

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
du MASTER en Génie civil.
Option : Construction métallique.

Thème :

**INFLUANCES DES DEFAUTS D'ALIGNEMENTS ET
DE VERTICALITES DES POTEAUX SUR LA
REPOSE D'UNE STRUCTURE .**

Présenté en Juin 2015 par :

BENZERDJEB Mohamed

Devant le Jury composé de :

M^r ZEDJAOUI.A
M^r MATALLAH.A
M^{me} DJAFOUR.N
M^r MISSOUM.A
M^r BOUTASTA.A

Président
Examineur
Examineur
Encadreur
Encadreur

REMERCIEMENTS

J'adresse mes plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon DIEU, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage pour mener à bien ce modeste travail.

Je veux exprimer ma gratitude à mes deux encadreur, le docteur Abdelghani MISSOUM et Monsieur Amine BOUASTA, pour avoir largement contribué à ma formation, avoir profilé de leurs grandes expériences et avoir partagé le fruit de leurs connaissances durant mon travail.

Je réservée une pensée à tous les enseignants du département de Génie civil de notre faculté qui ont su me donner une formation didactique et appréciable durant tout mon cursus.

Je remercie également le docteur ZADJAOUI A. Président de jury aussi que les examinateurs Docteur MATALLAH M. et Docteur DJAFOUR N. devant lesquelles j'aurai l'honneur d'exposer mon travail, et qui ont pris peine de le lire et de s'intéresser.

Mes remerciements s'adressent également au Professeur BOUMECHRA N. le responsable de notre promotion.

DEDICACES

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail.

Je le dédie à :

♥ *Mes très chers parents pour leur soutien et leur aide depuis ma naissance, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et mon respect,*

♥ *A ma mère que DIEU tout-puissant la garde en bonne santé,*

♥ *A toute la famille BENZERDJEB, CHERIF BENMOUSSA,*

♥ *A mes amis et tous ceux qui m'ont aidés de loin ou de près « MOHAMED, SOUFYANE, DIDEN, ADEL, RAYAN, NASSIM, CHAKIB, REDWAN, OMAR, ABDELLEAH, KAMEL, MEHDI, YACIN »,*

♥ *A tous mes enseignants,*

♥ *A toute la promotion de Génie Civil 2015 plus particulièrement la promotion de la charpente métallique*

BENZERDJEB MOHAMED

Table des matière

Introduction Générale.....	1
I. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1. Présentation du sujet :	2
I.2. Les données géométriques de l'ouvrage	2
I.3. Localisation et données concernant le site	2
I.4. Règlements techniques :.....	3
I.5. Matériaux utilisés.....	3
I.5.1. Acier	3
I.5.2. Béton	4
II. DESCENTES DES CHARGES.....	5
II.1. Introduction.....	5
II.2. Détermination des actions du vent.....	5
II.2.1. Calcul du coefficient dynamique C_d	5
II.2.2. Calcul du coefficient d'exposition C_e	5
II.2.3. Détermination des pressions dynamiques :.....	6
II.2.4. Détermination des coefficients de pressions.....	6
II.3. Détermination de la force de frottement	6
II.4. Application	6
II.4.1. Détermination du coefficient dynamique C_d	7
II.4.2. Détermination du coefficient d'exposition C_e :.....	7
II.4.3. Valeur de la pression dynamique q_{dyn} :.....	8
II.4.4. Détermination des coefficients de pression :	8
II.5. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{p_i}	12
II.6. Détermination des pressions	13
II.7. Calcul des forces de frottements	14
II.7. Calcul des charges de neige	15
III. ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	16
III.1. Calcul des pannes de couverture	16
III. 2. Espacement entre pannes.....	16
III.2.1 Charges à prendre en considération.....	16
III.2.2. Combinaisons des charges et actions.....	16
III.2.3. Moment maximum pour une poutre continue sur 6 appuis simples.....	17

