t m}$$

$$T_{\max} = 15.98 \text{ t}$$

Donc la contrainte normale due aux surcharges verticales est:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{\max}}{W_{\max}} \quad \text{..... (VIII-23)}$$

$$\sigma_{s1} = 518.61 \text{ kg / cm}^2$$

la contrainte tangentielle due aux surcharges verticales est:

$$\tau_{s1} = \frac{T_{\max}}{a \cdot h_1} \quad \text{..... (VIII-24)}$$

$$\tau_{s1} = 462.65 \text{ kg / cm}^2$$

Contrainte due aux charges longitudinales:

$$\sigma = \frac{H_l}{(A_s + 15a^2)} \dots\dots\dots (VIII-25)$$

$$\sigma = 36.19 \text{ kg / cm}^2$$

Sous l'effet de R_l la pièce risque de flamber suivant le plan (y-y). Alors on tient compte du coefficient d'amplification des contrainte de compression :

$$\sigma_{s3} = k \sigma \dots\dots\dots (VIII-26)$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{l}{i_x} \dots\dots\dots (VIII-27)$$

$$\lambda_x = 20.20 \implies k = 1.015$$

$$\text{Soit : } \sigma_{s3} = 36.73 \text{ kg / cm}^2$$

La contrainte de cisaillement τ_{s3} est nulle

b/ Contraintes dues aux charges transversales:

Pour l'évolution de cette contrainte, il faut prévoir une excentricité de la réaction maximale verticale après une usure de rail sous l'effet des frottements des galets après une grande période d'utilisation. Donc on aura une torsion dans la poutre qui va nous engendrer un couple créant des forces de cisaillement au niveau des ailes qui vont s'ajouter aux forces de freinage transversales du chariot .

$$d = \frac{a}{4} = 12.5 \text{ mm (épaisseur du rail } a = 50 \text{ mm)}$$

L'effort sollicitant la semelle :

$$H_T = H_l + \frac{R_{MAX} \cdot d + H_l \cdot a}{h} \dots\dots\dots (VIII-28)$$

$$H_T = 1600.7 \text{ kg}$$

Donc le moment max sollicitant la semelle de la poutre est :

$$M_{max} = \frac{H_T \cdot (2l - e)^2}{8.l} \dots\dots\dots (VIII-29)$$

$$M_{max} = 1440.63 \text{ kg m}$$

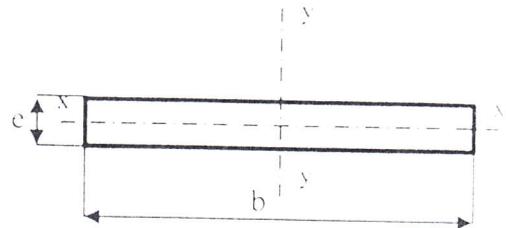
$$T_{Max} = H_T \cdot (2 - \frac{e}{l}) \dots\dots\dots (VIII-30)$$

$$T_{Max} = 1920.84 \text{ kg}$$

c/ Caractéristiques de la section résistante :

$$I_y = \frac{e \cdot b^3}{12} \dots\dots\dots (VIII-31) \quad I_y = 4275 \text{ cm}^4$$

$$W_y = \frac{I_y}{\mathcal{G}_y} = \frac{2I_y}{b} \dots\dots(VIII-32) \quad W_y = 285 \text{ cm}^3$$



c₁ -/ La contrainte normale:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{MAX}}{W_y} \dots\dots\dots (VIII-33) \quad \sigma_{s2} = 505.48 \text{ kg / cm}^2$$

c₂ -/la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{s2} = \frac{T_{MAX} \cdot S_y}{e_s \cdot I_y} \dots\dots\dots (VIII-34)$$

$$\tau_{s2} = 50.55 \text{ kg / cm}^2$$

d-/ Contrainte secondaire :

d₁ -/ contrainte due à la pression locale :

Les recommandations de CTICM donnent la formule suivante :

$$\sigma_y = \varphi_f \frac{R_{1MAX}}{Z \cdot e_u} \dots\dots\dots (VIII-35)$$

$$Z = 2 \cdot h + a \quad (a = 50\text{mm ; " surface de contact du galet ")}$$

$$h = e_s + a = 69\text{mm} \rightarrow Z = 188 \text{ mm}$$

φ_f : coefficient du fatigue $\varphi_f = 1.1$

$$\implies \sigma_y = 644.10 \text{ kg / cm}^2$$

VIII-3.4-/ Vérification des contraintes :

Deux (2) types de vérification sont nécessaires :

a-/ vérification de la résistance :

La résistance de tous les éléments du chemin de roulement est donnée par les inégalités suivantes : en tenant compte des coefficients de pondération donnés par les règles CM 66.

1/ Contraintes normales :

$$\frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} \Phi \sigma_{S1} \leq \sigma_e \dots\dots\dots (VIII-36)$$

Avec:

ϕ : coefficient de majoration dynamique

Donc : (VIII-36) $\implies 803.92 \text{ kg / cm}^2 \leq 2400 \text{ kg / cm}^2$

$$\frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} (\sigma_{S1} + \sigma_{S2} + \sigma_{S3}) \leq \sigma_e \dots\dots\dots \text{(VIII-37)}$$

(VIII-37) $\implies 1617.22 \text{ kg / cm}^2 \leq 2400 \text{ kg / cm}^2$

2/ Contraintes tangentielles :

Il faut vérifier que :

$$1/ \frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} \Phi \tau_{S1} \leq 0.65 \cdot \sigma_e \dots\dots\dots \text{(VIII-38)}$$

(VIII-38) $\implies 707.94 \text{ kg / cm}^2 \leq 1650 \text{ kg / cm}^2$

$$2/ \frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} (\tau_{S1} + \tau_{S2} + \tau_{S3}) \leq 0.65 \cdot \sigma_e \dots\dots\dots \text{(VIII-39)}$$

(VIII-39) $\implies 783.76 \text{ kg / cm}^2 \leq 1650 \text{ kg / cm}^2$

b-/ Vérification spéciale de la fatigue:

Les éléments à vérifier à la fatigue sont les semelles supérieures, la tranche supérieure de l'âme et les soudures d'assemblage de ces éléments entre eux.

b₁-/ Contraintes normales :

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{4}{3} \sigma_p + \Phi_f \sigma_{S1} + \sigma_{S2} + \sigma_{S3} \leq \sigma_f \dots\dots\dots \text{(VIII-40)}$$

Φ_f : Coefficient de majoration de fatigue il est pris égal à 1.10

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

Donc : (VIII-40) $\implies 1132.21 \text{ kg / cm}^2 \leq 1600 \text{ kg / cm}^2$

b₂-/ Contrainte équivalente :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_C \leq \sigma_f \dots\dots\dots \text{(VIII-41)}$$

Avec :

$$* \sigma_c = \sqrt{\sigma_y^2 + \sigma_2^2 - \sigma_y \sigma_2 + 3\tau^2} \dots\dots\dots \text{(VIII-42)}$$

$$\tau = \tau_y \tau_p + \Phi_f \tau_{S1} \dots\dots\dots \text{(VIII-43)}$$

$$\tau = 519.39 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1132.20 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_y = 644.10 \text{ kg / cm}^2$$

(VIII-41) $\implies 984 \text{ kg / cm}^2 \leq 1600 \text{ kg / cm}^2$

b₃-/ Contraintes tangentielles :

On doit vérifier que :

$$\tau_p + \Phi_f \tau_{S1} + \tau_{S2} + \tau_{S3} \leq 0.65 \cdot \sigma_e \dots\dots\dots \text{(VIII-44)}$$

(VIII-44) ==> $569.94 \text{ kg / cm}^2 \leq 1650 \text{ kg / cm}^2$

c-/ Vérification des déformations :

c₁-/ Flèche verticale :

1-/Charge permanente :

P : (poids propre du poutre + rail (p = 144.63 kg / ml)

$$f_{1 \max} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 0.00125 \text{ cm}$$

2-/Charge roulantes :

$$f_{2 \max} = 55953.1 \frac{R_{MAX} \cdot l}{6 \cdot E \cdot I_x} \dots\dots\dots \text{(VIII-45)} \quad f_{2 \max} = 0.56 \text{ cm}$$

La flèche max totale est : $f_{T \max} = f_{1 \max} + f_{2 \max} = 0.657 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.66$

La flèche verticale est vérifiée

C₂ -/ Flèche horizontale :

Sous l'effet de R^3

$$f_{\max} = 55953.1 \frac{R_{MAX}^3 \cdot l}{6 \cdot E \cdot I_y} \dots\dots\dots \text{(VII-46)}$$

$f_{\max} = 0.11 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.66 \text{ cm}$

la flèche horizontale est vérifiée

d-/ Vérification au déversement :

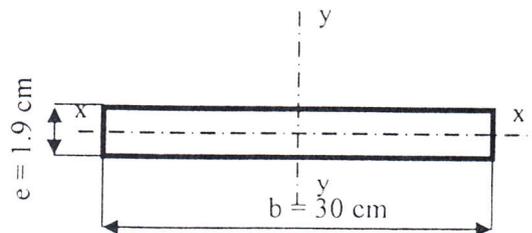
On n'a pas de poutre de raidissement donc aucun entretoisement de la semelle comprimé de la poutre de roulement n'est assuré, donc il y a risque de déversement

Vérification de la résistance de la semelle comprimée au flambement latérale pour cela on isole la semelle supérieure.

$$I_y = \frac{e \cdot b^3}{12} = 4275 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = 8.66$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 57.73 \implies k = 1.1725$$



On doit vérifier que : $k \sigma_f \leq \sigma_e \dots\dots\dots \text{(VII-47)}$

La section de la semelle est soumise à $\sigma_f = 803.27 \text{ kg / cm}^2$

(VIII-47) $\implies 941.83 \text{ kg / cm}^2 \leq 2400 \text{ kg / cm}^2$

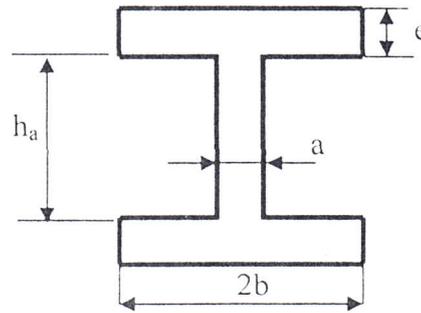
Il n'y a pas risque de déversement

e-/ Vérification au voilement :

1-/Semelles :

La condition de non voilement est donnée par le CM 66 (article 5. 211)

$b \leq 15 e \dots\dots\dots (VII-48) \quad \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}}$



$b \leq 28.5 \text{ cm}$

$b = 15 \text{ cm} \leq 28.5 \text{ cm}$

2-/L'âme :

On peut se dispenser de mettre des raidisseurs intermédiaires si dans toute section droite de la

poutre les valeurs σ et τ satisfont à : $\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0.015 \left(\frac{1000 \cdot e_a}{h_a}\right)^4 \dots\dots\dots (VII-49)$

σ : contrainte normale sur la fibre la plus comprimée de l'âme

$\sigma = 1.3 \sigma_p + 1.5 \Phi \sigma_{S1} \dots\dots\dots (VII-50) \quad \sigma = 8.032 \text{ kg / mm}^2$

τ : contrainte tangentielle

$\tau = 1.3 \tau_p + 1.5 \Phi \tau_{S1} \dots\dots\dots (VII-51) \quad \tau = 7.075 \text{ kg / mm}^2$

Donc :

(VIII-49) $\implies 51.37 \text{ kg / cm}^2 \lllll 14305.11 \text{ kg / cm}^2$

\implies il n'y pas risque de voilement, et les raidisseurs ne sont pas nécessaires.

VIII-4 / Poutre de freinage :

VIII-4.1- / Conception :

Sous l'effet du freinage longitudinal ; les poutres sont très sollicitées par la torsion. Pour éviter cette mauvaise conception, on dispose d'une poutre de freinage au niveau des ponts roulants. La poutre de freinage transmet l'effort longitudinal de freinage directement aux palées de stabilité verticale.

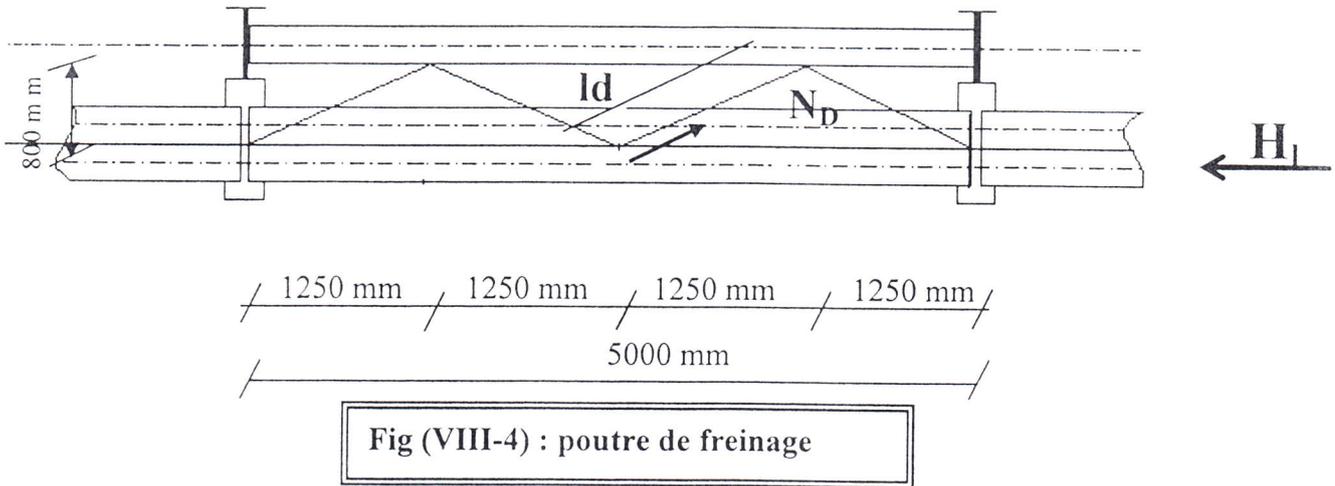


Fig (VIII-4) : poutre de freinage

VIII-4.2- / Calcul :

La poutre de freinage est une poutre en treillis, constituée de cornières assemblées entre poutre de roulement et le montant horizontal des de stabilité

$$R^2 = 2.66 \text{ t}$$

On tient compte du coefficient du choc qui est égal à 1.1

$$R^2 = 1.1 \times 2.66 = 2.92 \text{ t} = 2926 \text{ kg.}$$

Longueur des diagonales: $l_d = \sqrt{125^2 + 80^2} = 148.41 \text{ cm}$

L'effort dans les barres tendue : $N_D = \frac{R^2}{\cos \alpha}$ (VIII-52)

Avec : $\cos \alpha = \frac{125}{l_d} = 0.84 \implies \alpha = 32.62^\circ$

Donc : $N_D = 3483.33 \text{ kg}$

VIII-4.3- / Dimensionnement des barres tendues :

$$A_{\text{nette}} \geq \frac{N_D}{\sigma_e}$$
 (VIII-53)

Soit : $A_{\text{nette}} \geq 1.45 \text{ cm}^2$

$$\lambda_{\max} = \frac{l_f}{i_{\max}} \leq 400 \implies i_{\max} \geq \frac{l_f}{400} = 0.37$$

Alors on choisit des cornières a ailes égales de 30 x 30 x 3

Donc on adopte des cornières a ailes égales de 30x30 x3 dont les caractéristiques sont données aux annexes 10.

VIII-5/ Support du chemin de roulement :

VIII-5.1-/ Conception:

La console est calculée de tel façon à ce qu'elle puisse transmettre l'effort tranchant total du à la charge concentrée et le poids propre de dispositif de roulement.

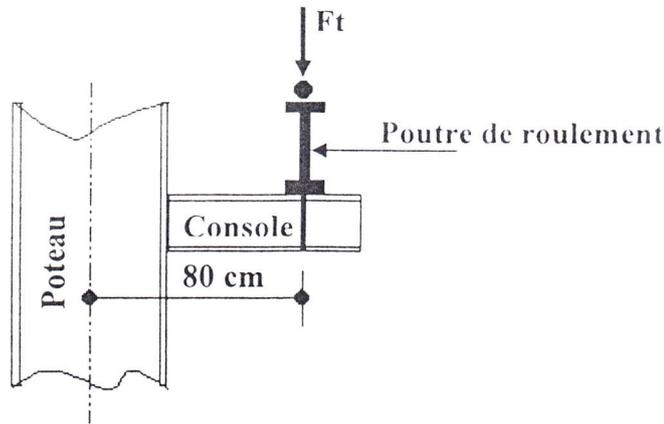


Fig: (VIII-5) : Support du chemin de roulement

VIII-5.2-/ Calcul :

$$F_t = T_{\max} + P \dots\dots\dots (VIII-54)$$

T_{\max} : effort tranchant du aux charges roulantes

P : poids propre du poutre de roulement + rail

$$T_{\min} = \varphi_2 R_{\min} (2 - \frac{e}{l}) \dots\dots\dots (VIII-55)$$

$$T_{\min} = 5.59 \text{ t}$$

$$T_{\max} = \varphi_2 R_{\max} (2 - \frac{e}{l})$$

$$T_{\max} = 14.60 \text{ t} \dots\dots\dots (VIII-56)$$

$$P = [(19.63 + 125) \frac{5}{2}]. 2 = 723.15 \text{ kg}$$

$$\text{Soit : } F_t = 14600 + 723.15 = 15323.15 \text{ kg}$$

VIII-5.3-/ Dimensionnement :

p : poids propre de la console

$$f_0 = \frac{F_t l^3}{3.E.I_x} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{750} \dots\dots\dots (VIII-57)$$

$$\implies I_x \geq \frac{F_t l^3}{0.318.E} = 11674.83 \text{ cm}^4$$

On choisit un **HEA 280**

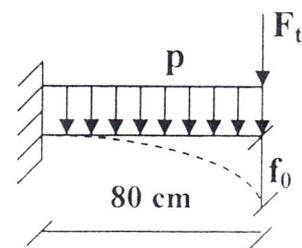


Fig (VIII-6) :Flèche de console

VIII-5.4-/Vérifications:**a-/Contrainte de flexion :**

$$M = F_t \cdot l + p \frac{l^2}{2} \dots\dots\dots (VIII-58)$$

$$M = 12282.95 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Il faut que :

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} \leq \sigma_e$$

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = 1216.13 \text{ kg} / \text{cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

b-/Contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est:

$$\tau = \frac{T}{e_a \cdot h_a}$$

T: effort tranchant max

$$T = F_t + P_1 = 15384.25 \text{ Kg}$$

Il faut que :

$$\tau \leq \tau_{adm} = 0.65 \sigma_e$$

$$\tau = 788.12 \leq \tau_{adm} = 1560 \text{ kg cm oK}$$

d-/Flèche

il faut que: $f_{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{750}$

$$f_{max} = \frac{F_t \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I_x} + \frac{p \cdot l^4}{8 \cdot E \cdot I_x} = 0.091 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{750} = 0.106 \text{ cm}$$

d-/Déversement:

On fait la vérification préliminaire en isolant la membrure comprimée du reste de la pièce.

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \text{avec: } I_y = \frac{e_s \cdot b^3}{12} \text{ et } A = e_s b$$

$$\text{Soit : } i_y = \frac{b}{\sqrt{12}} = 8.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'élancement } \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 19.79$$

$$\lambda = 19.79 \longrightarrow k = 1.014$$

La membrure est soumise a la contrainte de flexion σ_f

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = 1216.13 \text{ kg/cm}^2$$

On vérifier si : $k \sigma_f \leq \sigma_e$

$$k \sigma_f = 1233.15 \text{ kg/ml} \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/ml}$$

Il n'y a pas de risque déversement

f-/Voilement :

Semelle : la condition de non voilement de la semelle est donnée par (CM66)

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

$$b = 14 \text{ cm}$$

$$e = 1.3 \text{ cm}$$

$$b = 14 \text{ cm} \leq 19.5 \text{ cm}$$

L'Ame :

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0.015 \cdot \left(\frac{1000 \cdot a}{h_a}\right)^4$$

$$65.11 \text{ kg/cm}^2 \lll 17333.72 \text{ kg/cm}^2$$

Donc on adopte un HEA 280 dont les caractéristiques sont données aux annexes 11

CHAPITRE

IX

ETUDE

DE LA FERME

CHAPITRE IX
ETUDE DE LA FERME

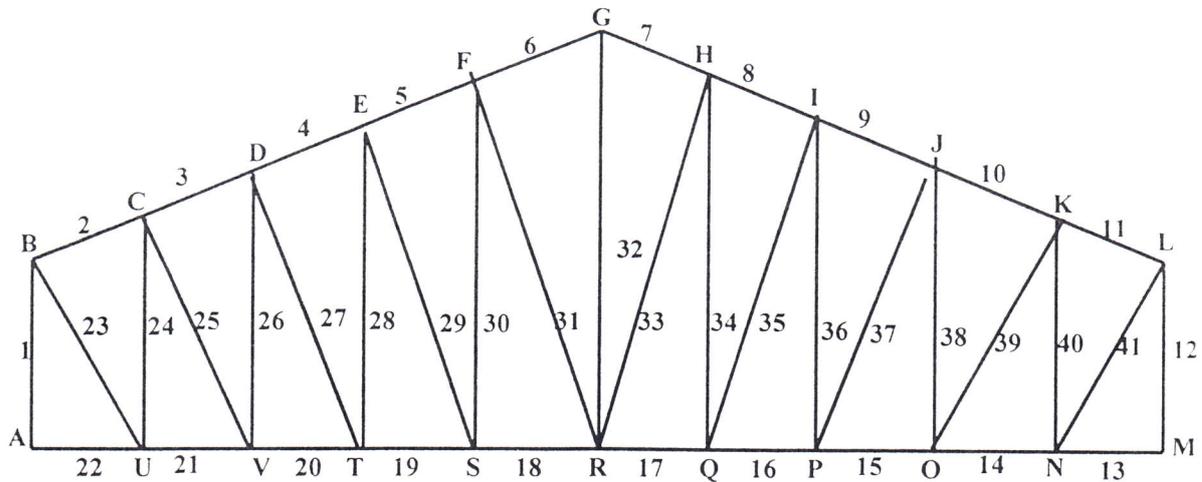


Fig (IX-1) : la ferme

IX-1/ Evaluation des charges :

a/ Charges permanentes :

- * poids propre de la panne $10.4 \times 5 = 52 \text{ kg}$
- * poids propre de la couverture $12.9 \times 2.133 \times 5 = 137.57 \text{ kg}$
- * poids propre de la ferme $12 \times 2.133 \times 5 = 127.98 \text{ kg}$
- * poids de contreventement $11 \times 2.133 \times 5 = 117.31 \text{ kg}$

$$G = 434.87 \text{ kg}$$

b/ Charges climatiques :

- * la charge du vent normale $V_n = -556.60 \text{ kg}$
- * la charge du vent extrême $V_e = -974.06 \text{ kg}$
- * poids du neige normal $N_n = 598.31 \text{ kg}$
- * poids de la neige extrême $N_e = 979.04 \text{ kg}$
- * poids du neige réduit $N_R = 299.15 \text{ kg}$

C/ Charge d'exploitation :

$$Q = 53.33 \times 5 = 266.65 \text{ kg}$$

IX-2/Combinaison des charges:

Tab (IX-1) : Combinaison des charges

$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N_n$	1477.29 kg
$G + \frac{3}{2}V_n$	-400.03 kg
$G + \frac{17}{12}(V_n + N_R)$	70.15 kg
$G + V_e$	-539.19 kg
$G + (V_e + N_R)$	-240.04 kg
$G + N_n$	1033.18 kg
$G + N_e$	1413.91 kg
$G + V_n$	-121.73 kg
$G + (V_n + N_R)$	177.42 kg
$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	979.8 kg

Donc la combinaison la plus défavorable est :

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N_n = 1477.29 \text{ kg}$$

IX-3/Détermination des efforts dans les barres :

Pour la détermination des efforts nous avons utilisé la méthode des nœuds.

Les réactions d'appuis seront :

$$R_A = R_B = 7386.45 \text{ kg}$$

Nœud A:

$$\sum \vec{F}_y = 0 \implies \vec{F}_1 + \vec{R}_A = 0 \implies F_1 - R_A = 0$$

$$\implies F_1 = R_A = 7386.45$$

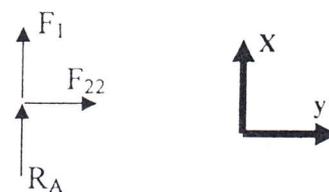


Fig (IX-2) : Nœud A

Nœud B :

$$\sum F_y = 0 \implies -738.47 + 7386.45 - F_2 \sin \alpha + F_{23} \cos \beta = 0$$

$$\sin \alpha = 0.993$$

$$\cos \beta = 0.4$$

$$\sum F_x = 0 \implies -0.11 \cdot F_2 = 0.92 \cdot F_3$$

Donc : $F_{23} = -933.37 \text{ kg}$ $F_2 = -7805.796 \text{ kg}$

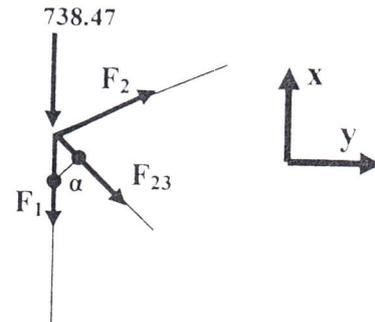


Fig (IX-3) : Nœud B

Tab (IX-2) : Valeurs des forces

N° de barre	Valeur de sollicitation	Nature de sollicitation
$F_1 = F_{12}$	-7386.45 (kg)	Compression
$F_2 = F_{11}$	-12519.41 (kg)	Compression
$F_3 = F_{10}$	-19645.96 (kg)	Compression
$F_4 = F_9$	-24818.37 (kg)	Compression
$F_5 = F_8$	-24361.67 (kg)	Compression
$F_6 = F_7$	-21194.71 (kg)	Compression
$F_{13} = F_{22}$	00 (kg)	Traction
$F_{14} = F_{21}$	8247.79 (kg)	Traction
$F_{15} = F_{20}$	15329.40 (kg)	Traction
$F_{16} = F_{19}$	181669.45 (kg)	Traction
$F_{17} = F_{18}$	17611.93 (kg)	Traction
$F_{23} = F_{41}$	-13520.969 (kg)	Traction
$F_{24} = F_{40}$	-5273.18 (kg)	Compression
$F_{25} = F_{39}$	7697.75 (kg)	Traction
$F_{26} = F_{38}$	-3017.64 (kg)	Compression
$F_{27} = F_{37}$	3087.15 (kg)	Traction
$F_{28} = F_{36}$	-1210.2 (kg)	Compression
$F_{29} = F_{35}$	-606.03 (kg)	Compression
$F_{30} = F_{34}$	237.57 (kg)	Traction
$F_{31} = F_{33}$	-3552.94 (kg)	Compression
F_{32}	2785.61 (kg)	Traction

Donc les éléments les plus défavorables sont :

- Membrure : $F_4 = F_9 = -24818.37 \text{ kg}$
- L'entrait : $F_{16} = F_{19} = 18166.45 \text{ kg}$
- Diagonale : $F_{23} = F_{41} = -13520.969 \text{ kg}$
- Montant : $F_{40} = F_{24} = -5273.18 \text{ kg}$

IX-4-/Choix des sections :

- Pour des raisons constructives les de la ferme seront réaliser avec deux cornière

4/Vérification au flambement :

$$I_x = I_y = 48.15 \text{ cm}^4 \implies$$

Rayon de giration :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_{xTOT}}{A_{eff}}} = 2.13 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{yTOT}}{A_{eff}}} = 2.97 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 100.15$$

$$\lambda_y = 71.82$$

$$\lambda_{max} = 100.15 \implies k = 1.898$$

$$(IX-1) \implies \sigma = 2219.85 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Calcul de la force critique :

Il faut que : $N_c = \sigma \cdot A_{eff-tot} > N_p$ (IX-5)

$$N_c = 47105.26 \text{ kg} > N_p$$

Donc on adopte des cornières 70x70x8 dont les caractéristiques sont données aux annexes 12

IX-6-/Calcul des diagonales :

Il faut Vérifier la relation (IX-1)

$$N_p = 13520.97 \text{ kg}$$

On choisit une cornière 80x80x8

$$i_x = i_y = 2.507 \text{ m} \implies \lambda_x = \lambda_y = 102.78 \implies k = 1.963$$

3/Calcul de section :

$$\text{IL faut que : } S \geq \frac{N_p}{\sigma_p} \text{ (IX-4)}$$

$$S \geq 11.06 \text{ cm}^2$$

Alors à chaque cornière on doit avoir une section nécessaire :

$$A_{nec} = \frac{S}{2}$$

$$A_{nec} = 5.52 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit une autre cornière : 80x80x8

$$\text{D'où } S = 12.23 \text{ cm}^2 \implies A_{eff-tot} = 24.46 \text{ cm}^2$$

$$(IX-1) \implies \sigma = 1085.10 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

Calcul de la force critique :

Il faut que : $N_c = \sigma \cdot A_{\text{eff-tot}} > N_p$ (IX-5)

$$N_c = 26541.66 \text{ kg} > N_p$$

Donc on adopte des cornières 80x80x8 dont les caractéristiques sont données aux annexes 13.