III.2.4 Calcul de l'espacement.....	17
III.2.5 Dimensionnement des pannes	17
III.2.6. Condition de flèche (ELS)	19
III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus.....	20
III.2.8. Classe du profilé IPE 140	21
III .2.9. Vérification des contraintes	21
III.2.10 Résistance de la panne au déversement	23
III.2.11 Résistance au voilement par cisaillement	24
III.2.12 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	24
III.3 Calcul des liernes.....	25
III.4. Calcul des lisses.....	26
III.5 Calcul des potelets.....	29
III.5.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé.....	29
IV.ETUDESISMIQUE	34
IV.1. Introduction	34
IV.2. Principe de la méthode	34
IV.3. Spectre de réponse de calcul	34
IV.4. Analyse dynamique de la structure	36
IV.5 modélisation de la structure.....	36
IV.6 Analyse modale	37
IV.7. Vérification de la structure	37
IV.7.1 vérification de la période fondamentale de la structure	37
IV .7.2 Vérification de la force sismique à la base	38
IV.7.3 vérification des déplacements	39
V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	40
V. 1 Introduction	40
V.2 Justification des traverses	40
V.2.1 Charges réparties sur la traverse	40
V.2.2 Caractéristiques du profilé pour les traverses	40
V.2.3 Efforts sollicitant	40
V.2.4 Classe de la section transversale	41
V.2.5 Résistance de la traverse au déversement	42
V.3 Justification des poteaux.....	43
V.3.1 Efforts sollicitants	43

V.3.2	Caractéristiques du profile du poteau	43
V.3.3	Classe de la section transversale	43
V.3.4	Condition de résistance (moment fléchissant+effort normal)	44
V.3.5	Résistance au flambement	44
V.4	Contreventement :	45
V.4.1	Introduction.....	45
V.4.2	Effort axial de traction :	46
VI.	CALCUL DES ASSEMBLAGES	47
VI.1	Introduction	47
VI.2	LIAISON POTEAU-TRAVERSE	47
VI.2.1	Efforts Sollicitants	48
VI.2.2	Soudure de la platine	48
VI.2.3	Disposition constructives	49
VI.2.4	Calcul des boulons sollicités en traction	49
VI.2.5	Calcul des boulons sollicités au cisaillement	49
VI.2.6	Vérification de la pression diamétrale	50
VI.3	LES PIEDS DE POTEAUX.....	50
VI.3.1	Dimensionnement de la plaque d'assise.....	50
VI.3.2	Vérification des tiges d'ancrage :	51
VI.3.3	Condition d'équilibre du B.A.E.L	51
VI.4	LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 330-IPE330) :	52
VI.4.1	Efforts sollicitant :	52
VI.4.2	Soudure de la platine :	53
VI.4.3	Disposition constructives :	53
VI.4.4	Calcul des boulons sollicités en traction :	54
VI.4.5	Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	54
VI.4.6	Vérification de la pression diamétrale :	54
VII.	Calcul des ancrages et des fondations	55
VII.1	Calcul des fondations.....	55
VII.1.1	Dimensionnement de la semelle intermédiaire « Poteau HEA240 »	55
a.	Détermination de d et h	56
b.	Calcul du ferrailage	56
c.	Détermination de la hauteur du patin 'e'	56
d.	Calcul de l'espacement.....	56

VII .1.2 Calcul des longrines	57
VII .1. 3 Dimensionnement de la semelle d'angle « Poteau HEA340 »	58
a. Détermination de d et h	59
b. Calcul du ferrailage	59
c. Détermination de la hauteur du patin 'e'	60
d. Calcul de l'espacement.....	60
VIII.Défaut d'alignement	64
VIII.1 Imperfection géométrique.....	64
VIII.2 Récapitulatif des résultats de la structure(sans défaut)	64
VIII.2.1 poteau.....	64
VIII.3 Récapitulatif des résultats de la structure(avec défaut)	66
VIII.3.1 1Vérification de la résistance de cet élément	67
VIII.3.2 Vérification au moment fléchissant, effort tranchant et effort axial.....	67
VIII.3.3 Résistance au flambement	64
VIII.4 Structure avec un défaut simules	64
VIII.4.1 Défauts sur 1 seul poteau(Poteau n°1).....	64
a. Défaut vers l'intérieur.....	69
b. Défaut vers l'extérieur	70
VIII.4.2 Défauts sur l'ensemble des poteaux	71
a. Défaut vers l'intérieur.....	71
b. Défaut vers l'extérieur	72
VIII.5 Analyse et conclusion	72
 Conclusion général	 74