IX-7-/Calcul des montants :

$$N_p = 5273.18 \text{ kg} < N_{p \text{ Diagonale}}$$

Donc on adopte des cornières 70x70x8 dont les caractéristiques sont données aux annexes 12 .

IX-8-/Calcul des entrants :

$$N_p = 18166.45 \text{ kg}$$

$$S = \frac{N_p}{\sigma_c} = 7.56 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte des cornières 50x50x5 dont les caractéristiques sont données aux annexes 14 .

CHAPITRE

X

BASE

DES POTEAUX

CHAPITRE XBASE DES POTEAUXX-1 Généralités :

Les platines ou plaques d'assises ; fixés aux pieds des poteaux assurant la répartition de la charge verticale de compression du poteau sur une plus grande surface du matériau, supportant le poteau, sans que la pression admissible du matériau soit dépassée.

En fonction de l'importance des efforts à transmettre à la base du poteau, on réalise l'articulation par une simple platine appuyant directement sur le béton scelle à l'aide de deux (2) boulons situés sur l'axe de rotation.

X-2/ Dimensionnement des platines :X-2-1/ Platines sous poteaux :

Les dimensions en plan A et B des platines se déterminent en posant :

1/- Qu'un aucun point ; la contrainte admissible ne soit pas dépassé la contrainte exercée par le poteau.

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{b \text{ adm}} \dots\dots\dots (X-1)$

Le béton est dosé à $350 \text{ kg/cm}^3 \implies f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible dans le béton. $\sigma_{b \text{ adm}} = 0.6.f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2$.

N_T : effort de compression max.

$N_T = 115880.114 \text{ kg}$.

A.B : dimension de la platine.

(X-1) $\implies A.B \geq \frac{N_T}{\sigma_b} = 772.53 \text{ cm}^2$

On choisit des platines de dimensions (A = B = 40 cm.)

$A.B = 1600 \text{ cm}^2 > 772.53 \text{ cm}^2$ vérifiée

1-/ Epaisseur de la platine :

On considère une bande de 1cm de largeur

B = 1cm.

L'inertie de la platine

$$I = \frac{b \cdot e^2}{12} = \frac{e^3}{12} \dots\dots\dots (X-2)$$

$$W = \frac{I}{g} = \frac{e^2}{6} \dots\dots\dots (X-3)$$

e : épaisseur de la platine.

$$\text{Il faut que : } \sigma = \frac{M}{W_p} \leq \sigma_c \quad \dots\dots\dots (X-4)$$

$$M = \frac{q \cdot m^2}{2} \quad \dots\dots\dots (X-5)$$

$$q = \frac{N}{A \cdot B} \cdot 1m = 72.42 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Soit : } M = 443.57 \text{ kg.cm}$$

$$W_p = \frac{e^2}{6}$$

$$\implies e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_c}} = 1.11 \text{ cm}$$

On choisit une platine d'épaisseur $e = 15 \text{ mm}$.

2-/ Vérification de la platine aux efforts d'arrachement :

L'épaisseur de la platine, en tenant compte de l'effort d'arrachement est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \sqrt{\frac{2 \cdot N_T}{\sigma_e \cdot \left(\frac{a}{y_1} + \frac{2 \cdot a}{b} + \frac{b}{x} \right)}} \quad \dots\dots\dots (X-6)$$

$$a = 169 \text{ mm.}$$

$$x = 84.5 \text{ mm.}$$

$$b = 254 \text{ mm.}$$

$$y_a = 127 \text{ mm.}$$

$$N = 53538.42 \text{ kg}$$

$$\text{Soit : } e \geq 28.05 \text{ mm.}$$

Donc il faut augmenter l'épaisseur de la platine $e = 30 \text{ mm}$

$$\implies \text{Platines sous poteaux } A = B = 400 \text{ cm} \quad e = 30 \text{ mm.}$$

3-/Calcul des raidisseurs :

a-/Hauteur des raidisseurs :

La hauteur des raidisseurs (h_r) sera déterminée par la condition de fixation du raidisseur sur le poteau.

Puisque on a deux (2) raidisseurs, alors la soudure fixant les raidisseurs au poteau doit reprendre la moite de l'effort N.

La hauteur du raidisseur doit satisfaire aux conditions suivantes :

* $h_r \geq 500 \text{ cm}$

* $h_r \geq h$ (hauteur du poteau)

$$* h_r = \frac{\frac{N}{2}}{0,75.n.\alpha.a.\sigma_e} \dots\dots\dots (X-7)$$

n : cordons du soudure (n = 4)

a : épaisseur de cordon (a = 6 mm ==> $\alpha = 0.933$)

de (X-7) ==> $h_r = 142.83 \text{ cm}$

on prend $h_r = 600 \text{ cm}$

b-/Epaisseur du raidisseur :

L'épaisseur des raidisseurs e_r sera déterminée par la condition :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_r}$$

$$W_p = \frac{h_r^2}{6}$$

$$(X-6) ==> e_r \geq \frac{6.M_{\max}}{h_r^2.\sigma_e} = 0.0045 \text{ m}$$

pour des raisons sécuritaires et constrictives on prend des raidisseurs d'épaisseur : $e_r = 30 \text{ mm}$

X-2-2-/Platine sous potelet :

L'effort de compression transmis par potelet est :

$$N_{\max} = 2941.13 \text{ kg}$$

1-/Condition de béton :

$$A.B \geq \frac{N}{\sigma_b} = 19.61 \text{ cm}^2$$

On a un potelet HEA 320, alors on choisit une platine de 350 x 350 cm

2-/ Epaisseur de la platine :

La pression sur la fondation : $p = \frac{N}{A.B} = 2.40 \text{ kg/cm}^2$

$$e \geq 2. \sqrt{\frac{3.p}{\sigma_e}} = 0.11 \text{ cm}$$

On choisit une platine d'épaisseur 15 cm

Platine sous potelet 350 x 350 x 15 cm

X-3/ Boulons d'ancrage :

Le boulon d'ancrage est constitué par une tige filetée pourvue d'un écrou, la partie destinée à être scellée formée en crochet.

Le crochet est pris dans une barre ou clam scellée à l'avance dans le massif de fondation ; ce qui facilite le montage des poteaux.

L'ancrage dans le massif est obtenu par adhérence Acier - Béton.

X-3-1/ Diamètre du boulon d'ancrage :

La section nette du boulon d'ancrage est défini par l'effort maximal de traction agissant au sein de la tige.

$$A_r \geq \frac{1,25.N}{\sigma_e} \dots\dots\dots (X-8)$$

L'effort d'arrachement par boulon est :

$$\frac{N}{2} = 26502.62 \text{ kg}$$

Puisque on a deux (2) boulons.

$$\text{De (X-9) } \implies A_r \geq 1380.34 \text{ mm}^2$$

$$\implies \Phi \geq \sqrt{\frac{4.A_r}{\pi}} = 41.92 \text{ mm.}$$

On choisit des boulons de diamètre Φ 45

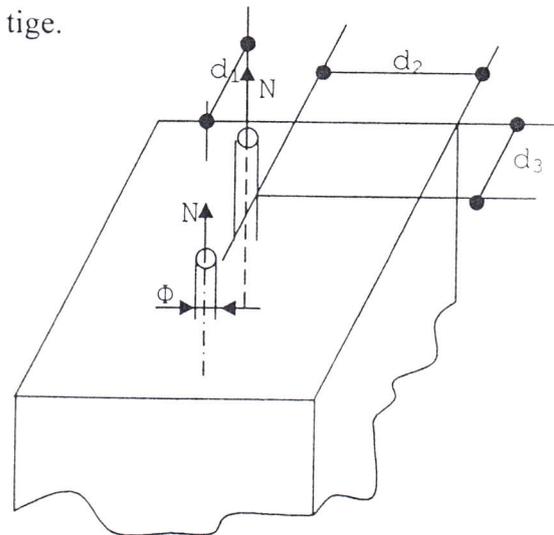


Fig (X-1) : disposition des boulons d'encrage.

X-3-2/ Longueur d'ancrage :

Dans le cas d'ancrage des boulons dans le béton armé ; on doit vérifier la résistance de la liaison Acier - Béton.

Dans ce cas on doit vérifier que :

$$l = l_1 + 6,4.r + 3,5.l_2 = \frac{N \cdot \left(1 + \frac{\Phi}{d}\right)^2}{\alpha \cdot \Phi} \dots\dots\dots (X-9)$$

* Le crochet doit respecter les caractéristiques suivantes :

$$\Phi = 45 \text{ mm.}$$

$$l_2 = 2\Phi = 90 \text{ mm}$$

$$r = 3 \cdot \Phi = 135 \text{ mm}$$

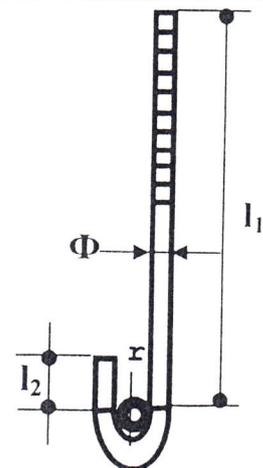


Fig (X-2) : Boulon d'encrage.

$$d = \min (d_1, d_2, d_3) = 200 \text{ mm.}$$

$$g_c = 350 \text{ kg/m}^3 \implies \alpha = 0.345.$$

$$l = \frac{N \cdot \left(1 + \frac{\Phi}{d}\right)^2}{\alpha \cdot \Phi} = 2561.71 \text{ mm}$$

$$l_1 = l - 26 \Phi = 1391.71 \text{ mm.}$$

Donc on prend une tige dont les caractéristiques sont :

$$\Phi = 45 \text{ mm.} \quad l_1 = 1400 \text{ mm.} \quad l_2 = 100 \text{ mm.} \quad r = 140 \text{ mm.}$$

X-3-3/ Effort normal admissible:

L'effort normal dans le boulon d'ancrage est:

$$N_{\text{adm}} = \frac{l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2}{\left(1 + \frac{\Phi}{d}\right)^2} \alpha \Phi \dots\dots\dots (X-10)$$

$$N_{\text{adm}} = 38891.51 \text{ kg} > N = 26502.62 \text{ kg}$$

Le choix est bon.

Tige d'ancrage Φ 45

$$l_1 = 1400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 100 \text{ mm}$$

$$r = 140 \text{ mm}$$

CHAPITRE

XI

L'ASSEMBLAGE

XI-1/ Attache des contreventements :

XI-1-1/Poutre au vent :

L'assemblage des diagonales de la poutre au vent est soumise au cisaillement .

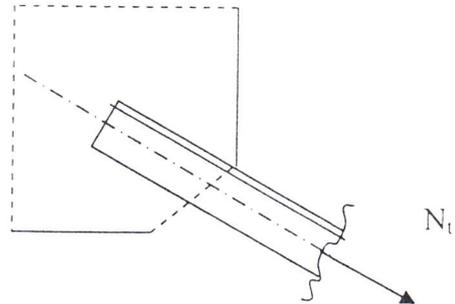
Avec : $N_t = 8923.65 \text{ kg}$

On doit vérifier que :

$$1.54 \cdot \frac{N_t}{A_r} \leq \sigma_e$$

On choisit des boulons ordinaires de classe (6-8)

$$\text{Alors } A_r \geq \frac{1.54 \cdot N_t}{\sigma_e} = 6.32 \text{ cm}^2$$



On prend deux (2) boulons ordinaires de diamètre $2\phi 20 \implies A_r = 4.9 \text{ cm}^2$

XI -1-2-/Stabilités verticales :

Les cornière sur un gousset qu'est soudé sur l'âme du poteau .

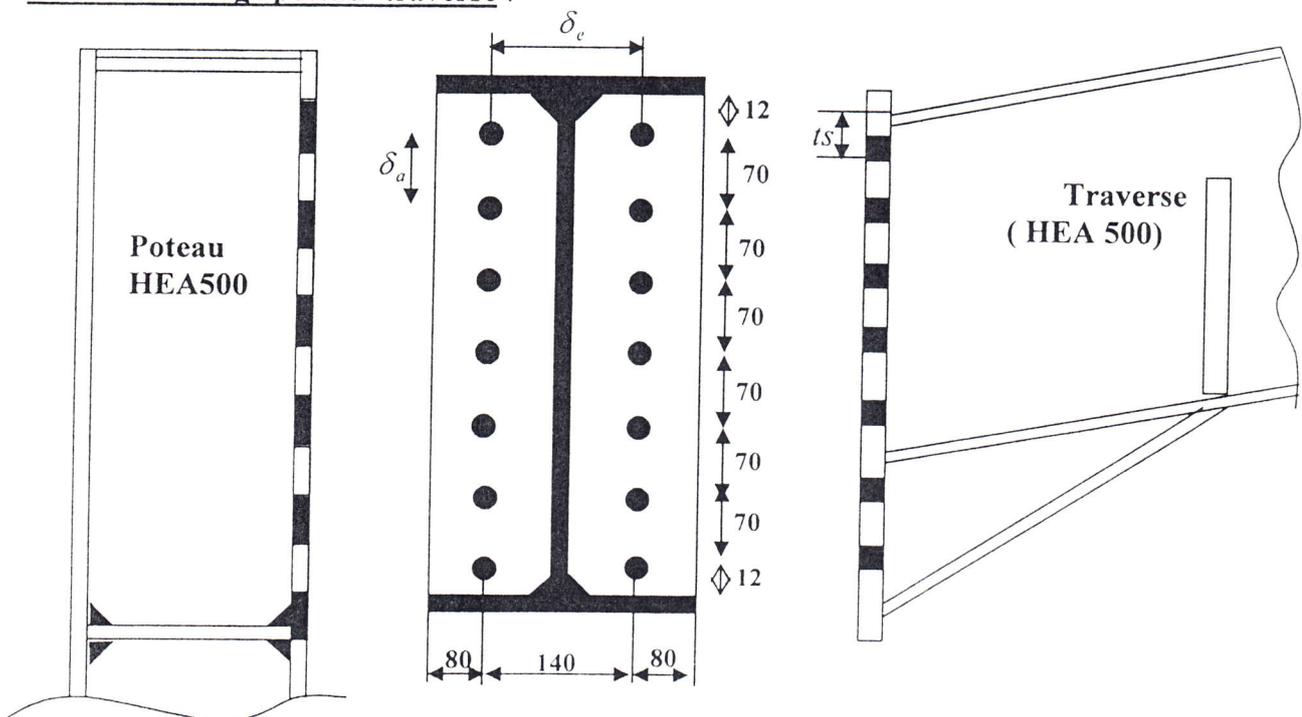
On doit vérifier que :

$$1.54 \cdot \frac{N_{D1}}{A_r} \leq \sigma_e \implies A_r \geq \frac{1.54 \cdot N_{D1}}{\sigma_e}$$

$A_r = 9.21 \text{ cm}^2$

Alors on choisira trois (3) boulons ordinaires de diamètre $\phi 20$

XI-2/Assemblage poteau- traverse :



Cet assemblage est réalisé par ^{des} platine boulonnées à la semelle du poteau .

L'avantage de cet assemblage est la simplicité d'exécution et de montage .mais son inconvénient ^{est qu'il} ne permet aucune possibilité de réglage ; réclame un usinage des éléments et une implantation rigoureuse des poteaux.

1-Pré dimensionnement :

La méthode de calcul du moment résistant est une méthode de vérification pour l'appliquer il faudra déjà avoir choisi l'épaisseur de la plaque, le diamètre et la qualité des boulons ainsi le nombre et leur disposition.

Des essais systématiques ont montré que les boulons les plus sollicités sont toujours des boulons d'angle intérieur du côté tendu.

Lorsque l'assemblage est sollicité par un moment M les deux boulons d'angle intérieur du côté tendu auront alors à résister à un moment αM .

Donc la force de traction F dans chacun de ces boulons est donnée par formule suivante:

$$F = \frac{\alpha \cdot M}{1.8 \cdot (h - 2e_s)} \quad \text{avec } \alpha = \frac{38 + n}{20 + 10 \cdot n}$$

n : nombre de boulons par fil

Cette formule nous permet de définir le diamètre et la qualité des boulons .

On choisit 7 boulons par fil $\implies \alpha = 0.5$

Le moment M sollicitant l'assemblage est :

$$M = 38537.37 \text{ kg.m} \quad \implies F = 17723.22 \text{ kg}$$

On choisit des boulons HR 10.9 $\phi 22$ $A_r = 303 \text{ mm}^2$

L'effort de précontrainte du boulon est : $N_0 = 0.8 \cdot \sigma_e \cdot A_r$

$$\sigma_e = 90 \text{ kg/mm}^2$$

$N_0 = 21816 \text{ kg} > 17723.22 \text{ kg}$ le choix est bon

2-Étude de l'attache :

On prend une soudure de 9 mm par tout $h = 9 \cdot \sqrt{2} = 12 \text{ mm}$

Puisque les profils sont identiques alors les dimensions seront :

$$\delta_c = 140 \text{ mm} \quad \delta_a = 80 \text{ mm} \quad C_a = 57.5 \text{ mm}$$

$$t_a = 70 \text{ mm} \quad C_s = 50 \text{ mm} \quad t_s = 61 \text{ mm}$$

L'épaisseur e de la platine est donnée par la formule suivant :

$$e = \frac{F}{375 \cdot \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{2 \cdot C_s} \right)}$$

$$e = 25.86 \text{ mm}$$

On prend une platine d'épaisseur $e = 30 \text{ mm}$

3-/Vérification :

Pour tous les boulons autres que les plus voisins de la semelle comprimée. on calcul la résistance locale de la platine, toute fois on limite ces valeurs.

- * Soit à la traction admissible au boulon
- * Soit à la moitié de la traction admissible apportée par l'âme pour une distance δ_a .
- * Soit à la résistance locale.

Nous allons faire la vérification de la résistance de la platine ainsi que de la semelle du poteau.

Résistance locale au droit des :

4-/Boulons d'angles :

$$\text{Résistance de la platine : } N_p = 375 \cdot e_p \cdot \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{2 \cdot C_s} \right) () \implies N_p = 20558.1 \text{ kg}$$

La résistance sera limité à : 20558.1 kg pour les boulons d'angles.

$$\text{5-Boulons centraux : résistance de la platine : } N_p = 375 \cdot e \cdot \left(\frac{t_a}{C_a} \cdot \frac{\delta_a}{\delta_a + t_a} \right) ()$$

$$\implies N_p = 7274.25 \text{ kg}$$

*Effort admissible apporté par l'âme :

$$\text{Effort admissible apportée par l'âme est : } N_a = 0.5 \cdot \sigma_e \cdot e_a \cdot \delta_a () \implies N_a = 11520 \text{ kg}$$

La résistance sera limitée à : 7274.25 kg pour les boulons centraux

*Position de la fibre neutre :

La partie comprimée de l'assemblage est donnée par :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_s}} () \implies x = 115 \text{ mm}$$

puisque $x = 115 \text{ mm} \implies$ le premier boulon du bas se trouve dans la partie comprimée alors il n'intervient pas dans les calculs des moment résistantes.

XI-2-3-/Calcul du moment résistant :

On admet comme moment de l'assemblage ; la somme des produits la distance de chaque boulon à la face intérieure de la semelle comprimée par la résistance locale ainsi calculée.

$$M_r = 2. [(20558.1 \times 0.541) + 7274.25 \times (0.461 + 0.381 + 0.301 + 0.221)] = 42088.02 \text{ kg.m}$$

$$M_r = 42088.02 \text{ kg.m} > M = 38537.37 \text{ kg.m}$$

Le moment résistant M_r est très supérieur au moment appliqué.

XI-2-4/Vérification de l'effort normal :

L'effort normal max sollicitant l'assemblage est :

$$N_{\max} = 7274.25 \text{ kg}$$

Si $N_{\max} \leq 0.05.A.\sigma_e$ l'effort N sera négligé dans la vérification .

$$N_{\max} \leq 23700 \text{ kg} \text{ donc la vérification n'est pas nécessaire.}$$

XI-2-5/Couple de serrage :

Il est nécessaire de connaître la couple de serrage des boulons, afin de permettre une répartition uniforme de l'effort à la droite de chaque boulon.

Le couple de serrage est donné par la formule suivante :

$$M_s = 0.18.N_0 .d$$

d : diamètre du boulon (=22 mm)

$$M_s = 86.93 \text{ kg.m}$$

XI-3-/Assemblage traverse - traverse :

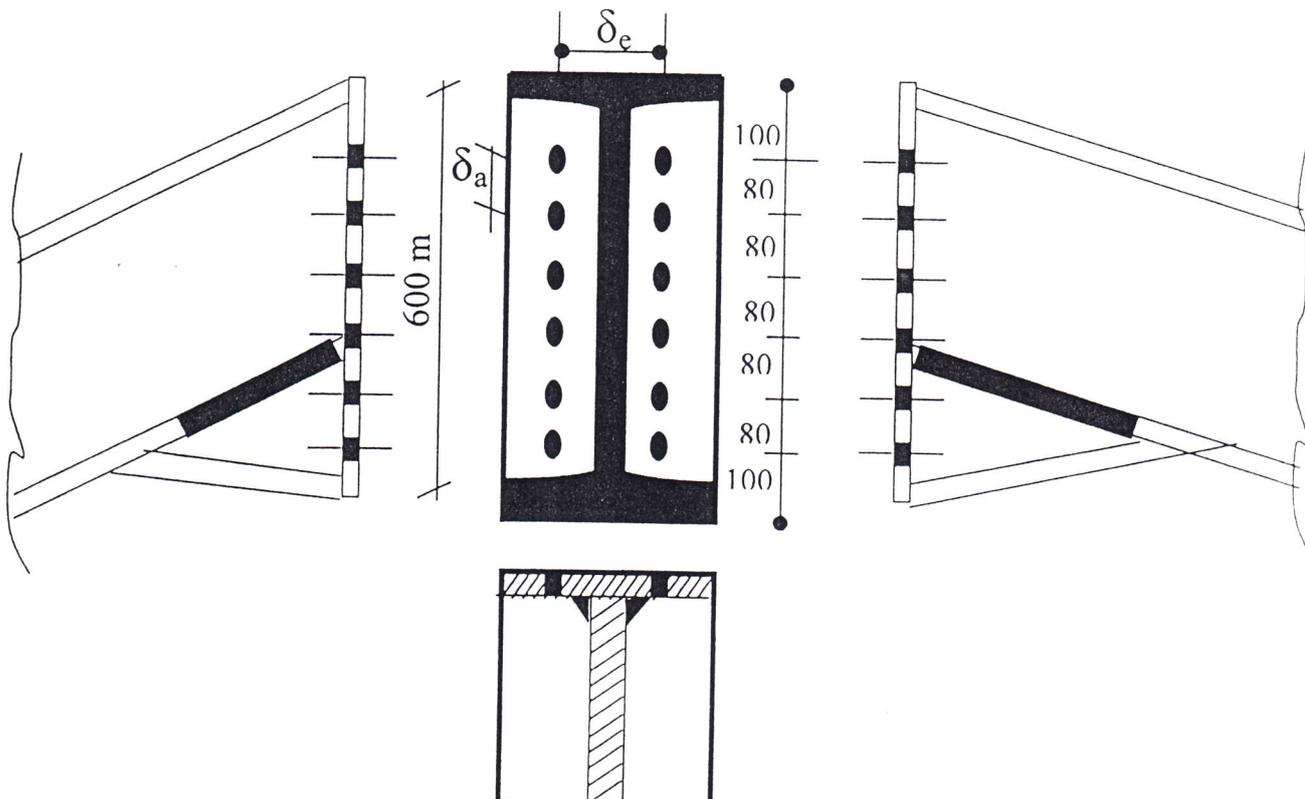


Fig: (XI-3) assemblage traverse – traverse

XI-3.1/1-Pré dimensionnement :

La méthode de calcul reste toujours la même : on choisira priori le nombre des boulons n et on vérifiera la résistance de l'assemblage.

$$M = 22884,96 \text{ kg.m}$$

On choisit six (06) boulons par fil

$$\text{Le coefficient de répartition } \alpha = \frac{38 + n}{20 + 10.n} = 0,55$$

La force de traction dans le boulon le plus sollicité est :

$$F = \frac{\alpha.M}{1,8.(h - 2.e_s)} = 12622,07 \text{ kg}$$

On choisit les boulons HR 10 - 9. ϕ 18 ($A_r = 192 \text{ mm}^2$)

L'effort de précontraint : $N_0 = 0,8. \sigma_c. A_r$

$$N_0 = 13824 > F = 12622,07 \text{ kg} \implies \text{le choix est bon.}$$

XI-3.2//Étude de l'attache :

On prend une soudure d'épaisseur $a = 8 \text{ mm}$

$$\delta_a = 80 \text{ mm} \qquad t_a = 64 \text{ mm} \qquad t_s = 75 \text{ mm}$$

$$\delta_c = 140 \text{ mm} \qquad c_a = 51,1 \text{ mm} \qquad c_s = 64 \text{ mm}$$

L'épaisseur de la platine est donnée par la formule suivante :

$$e = \frac{F}{375. \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{2.C_s} \right)} = 18,40 \text{ mm}$$

On choisit une platine d'épaisseur $e = 25 \text{ mm}$

Vérifications

XI-3.3/Résistance locale de la platine au droit :**a-/ Des boulons d'angle :**

$$F = 375.e \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{C_s} \right) = 17134,65 \text{ kg}$$

La résistance sera limitée à 17134,65 kg pour les boulons d'angles.

b-/ Des boulons centraux :

$$F = 375.e \cdot \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{\delta_a}{\delta_a + t_a} \right) = 6535,94 \text{ kg}$$

La résistance sera limitée à : 6535,95 kg pour les boulons centraux

XI-3.4/ Position de la fibre neutre : La partie comprimée de l'assemblage est donnée par :

$$x = e_s \sqrt{\frac{b}{e_u}} = 115 \text{ mm}$$

Puisque $x = 115 \text{ mm} \implies$ le premier boulon du bas se trouve dans la partie comprimée, alors il n'intervient pas dans les calculs des moments résistants.

XI-3.5/ Moment résistant :

$$M_t = 26447.5 \text{ kg.m} > M = 21477.2 \text{ kg.m}$$

XI-3.6/ Couple de serrage : Le couple de serrage est : $M_S = 0.18 \cdot N_0 \cdot d$

$$M_S = 44.80 \text{ kg.m}$$

XI-4/ Assemblage console - poteau :

L'assemblage console - poteau est sollicité par :

$$F_t = 15323.15 \text{ kg}$$

$$M = 12258.52 \text{ kg}$$

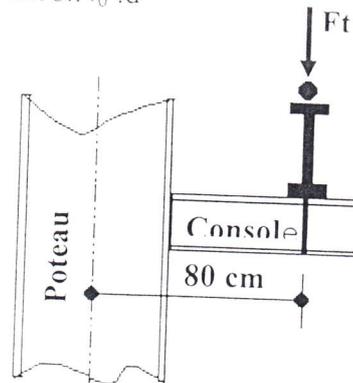


Fig: (XI-4) support du chemin de roulement.