Liste des Figures

Figure I.1 Localisation du projet.....	2
Figure I.2 Vue de projet en 3D.....	3
Figure II.1 Directions du vent.....	7
Figure II.2 Direction du vent V1.....	9
Figure II.3 Coefficients Cpe de chaque versant de la toiture.....	9
Figure II.4 Coefficient Cpe de la paroi vertical (Long pan).....	10
Figure II.5 Coefficient Cpe de la paroi vertical (pignon).....	10
Figure II.6 Direction du vent V2.....	11
Figure II.7 Coefficients Cpe de la toiture.....	11
Figure II.8 Coefficients Cpe de la paroi vertical (Long pan).....	12
Figure II.9 Coefficients Cpe de la paroi vertical (Long pan).....	12
Figure III.1 Cas de l'effet de la neige.....	16
Figure III.2 Cas de l'effet du vent.....	16
Figure III.3 Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	17
Figure III.4 Profilé IPE140.....	20
Figure III.5 Coupe transversale des pannes avec les liernes.....	25
Figure IV.1 Spectre de réponse.....	37
Figure VI.1 3D d'assemblage poteau - traverse (HEA300 – IPE360).....	47
Figure VI.2 Détail d'assemblage poteau - traverse (HEA300 – IPE360).....	48
Figure VI.3 représentation de pieds de poteaux.....	50
Figure VI.4 tiges d'ancrage.....	51
Figure VI.5 3D d'assemblage traverse - traverse (IPE330– IPE330).....	52
Figure VI.6 Detail d'assemblage traverse - traverse (IPE330– IPE330).....	52
Figure VII.1 Ferrailage des longrines.....	58
Figure VII.2 Ferrailage des semelles d'angle (HEA240).	58
Figure VIII.1 Numérotation des poteaux.....	58
Figure VIII.2 Plan topographie de la structure réalisée.....	58
Figure VIII.3 Poteau n°1 vers l'extérieur	60
Figure VIII.4 L'ensemble des poteaux.....	60

Liste des Tableaux

Tableau II.1 Valeurs de Cpe de chaque paroi de la toiture.....	9
Tableau II.2 Valeurs de Cpe de la paroi	10
Tableau II.3 les valeurs de Cpe de la Toiture	11
Tableau II.1 Valeurs de Cpe de paroi vertical	12
Tableau II.4 Résultats de la pression qj (V1)	13
Tableau II.5 Résultats de la pression qj (V2)	13
Tableau III.1 Caractéristiques du profilé IPE 140 de la panne.....	20
Tableau III.2 Caractéristiques du profilé IPE 240.....	30
Tableau IV.1 facteur de qualité.....	35
Tableau IV.2 Définitions des éléments métalliques constituant la structure	36
Tableau IV.3 Vérification de la force sismique à la base	39
Tableau IV.4 Résultante des déplacements horizontaux dans les deux sens.....	40
Tableau V.1 Caractéristiques du profilé IPE 330.....	40
Tableau V.2 Caractéristiques du profilé HEA 240	43
Tableau VII.1 Charges appliquées sur les fondations	55
Tableau VIII.1 Les efforts de poteaux(Structure sain).....	65
Tableau VIII.2 Les efforts de poteaux(Structure avec défaut)	67
Tableau VIII.3 Efforts dans le poteau n°10 dans le cas de la structure saine et réalisée	67
Tableau VIII.4 Les efforts de poteau n°1(l'intérieur).	69
Tableau VIII.5 Les efforts de poteau n°1(l'extérieur).....	70
Tableau VIII.6 Les efforts sur l'ensemble des poteaux(l'interieur)	71
Tableau VIII.7 Les efforts sur l'ensemble des poteaux(l'extérieur)	72
Tableau VIII.8 Récapitulatif.....	72

LISTE DES NOTATIONS

A	: Section brute d'une pièce ;
A_{net}	: Section nette d'une pièce ;
A_w	: Section de l'âme ;
A_v	: Aire de cisaillement
C_t	: Coefficient de topographie ;
C_r	: Coefficient de rugosité ;
C_p	: Coefficient de pression ;
C_e	: Coefficient d'exposition ;
C_d	: Coefficient dynamique ;
E	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	: Charge permanente ;
I	: Moment d'inertie ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	: Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
M_{Sd}	: Moment sollicitant;
M_{Rd}	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl}	: Moment plastique ;
M_{Cr}	: Moment critique ;
$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{Sd}	: Effort normal ;
$N_{t\ sd}$: Effort normal de traction ;
$N_{c\ sd}$: Effort normal de compression ;
N_{pl}	: Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
Q	: Charge d'exploitation ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S	: Surface ;
S	: La charge de la neige ;
S_k	: La charge de la neige sur le sol ;
V_{Sd}	: Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
$V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent ;
W_{el}	: Module de résistance élastique ;
W_{pl}	: Module de résistance plastique ;
W	: Poids de la structure
d	: Diamètre d'une section circulaire ;
f	: La flèche ;
f_y	: Limite d'élasticité ;
h	: Hauteur d'une pièce ;
l	: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau);
l_f	: Longueur de flambement ;
r	: Rayon d'une section circulaire ;
t	: Épaisseur d'une pièce ;
t_f	: Épaisseur d'une semelle de poutre ;
t_w	: Épaisseur de l'âme de poutre ;
z	: Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	: Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	: Hauteur équivalente ;
z_{min}	: Hauteur minimale ;
χ	: Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	: Facteur de corrélation ;
β_M	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_M	: Coefficient de sécurité ;
λ	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement ;
α	: Facteur d'imperfection ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{LT}	: Rotation de déversement ;
τ	: Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	: Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	: Contrainte de l'acier ;
σ_b	: Contrainte du béton ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique ;
η	: Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	: Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
μ	: coefficient de forme de la charge de neige ;