On prend comme épaisseur des cordons de soudure :

$$a = 8 \text{ mm} \implies \alpha = 0.9 \implies a_a = 7.2 \text{ mm}$$

$$l_1 = b - 2a = 234 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{h - e_u}{2} - 2a = 105 \text{ mm}$$

$$l_3 = h - 2s - 2a = 228 \text{ mm}$$

XI-4.1/ Vérification :

Cordons des semelles: on doit vérifier que

$$1.8 \cdot \left[\frac{M \cdot h}{h^2 \cdot l_1 \cdot a_1 \cdot \alpha_1 + 2(h - 2e)^2 \cdot l_2 \cdot a_2 \cdot \alpha_2} \right] \leq \sigma_c$$

$$\implies 1972 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

XI-4.2/ Cordons d'âme :

$$\text{On doit vérifier que : } \sqrt{1.8} \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot l_3 \cdot a_3 \cdot \alpha_3} \right) \leq \sigma_c \implies 626.16 \text{ kg/cm}^2 \leq 2400 \text{ kg/cm}^2$$

CHAPITRE

XII

CALCUL

DES SEMELLES

CHAPITRE XII
CALCUL DES SEMELLES

XII-1/ Introduction:

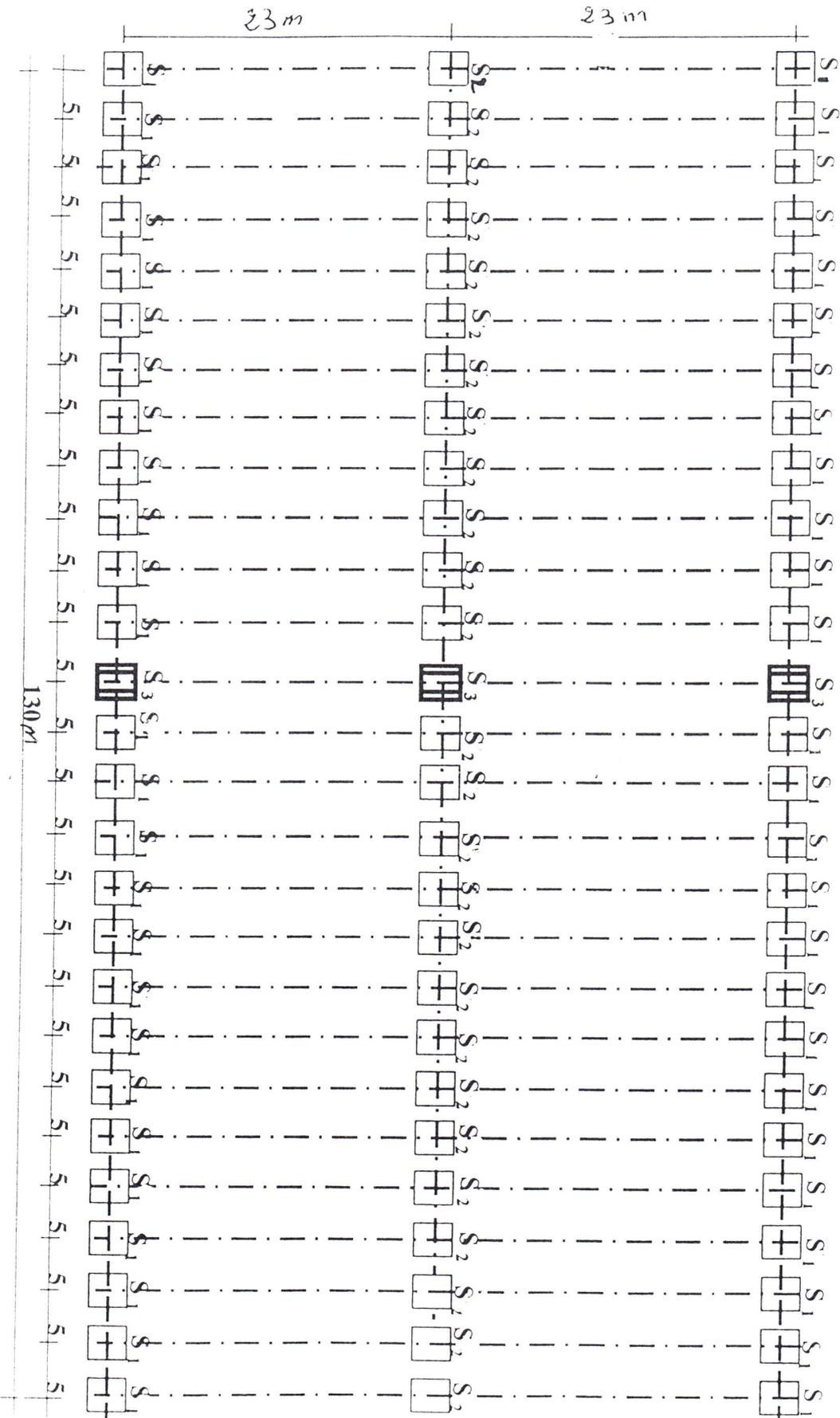
On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges: les caractéristiques du sol.

Elle doit assurées deux fonctions essentielles:

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol.

XII-2 / Hypothèse du calcul:

- Nous avons trois (3) types de semelles fig (XII-1) .
- Les semelles sont posées sur un béton du propreté de 10 cm d'épaisseur de faible dosage.
- La contrainte admissible du sol est de 2.5 bars.
- La fissuration est préjudiciable.
- L'acier utiliser est le Fe E 40.
- $\sigma_s = \min (2/3 f_e , 150 \eta)$ ($\eta = 1.6$) $\implies \sigma_s = 240$ MPa
- $\sigma_{su} = f_e / \gamma_s = 348$ MPa.
- $\tau_u = \min (0.10 . f_{c28} , 3 \text{ MPa}) = 2.5$ MPa



Fig(XII-1) : position des semelles.

XII-3/Calcul des semelle : [5]

1/Semelle S₃ :

La Semelle S₃ est sous deux (2) poteaux séparés par un joint de dilatation .

On admet que la répartition est rectangulaire.

Pour des raisons simplificatrices le calcul se fait comme une semelle sous un poteau ; dont les dimension sont a' et b' :

A/Dimensionnement :

Fut :

Les dimensions du fut sont :

a' = 80 cm

b' = 40 cm

Calcul:

La sollicitation la plus défavorable est obtenue par la combinaison :

$$N_u = \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (Q + N_n) \dots\dots\dots (XII-1)$$

N_u = 62341.69 kg

N_{SER} = 39182.8 kg

σ_{SOL} = 2.5 bar

ELU :

Condition de résistance :

$$A.B \geq \frac{2 \cdot N_u}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (XII-2)$$

$$\frac{a'}{b'} = \frac{A}{B} = 2 \implies A = 2B$$

$$\frac{A}{B} = 2 \implies A \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_u}{\sigma_{sol}}} = 315.82 \text{ cm} \dots\dots\dots (XII-3)$$

A = 288.30 cm \implies B = 157.91cm

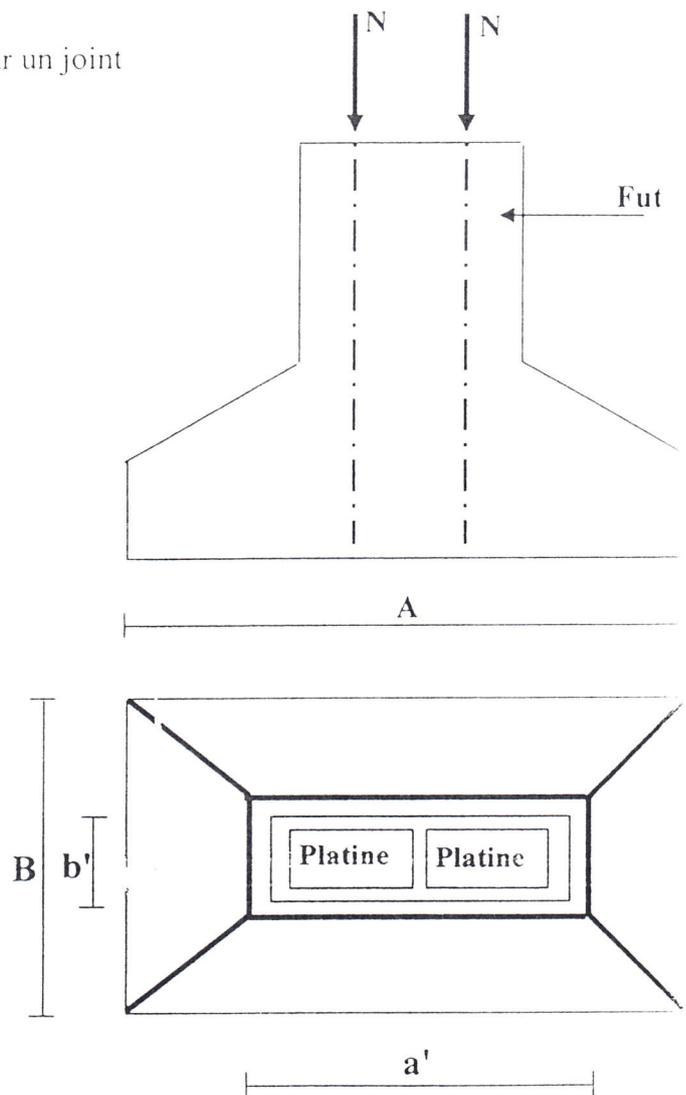


Fig (XII-2) : Semelle S₁

ELS :

Condition de déformation :

$$A.B \geq \frac{2.N_{SER}}{\sigma_{SOL}} \dots\dots\dots (XII-4)$$

D'où: $B \geq 125.19 \text{ cm} \implies A = 250.38 \text{ cm}$

On prend : $A = 320 \text{ cm}$

$B = 160 \text{ cm}$

$$h \geq \max \begin{cases} h_a = \frac{A-a}{4} = 60 \text{ cm} & \dots\dots\dots (XII-5) \\ h_a = \frac{B-b}{4} = 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots (XII-6) \end{cases} \implies h = 60 \text{ cm}$$

Donc $\begin{cases} h = 60 \text{ cm} \\ e = 30 \text{ cm} \end{cases}$

B/Ferrailage :

Poids de la terre au dessus de la semelle :

$$N_{SOL} = \gamma_{SOL} \cdot [(A.B - a.b) \cdot (D - h) + (A.B - a.b) \left(\frac{h-e}{2}\right)] \dots\dots\dots (XII-7)$$

$N_{SOL} = 10080 \text{ kg}$

Poids du massif de la semelle :

$$N_{SEM} = \gamma_B \cdot [(A.B - e + A.B \left(\frac{h-e}{2}\right) + a.b \cdot (D-h)] \dots\dots\dots (XII-8)$$

$N_{SEMELLE} = 2639.92 \text{ kg}$

À ELU :

L'effort total est : $N_{uT} = 2.N_U + N_{SOL} + N_{SEM} \dots\dots\dots (XII-9)$

$N_{uT} = 137403.3 \text{ kg}$

$\sigma_S = 348 \text{ MPa}$

$$A_{Au} = \frac{N_{uT} \cdot (A-a)}{8.h.\sigma_S} \dots\dots\dots (XII-10)$$

$A_{Au} = 19.74 \text{ cm}^2$

$$A_{Bu} = \frac{N_{uT} \cdot (B-b)}{8.h.\sigma_S} \dots\dots\dots (XII-11)$$

$A_{Bu} = 9.87 \text{ cm}^2$

À ELS :

L'effort total est : $N_{SER T} = 2.N_{SER} + N_{SOL} + N_{SEM} \dots\dots\dots$ (XII-12)

$$N_{SER T} = 91085.52 \text{ kg}$$

$$\sigma_S = 240 \text{ MPa}$$

$$A_{ASER} = \frac{N_{SER T} (A - a)}{8.h.\sigma_S} \dots\dots\dots$$
 (XII-13)

$$A_{ASER} = 18.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{BSER} = \frac{N_{SER T} (B - b)}{8.h.\sigma_S} \dots\dots\dots$$
 (XII-14)

$$A_{BSER} = 9.48 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_A = 13\Phi 14 \implies A_A = 20.01 \text{ cm}^2$$

$$A_B = 7\Phi 14 \implies A_B = 10.78 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacement :

$$St_A \leq \frac{320 - 20}{12} = 25 \text{ cm}$$

$$St_B \leq \frac{160 - 20}{5} = 23.33 \text{ cm}$$

On prend : $St_A = St_B = 25 \text{ cm}$

$$St_B = 23 \text{ cm}$$

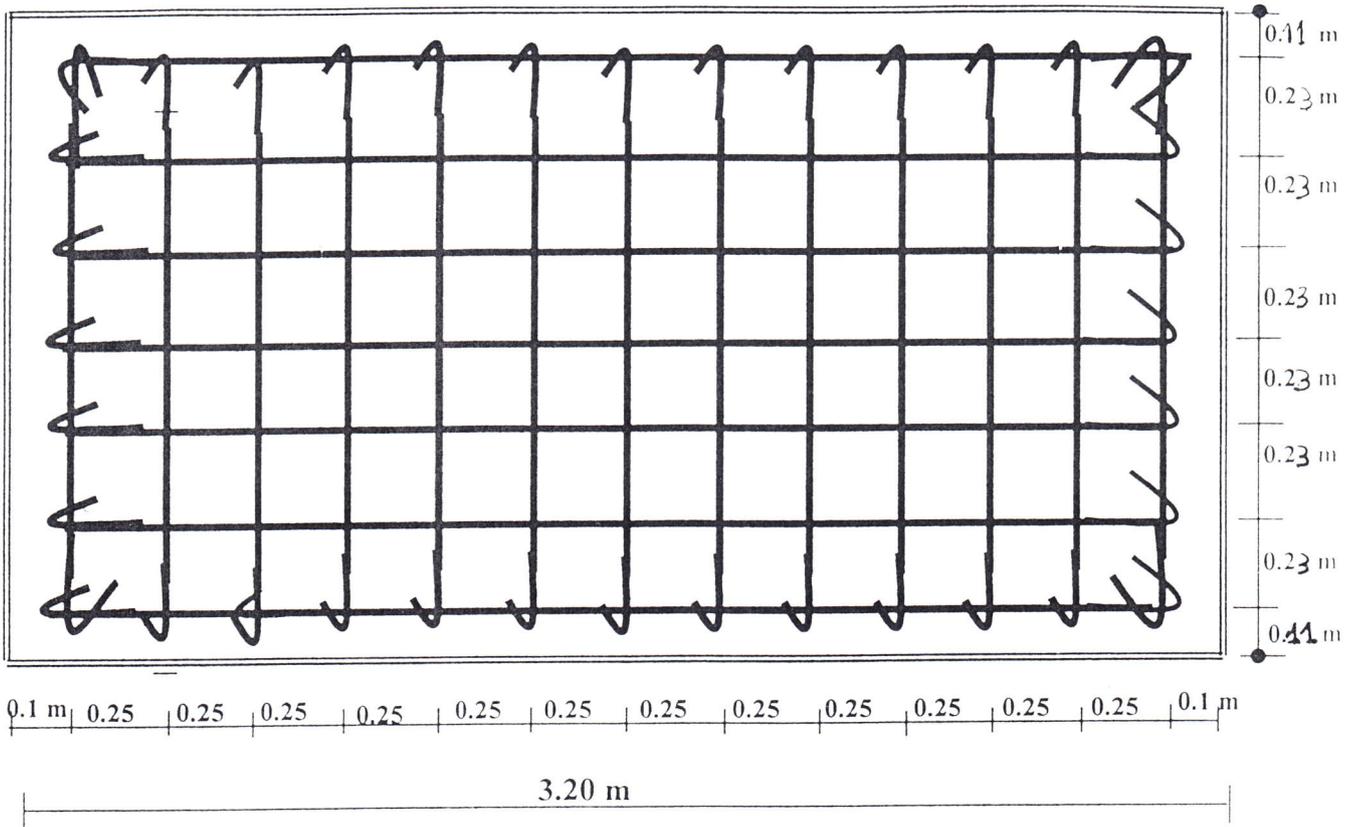


Fig : (XII-3) Ferrailage de la semelle S₃.

Semelle S₂ :

$N_u = 62341.69 \text{ kg}$

$N_{SER} = 39182.8 \text{ kg}$

ELU :

Condition de résistance :

$A \cdot B \geq \frac{N_u}{\sigma_{SOL}} \dots\dots\dots \text{(XII-15)}$

$\frac{a'}{b'} = \frac{A}{B} = 1 \implies A = B$

$\frac{A}{B} = 1 \implies B = A \geq \sqrt{\frac{N_{SER}}{\sigma_{SOL}}} = 157.91 \text{ cm}$

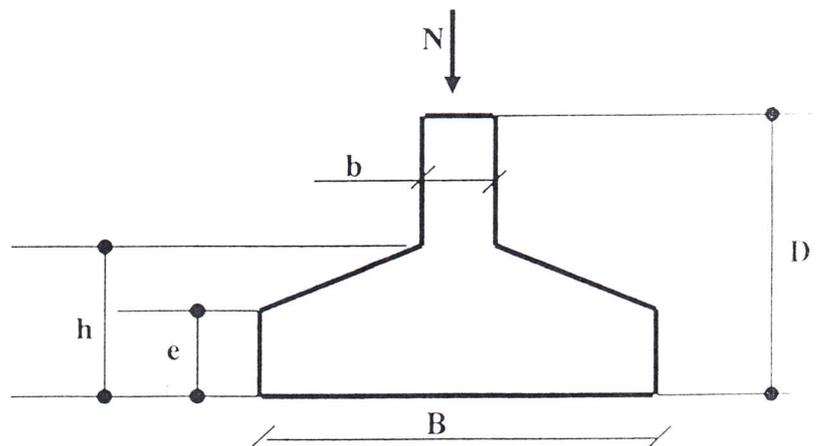


Fig (XI-4) : Semelle S₂

ELS :

Condition de déformation :

$A^2 \geq \frac{N_{SER}}{\sigma_{SOL}} \dots\dots\dots \text{(XII-16)}$

$\implies B = A = 125.19 \text{ cm}$

On prend : $A = B = 160 \text{ cm}$

$$h = \frac{A - a}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ferrailage :

Poids de la terre au dessus de la semelle :

$$(XII-7) \implies N_{SOL} = 6120 \text{ kg}$$

Poids du massif de la semelle :

$$(XII-7) \implies N_{SEMELLE} = 1023.96 \text{ kg}$$

À ELU :

L'effort total est : $N_{UT} = N_U + N_{SOL} + N_{SEM}$

$$N_{UT} = 69485.65 \text{ kg}$$

$$\sigma_S = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{Au} = \frac{N_{UT} (A - a)}{8 \cdot h \cdot \sigma_S}$$

$$A_{Au} = 9.98 \text{ cm}^2$$

À ELS :

L'effort total est :

$$N_{SERT} = N_{SER} + N_{SOL} + N_{SEM}$$

$$N_{SERT} = 46326.76 \text{ kg}$$

$$A_{ASER} = \frac{N_{SERT} (A - a)}{8 \cdot h \cdot \sigma_S}$$

$$A_{ASER} = 9.65 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_A = 7\Phi 14 \implies A_A = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$A_B = 7\Phi 14 \implies A_B = 10.78 \text{ cm}^2$$

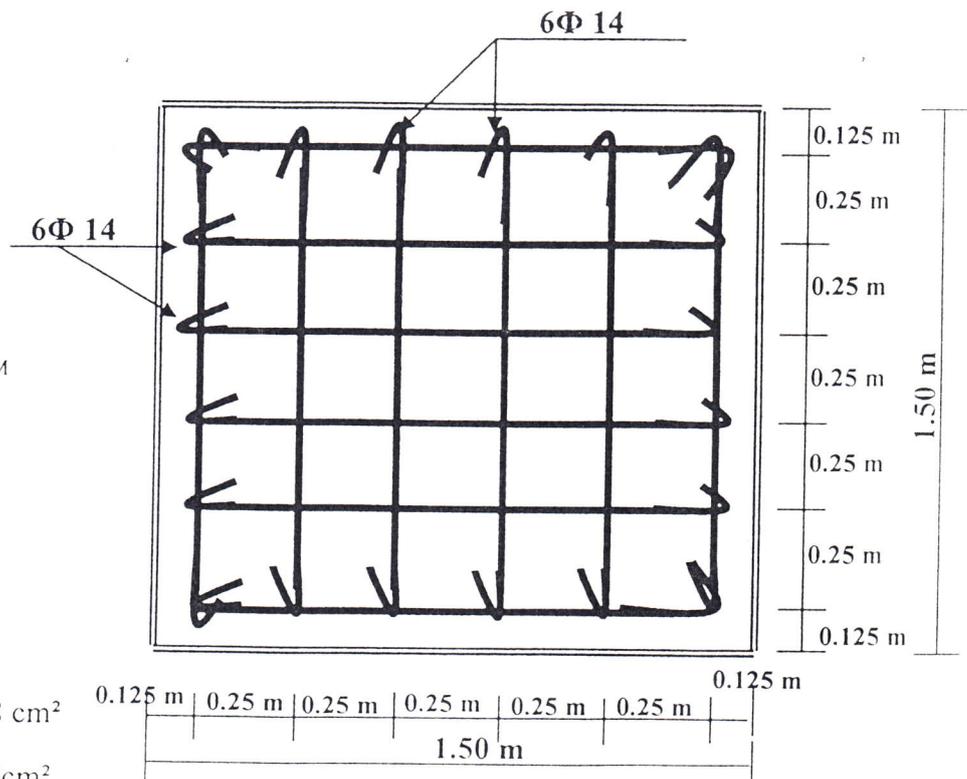


Fig (XII-5) : Ferrailage de la semelle S_2 .

Calcul d'espacement :

$$St_A \leq \frac{160 - 20}{6} = 23.33 \text{ cm}$$

$$St_B \leq \frac{160 - 20}{6} = 23.33 \text{ cm}$$

On prend : $St_A = St_B = 20 \text{ cm}$

Semelle S₃ :

La sollicitation la plus défavorable est obtenue par la combinaison :

$$N_u = \frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (Q + N_n)$$

$$N_u = 33857.51 \text{ kg}$$

$$N_{SER} = 21606.4 \text{ kg}$$

ELU :Condition de résistance :

$$A.B \geq \frac{N_u}{\sigma_{SOL}}$$

$$\frac{a'}{b'} = \frac{A}{B} = 1 \implies A = B$$

$$\frac{A}{B} = 1 \implies B = A \geq \sqrt{\frac{N_{SER}}{\sigma_{SOL}}} = 116.37 \text{ cm}$$

ELS :Condition de déformations :

$$A^2 \geq \frac{N_{SER}}{\sigma_{SOL}}$$

$$\implies B = A = 92.96 \text{ cm}$$

On prend : $A = B = 120 \text{ cm}$

$$h = \frac{A - a}{4} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} h = 20 \text{ cm} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ferraillage :

Poids de la terre au dessus de la semelle :

$$N_{SOL} = \gamma_{SOL} \cdot \left[(A.B - a.b) \cdot (D - h) + (A.B - a.b) \left(\frac{h - e}{2} \right) \right]$$

$$N_{SOL} = 3456 \text{ kg}$$

Poids du massif de la semelle :

$$N_{SEM} = \gamma_B \cdot [(A \cdot B - e + A \cdot B \left(\frac{s - e}{2}\right) + a \cdot b \cdot (D - h)]$$

$$N_{SEMELLE} = 735.97 \text{ kg}$$

À ELU :

L'effort total est : $N_{UT} = 2 \cdot N_U + N_{SOL} + N_{SEM}$

$$N_{UT} = 38049.485 \text{ kg}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{Au} = \frac{N_{UT} (A - a)}{8 \cdot h \cdot \sigma_s}$$

$$A_{Au} = 5.46 \text{ cm}^2$$

À ELS :

L'effort total est : $N_{SERT} = 2 \cdot N_{SER} + N_{SOL} + N_{SEM}$

$$N_{SERT} = 25798.37 \text{ kg}$$

$$A_{ASER} = \frac{N_{SERT} (A - a)}{8 \cdot h \cdot \sigma_s}$$

$$A_{ASER} = 5.37 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_A = 4\Phi 14 \implies A_A = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_B = 4\Phi 14 \implies A_B = 6.16 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacement :

$$St_A \leq \frac{120 - 20}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

$$St_B \leq \frac{120 - 20}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

On prend : $St_A = St_B = 30 \text{ cm}$

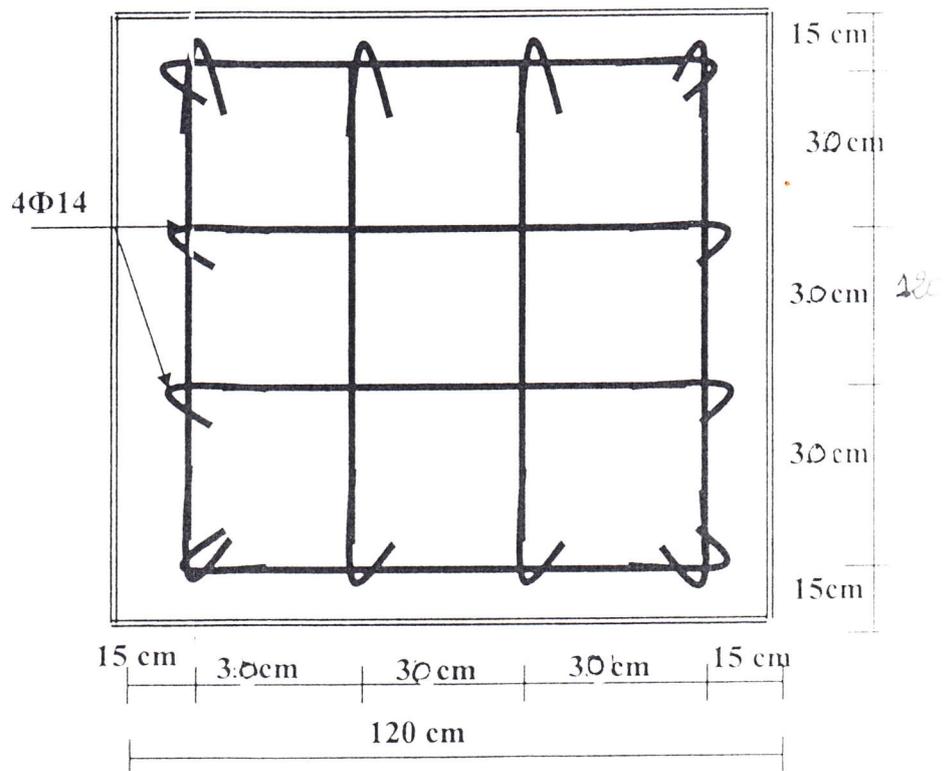


Fig (XII-6) : Ferrailage du semelle S

CONCLUSION GÉNÉRALE

C'est très difficile d'aboutir à une conclusion générale dans ce genre de travaux ;

Mais on peut conclure, l'étude, la conception, le dimensionnement, et la vérification d'une construction en charpente métallique ne sont pas des tâches faciles.

En effet ; notre étude nous a permis d'utiliser presque tous les règles et les recommandations du règlement en vigueur, Le CM66, aussi quelque méthode de calcul des structures.

Le calcul délicat, et la complexité de méthode manuels, nous a obligé de penser à l'utilisation de l'outil informatique ; En signalant que cet outil ne sera jamais abordable et possible si n'aura pas la bonne compréhension et assimilation des supports théoriques.

En fin on peut dire que ce travail a permis de balayer une grande partie de notre spécialité :

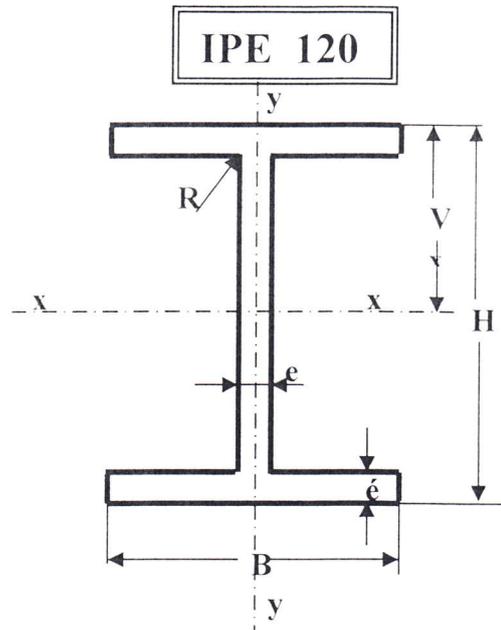
La construction industrielle avec tous leur éléments constructifs ; (les poteaux, les portiques, les ponts roulants.....), ce qui représente pratiquement le travail de l'ingénieur dans le bureau d'étude .

En perspective, nous espérons que ce travail sera complété par une méthode comparative en utilisant un logiciel de calcul des structures tels que : (la Robot , le SAP, Le STAAD.....) ; ou bien en utilisant les règlement modifiée (CM66+Additif, L'Eurocode)

BIBLIOGRAPHIE

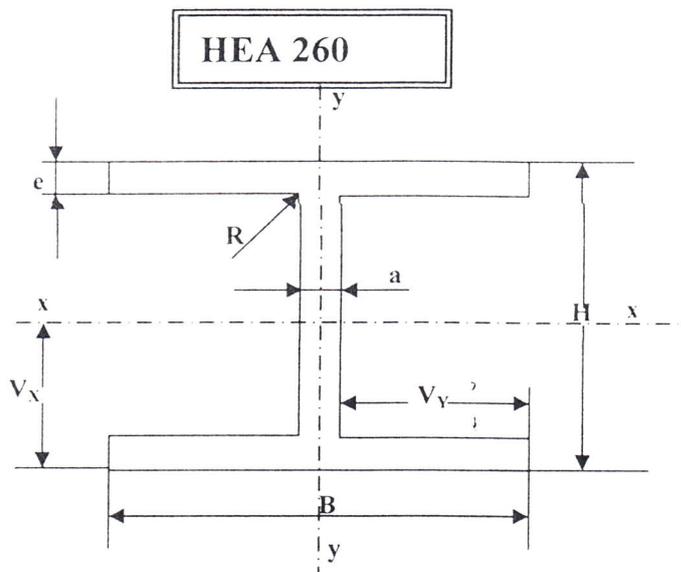
- [1] : CALCUL DES STRUCTURE METALLIQUE F.Z.AOUADJA
Edition EL- HIDAYA
- [2] : REGLES NV 65 D T U
Edition EYROLLES 1987
- [3] : RPA 88
- [4] : CM 66 D T U
Edition EYROLLES 1986
- [5] : BAEL 83 PIERRE CHARON
Edition EYROLLES 1991
- [6] : LES CHARPENTES METALLIQUES E.GUSTIN /J.DIEHL
Edition EYROLES 1985
- [7] : CALCUL PRATIQUE DES STRUCTURES METALLIQUES
C N R A G P
O P U 1990

ANNEXE 1



$H = 120 \text{ mm}$	$B = 64 \text{ mm}$	$e = 4.4 \text{ mm}$	$\acute{e} = 6.3 \text{ mm}$
$R = 7 \text{ mm}$	$S = 13.2 \text{ cm}^2$	$P = 10.4 \text{ kg/m}$	$I_X = 318 \text{ cm}^4$
$I_Y = 17.7 \text{ cm}^4$	$W_X = 53.0 \text{ cm}^3$	$W_Y = 8.65 \text{ cm}^3$	$i_X = 4.90 \text{ cm}$
$i_Y = 1.45 \text{ cm}$			