Introduction

Les structures métalliques sont des constructions qui nécessitent une précision extrêmes. L'alignement des éléments sur chantier relève du millimètre près, tout défauts d'alignement perturbe le comportement globale de la structure (en statique et en dynamique). C'est pour cela que les ingénieurs concepteurs étudient chaque défaut susceptible de se produire au niveau des divers composants.

Cependant les codes de calcul modern ne fournissent quasiment pas de règles de dimensionnement pour ces types d'élément, ni d'outils simples et faciles à utiliser tout en restant performants. Par exemple le CC M97 ou l'Eurocode 3 ne proposent que quelques lignes de recommandations générales laissant à l'utilisateur le soin de montrer par son propre élément se perde quelque peu puisque leur dimensionnement risque d'être assez grossier, en tous cas moins performant que pour les poutres prismatiques.

Mon mémoire se divise en deux majeures parties dont la première partie est le dimensionnement d'un hall métallique et la deuxième partie à l'étude des défauts géométriques de ce hall. On a le premier chapitre la présentation de sujet. Le deuxième chapitre est consacré aux calculs des surcharges climatiques. Le troisième chapitre consiste à dimensionner les éléments secondaires (les pannes, liernes, ...). Le quatrième chapitre est l'étude sismique. En cinquième chapitre on dimensionnera les éléments structuraux (contreventements, traverses, poteaux). Ensuite un sixième chapitre sera consacré à l'étude des assemblages (poutre-traverse, traverse-traverse). Enfin un septième chapitre qui traitera de l'infrastructure. Dans la seconde partie, on va étudier l'incidence des défauts géométrique telle que le mauvais alignement ou d'inclinaison sur la réponse de la structure.

CHAPITRE I

« PRESENTATION DE L'OUVRAGE »

I.1. Présentation du sujet

Ce projet de fin d'étude consiste dans un premier temps à un pré-dimensionnement, calcul de la résistance et vérification des instabilités d'une structure métallique de type hall métallique. Puis dans deuxième temps, à un recalcul de cette même structure une fois réalisée avec ces défauts géométriques issus d'un relevé topographique. Enfin, nous allons simuler des défauts géométriques de certains éléments de cette même structure telle que les défauts d'inclinaison et d'alignement et recalculer pour comprendre l'incidence de ces défauts sur sa réponse.

I.2. Données géométriques de l'ouvrage

Le présent ouvrage à une forme caractérisée par les dimensions suivantes :

Largueur total : 34,2 m
Longueur totale : 20,5 m
Hauteur totale : 9,2 m

I.3. Localisation et données concernant le site

- Contraint admissible est de 1,8 bars (rapport du sol du LTPO)
- Altitude = 1130 m
- Le site est classé dans la zone sismique I