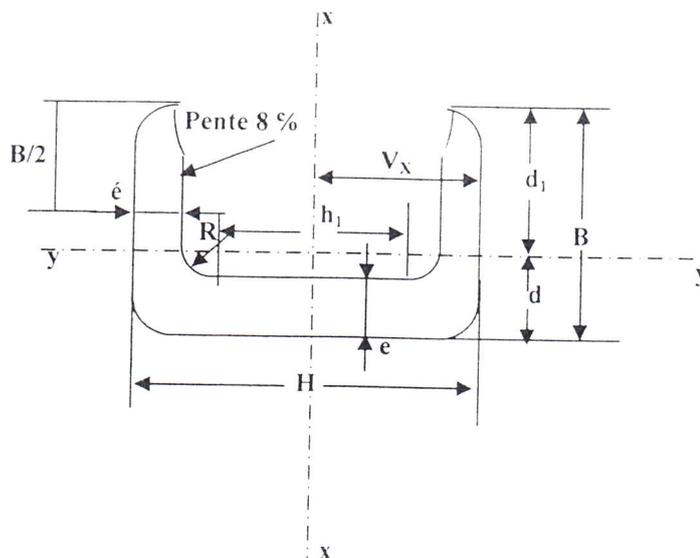
ANNEXE 2



$H = 250 \text{ mm}$	$B = 260 \text{ mm}$	$e = 12.5 \text{ mm}$	$a = 7.5 \text{ mm}$
$R = 24 \text{ mm}$	$S = 86.8 \text{ cm}^2$	$P = 68.2 \text{ kg/m}$	$I_X = 10455 \text{ cm}^4$
$I_Y = 3668 \text{ cm}^4$	$W_X = 836 \text{ cm}^3$	$W_Y = 282 \text{ cm}^3$	$i_X = 11.0 \text{ cm}$
$i_Y = 6.50 \text{ cm}$			

ANNEXE 3

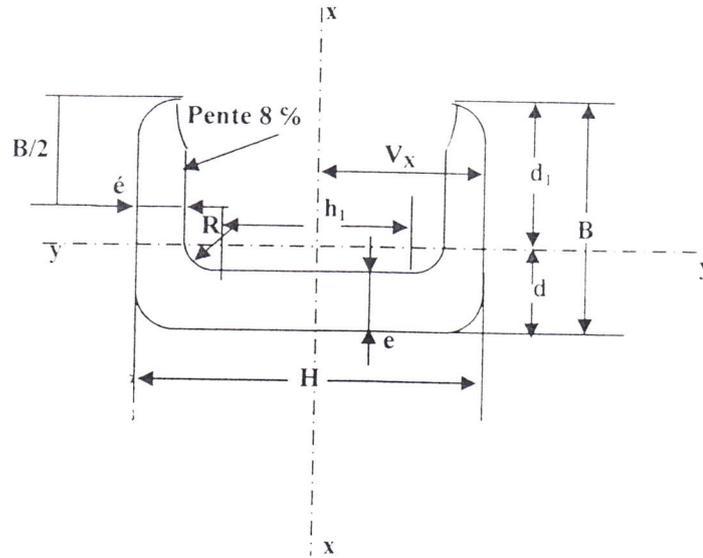
UPN 140



H = 140 mm	B = 60 mm	e = 7.00 mm	é = 10 mm
R = 10 mm	S = 20.4 c m²	P = 16.00 kg/m	I_x = 605 cm⁴
I_y = 86.4 cm⁴	W_x = 86.4 cm³	W_y = 14.80 cm³	i_x = 5.45 cm
i_y = 1.75 cm	h₁ = 98 mm	d = 1.60 cm	d₁ = 4.25 cm

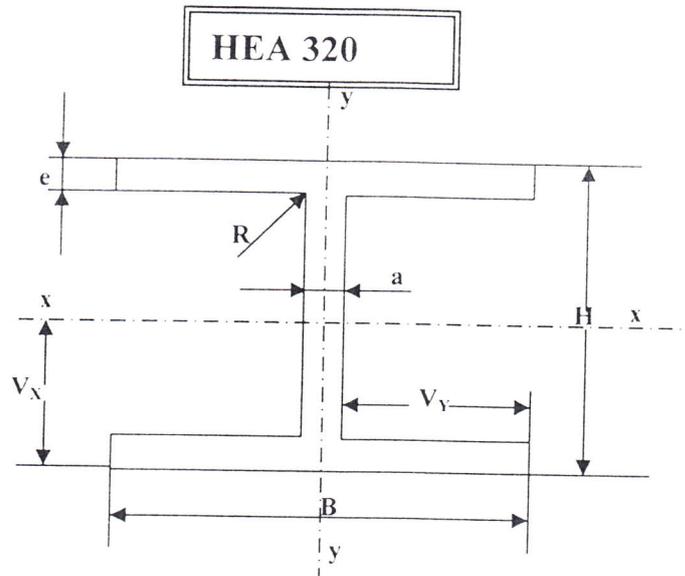
ANNEXE 4

UPN 180



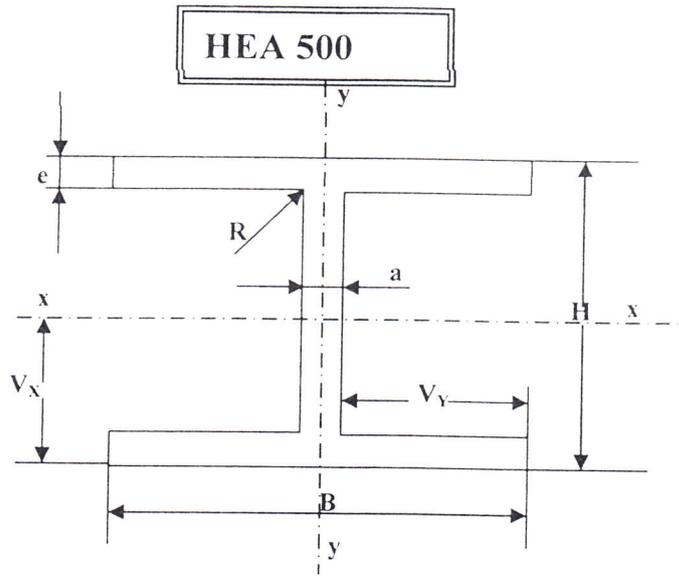
H = 180 mm	B = 70 mm	e = 8.00 mm	é = 11 mm
R = 11 mm	S = 28.0 cm²	P = 22.00 kg/m	I_x = 1305 cm⁴
I_y = 114.0 cm⁴	W_x = 150.0 cm³	W_y = 22.40 cm³	i_x = 6.95 cm
i_y = 2.02 cm	h₁ = 133 mm	d = 1.92 cm	d₁ = 5.08 cm

ANNEXE 5



$H = 310 \text{ mm}$	$B = 300 \text{ mm}$	$e = 15.5 \text{ mm}$	$a = 9.0 \text{ mm}$
$R = 27 \text{ mm}$	$S = 124.4 \text{ cm}^2$	$P = 97.6 \text{ kg/m}$	$I_X = 22928 \text{ cm}^4$
$I_Y = 6985 \text{ cm}^4$	$W_X = 1480 \text{ cm}^3$	$W_Y = 466 \text{ cm}^3$	$i_X = 13.6 \text{ cm}$
$i_Y = 7.49 \text{ cm}$			

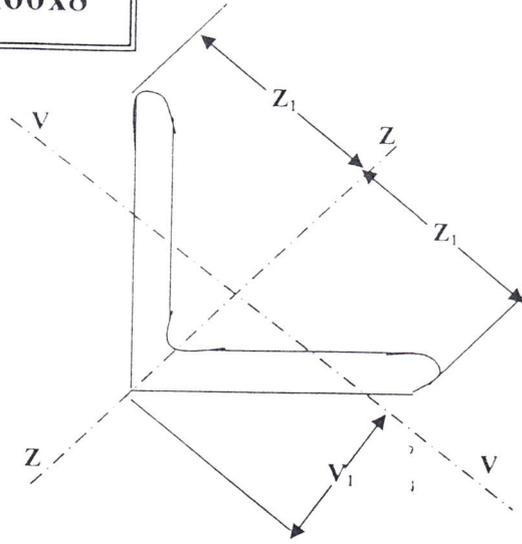
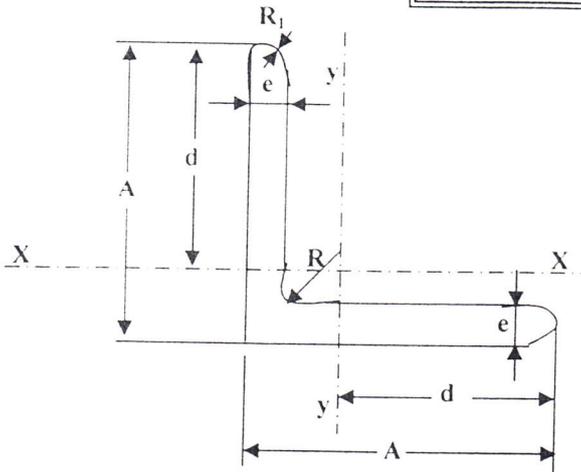
ANNEXE 6



$H = 490 \text{ mm}$	$B = 300 \text{ mm}$	$e = 23 \text{ mm}$	$a = 12 \text{ mm}$
$R = 27 \text{ mm}$	$S = 197.5 \text{ cm}^2$	$P = 155 \text{ kg/m}$	$I_X = 86975 \text{ cm}^4$
$I_Y = 10367 \text{ cm}^4$	$W_X = 3550 \text{ cm}^3$	$W_Y = 691 \text{ cm}^3$	$i_X = 21.0 \text{ cm}$
$i_Y = 7.24 \text{ cm}$			

ANNEXE 7

Cornière 60x60x8

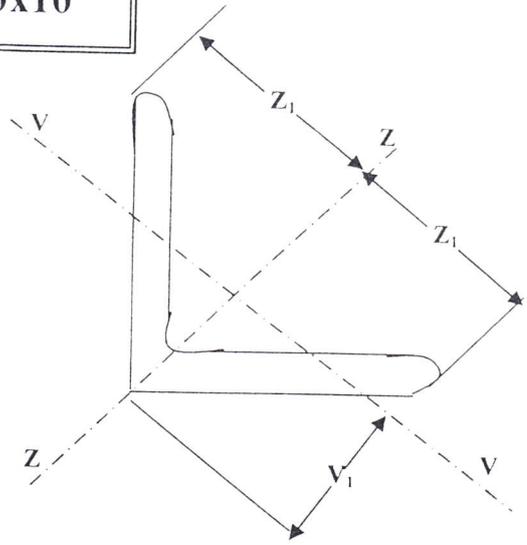
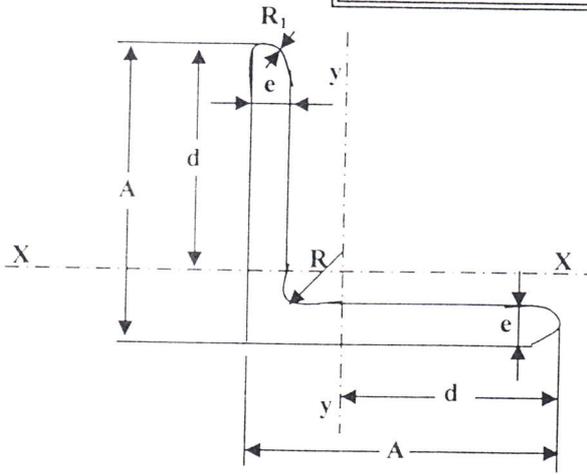


Cornière à ailes égales et à congé

$A = 60 \times 60 \text{ mm}$	$e = 8 \text{ mm}$	$R = 6 \text{ mm}$	$R_1 = 3 \text{ mm}$
$S = 9.00 \text{ cm}^2$	$P = 7.07 \text{ kg/m}$	$d = 4.22 \text{ mm}$	$I_Y = I_X = 29.40 \text{ cm}^4$
$I_Z = 46.50 \text{ cm}^4$	$I_V = 12.21 \text{ cm}^4$	$\frac{I_X}{d} = \frac{I_Y}{d} = 6.96 \text{ cm}^3$	$\frac{I_Z}{Z_1} = 11.00 \text{ cm}^3$
$\frac{I_V}{V_1} = 4.87 \text{ cm}^3$	$i_X = i_Y = 1.81 \text{ cm}$	$i_Z = 2.27 \text{ cm}$	$i_V = 1.17 \text{ cm}$
$2. I_X = 58.80 \text{ cm}^4$	$2. \frac{I_X}{d} = 13.92 \text{ cm}^4$		

ANNEXE 8

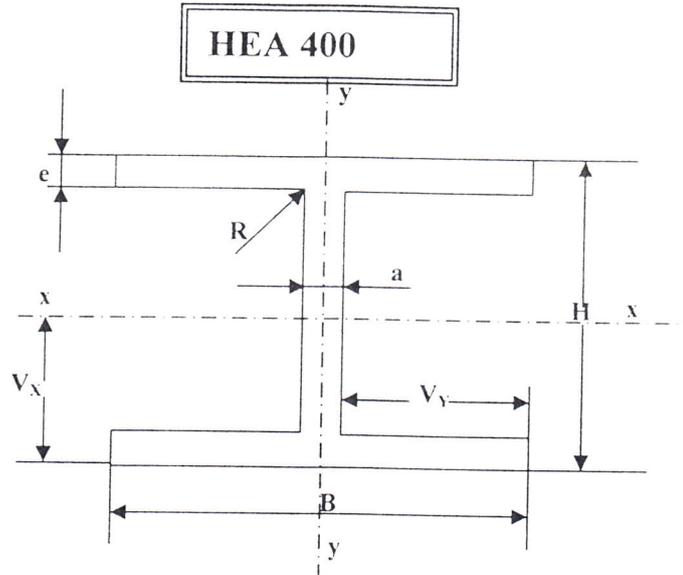
Cornière 100x100x10



Cornière à ailes égales et à congé

$A = 100 \times 100 \text{ mm}$	$e = 10 \text{ mm}$	$R = 10 \text{ mm}$	$R_1 = 5 \text{ mm}$
$S = 19.11 \text{ cm}^2$	$P = 15.00 \text{ kg/m}$	$d = 7.17 \text{ mm}$	$I_Y = I_X = 178 \text{ cm}^4$
$I_Z = 282 \text{ cm}^4$	$I_V = 74.50 \text{ cm}^4$	$\frac{I_X}{d} = \frac{I_Y}{d} = 24.28 \text{ cm}^3$	$\frac{I_Z}{Z_1} = 39.90 \text{ cm}^3$
$\frac{I_V}{V_1} = 18.60 \text{ cm}^3$	$i_X = i_Y = 3.05 \text{ cm}$	$i_Z = 3.84 \text{ cm}$	$i_V = 1.97 \text{ cm}$
$2 \cdot I_X = 356 \text{ cm}^4$	$2 \cdot \frac{I_X}{d} = 49.60 \text{ cm}^4$		

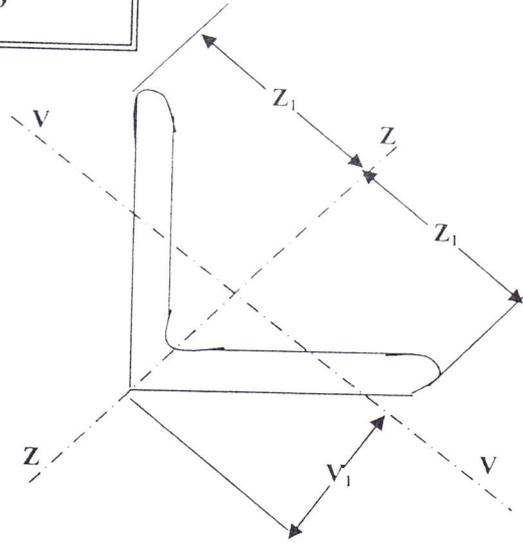
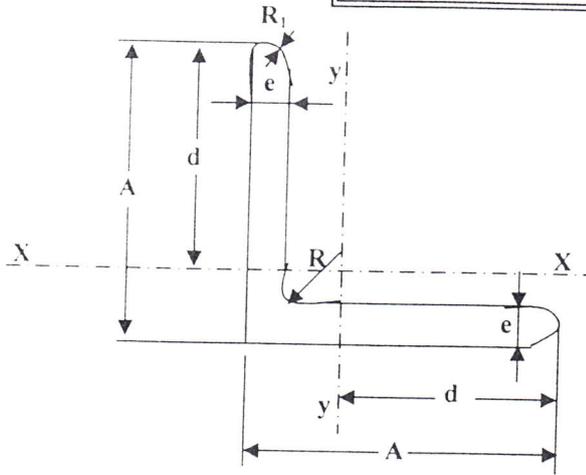
ANNEXE 9



$H = 390 \text{ mm}$	$B = 300 \text{ mm}$	$e = 19 \text{ mm}$	$a = 11 \text{ mm}$
$R = 27 \text{ mm}$	$S = 159.0 \text{ cm}^2$	$P = 125 \text{ kg/m}$	$I_X = 45069 \text{ cm}^4$
$I_Y = 8564 \text{ cm}^4$	$W_X = 2310 \text{ cm}^3$	$W_Y = 571 \text{ cm}^3$	$i_X = 16.8 \text{ cm}$
$i_Y = 7.34 \text{ cm}$			

ANNEXE 10

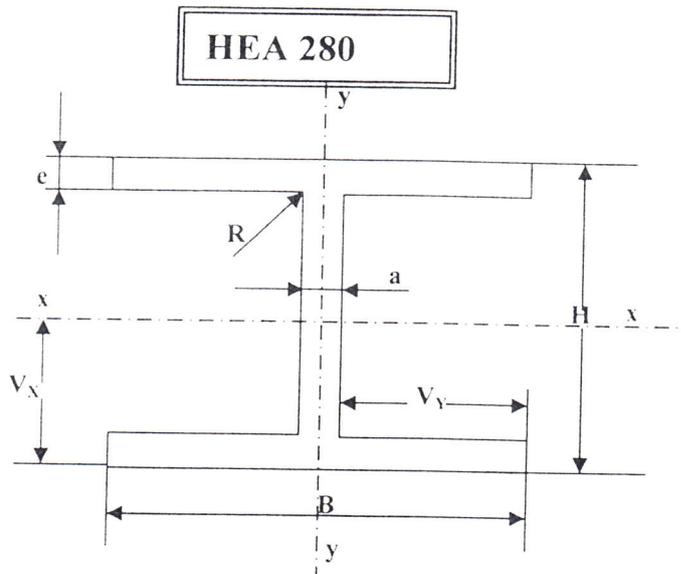
Cornière 30x30x3



Cornière à ailes égales et à congé

$A = 30 \times 30 \text{ mm}$	$e = 3 \text{ mm}$	$R = 3.5 \text{ mm}$	$R_1 = 1.75 \text{ mm}$
$S = 1.72 \text{ cm}^2$	$P = 1.35 \text{ kg/m}$	$d = 2.16 \text{ mm}$	$I_Y = I_X = 1.44 \text{ cm}^4$
$I_Z = 2.29 \text{ cm}^4$	$I_V = 0.59 \text{ cm}^4$	$\frac{I_X}{d} = \frac{I_Y}{d} = 0.67 \text{ cm}^3$	$\frac{I_Z}{Z_1} = 1.08 \text{ cm}^3$
$\frac{I_V}{V_1} = 0.47 \text{ cm}^3$	$i_X = i_Y = 0.91 \text{ cm}$	$i_Z = 1.15 \text{ cm}$	$i_V = 0.58 \text{ cm}$
$2 \cdot I_X = 2.88 \text{ cm}^4$	$2 \cdot \frac{I_X}{d} = 1.34 \text{ cm}^4$		

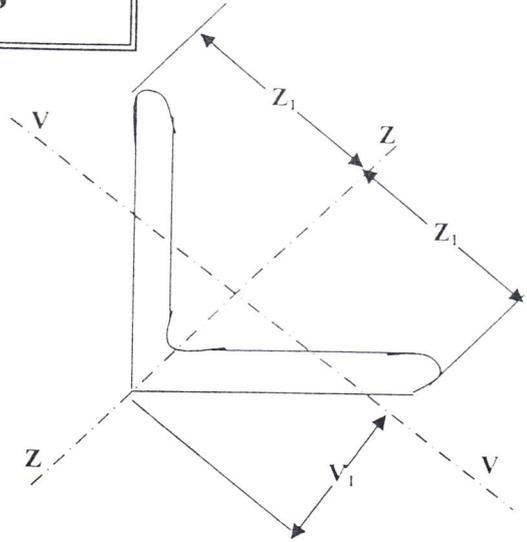
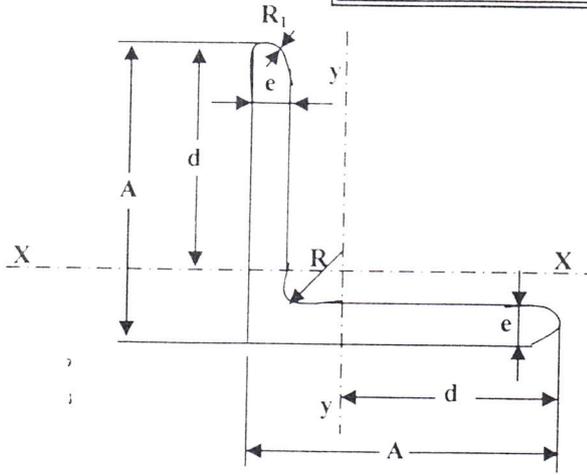
ANNEXE 11



$H = 270 \text{ mm}$	$B = 280 \text{ mm}$	$e = 13 \text{ mm}$	$a = 8 \text{ mm}$
$R = 24 \text{ mm}$	$S = 97.3 \text{ cm}^2$	$P = 76.4 \text{ kg/m}$	$I_X = 13673 \text{ cm}^4$
$I_Y = 4763 \text{ cm}^4$	$W_X = 1010 \text{ cm}^3$	$W_Y = 340 \text{ cm}^3$	$i_X = 11.9 \text{ cm}$
$i_Y = 7.00 \text{ cm}$			

ANNEXE 12

Cornière 70x70x8

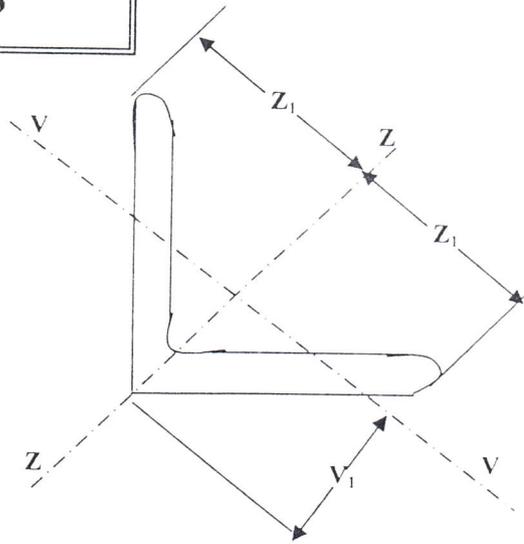
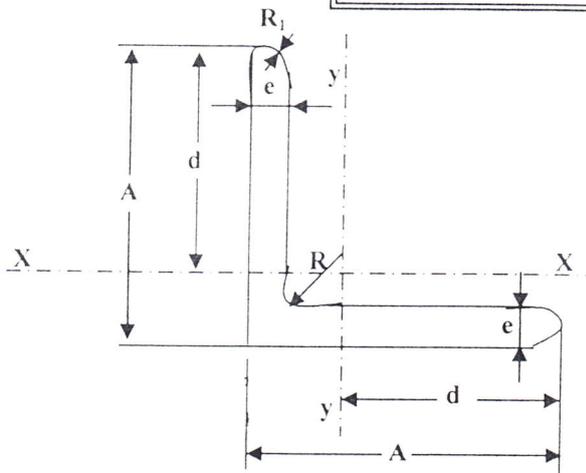


Cornière à ailes égales et à congé

$A = 70 \times 70 \text{ mm}$	$e = 8 \text{ mm}$	$R = 7 \text{ mm}$	$R_1 = 3.50 \text{ mm}$
$S = 10.61 \text{ cm}^2$	$P = 8.33 \text{ kg/m}$	$d = 4.98 \text{ mm}$	$I_Y = I_X = 48.15 \text{ cm}^4$
$I_Z = 76.00 \text{ cm}^4$	$I_V = 20.40 \text{ cm}^4$	$\frac{I_X}{d} = \frac{I_Y}{d} = 9.70 \text{ cm}^3$	$\frac{I_Z}{Z_1} = 15.30 \text{ cm}^3$
$\frac{I_V}{V_1} = 7.10 \text{ cm}^3$	$i_X = i_Y = 2.13 \text{ cm}$	$i_Z = 2.68 \text{ cm}$	$i_V = 1.38 \text{ cm}$
$2 \cdot I_X = 96.30 \text{ cm}^4$	$2 \cdot \frac{I_X}{d} = 19.40 \text{ cm}^4$		

ANNEXE 13

Cornière 80x80x8

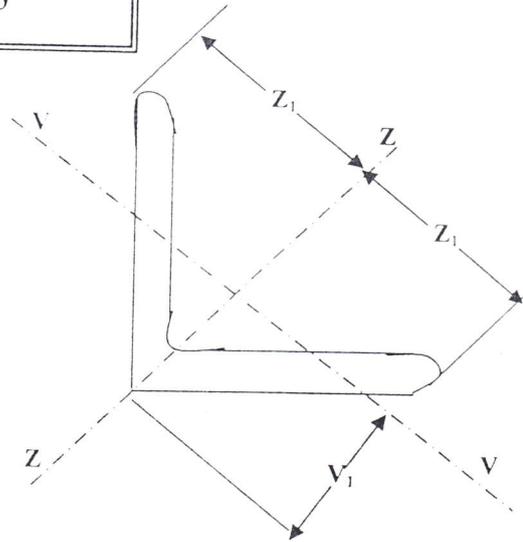
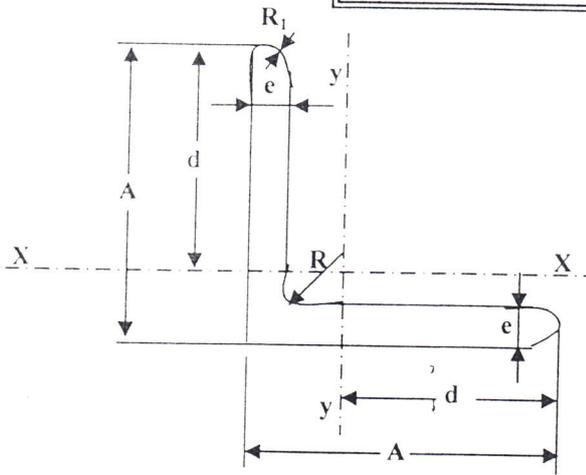


Cornière à ailes égales et à congé

$A = 80 \times 80 \text{ mm}$	$e = 8 \text{ mm}$	$R = 8.00 \text{ mm}$	$R_1 = 4.00 \text{ mm}$
$S = 12.23 \text{ cm}^2$	$P = 9.60 \text{ kg/m}$	$d = 5.73 \text{ mm}$	$I_Y = I_X = 72.90 \text{ cm}^4$
$I_Z = 115.91 \text{ cm}^4$	$I_V = 29.83 \text{ cm}^4$	$\frac{I_X}{d} = \frac{I_Y}{d} = 12.70 \text{ cm}^3$	$\frac{I_Z}{Z_1} = 20.40 \text{ cm}^3$
$\frac{I_V}{V_1} = 9.03 \text{ cm}^3$	$i_X = i_Y = 2.44 \text{ cm}$	$i_Z = 3.08 \text{ cm}$	$i_V = 1.56 \text{ cm}$
$2 \cdot I_X = 145.80 \text{ cm}^4$	$2 \cdot \frac{I_X}{d} = 25.40 \text{ cm}^4$		

ANNEXE 14

Cornière 50x50x5



Cornière à ailes égales et à congé

$A = 50 \times 50 \text{ mm}$	$e = 5 \text{ mm}$	$R = 5.00 \text{ mm}$	$R_1 = 2.5 \text{ mm}$
$S = 4.78 \text{ cm}^2$	$P = 3.75 \text{ kg/m}$	$d = 3.59 \text{ mm}$	$I_Y = I_X = 11.15 \text{ cm}^4$
$I_Z = 17.64 \text{ cm}^4$	$I_V = 4.66 \text{ cm}^4$	$\frac{I_X}{d} = \frac{I_Y}{d} = 3.09 \text{ cm}^3$	$\frac{I_Z}{Z_1} = 5.00 \text{ cm}^3$
$\frac{I_V}{V_1} = 2.34 \text{ cm}^3$	$i_X = i_Y = 1.52 \text{ cm}$	$i_Z = 1.92 \text{ cm}$	$i_V = 0.97 \text{ cm}$
$2. I_X = 22.30 \text{ cm}^4$	$2. \frac{I_X}{d} = 6.18 \text{ cm}^4$		