Figure 1 : Localisation du projet

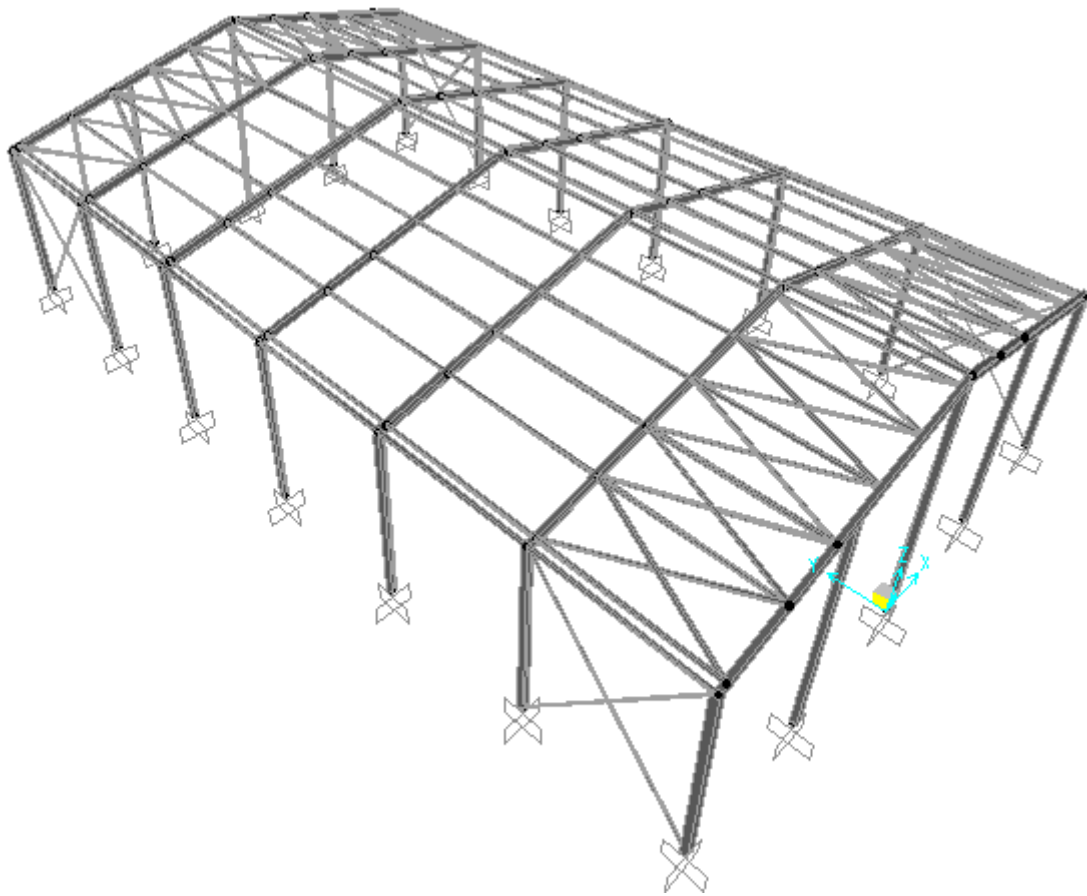


Figure 2 : Vue de projet en 3D

I.4. Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier,
- RPA99 : Règle parasismique Algériennes version 2003,
- RNV99 : Règle définissant les effets de la neige et du vent,
- CBA 93 : Béton armé aux états limites,
- DTR C2.2 : Charges et surcharges

I.5. Matériaux utilisés

I.5.1. Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa,
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa,
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa,
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$,

- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m/}^\circ\text{C}$,
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\,000 \text{ MPa}$.

I.5.2. Béton

- le béton utilisé est dosé à **350 kg/m³**.
- béton de propreté est dosé à **150 kg/m³**.

Résistance de béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c\,28} = \mathbf{25 \text{ MPa}}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{t\,28} = \mathbf{0,6 + 0,06 f_{c\,28}}$$

Contraintes limites

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{\mathbf{0,85 \cdot f_{cj}}}{\theta \gamma_b}$$

Etat limite de service

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{0,6 \cdot f_{c\,28}}$$

Contraintes de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau} = \min(0,13 f_{c\,28}, 4 \text{ MPa}) = \mathbf{3,25 \text{ MPa}}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \bar{\tau} = \min(0,10 f_{c\,28}, 3 \text{ MPa}) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$$

CHAPITRE II

« SURCHARGES CLIMATIQUES »

II.1. Introduction

Le vent qui est une action variable va agir dans deux directions opposées du fait que notre structure a une à base rectangulaire.

Dans ce chapitre, nous allons donc déterminer l'intensité de l'action du vent sur les différentes parois de notre construction.

II.2. Détermination des actions du vent

II.2.1. Calcul du coefficient dynamique Cd

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction et d'amplification. Sa valeur doit être déterminée à l'aide de l'abaque 3.2 (RNV 99) qui correspond aux structures métalliques. Ce coefficient « C_d » est donné en fonction de :

- $\mathbf{b [m]}$: désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction,
- $\mathbf{H [m]}$: désigne la hauteur de la construction

II.2.2. Calcul du coefficient d'exposition C_e

Il tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus du sol.

$$\bullet \text{ Cd} < 1.2 \quad C_e(Z) = C_t^2 \cdot C_r^2(Z) \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_t(Z) \cdot C_r(Z)} \right] \quad \text{C.P.S.E.D.}$$

- **C.P.S.E.D** : construction peu sensible aux excitations dynamiques.
- $\mathbf{K_T}$: facteur de terrain donné au tableau 2.4 (RNV 99)
- $\mathbf{C_r}$: coefficient de rugosité, il traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

$$C_r(Z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \rightarrow Z < Z_{\min}$$

- $\mathbf{C_t}$: coefficient de topographie ; il prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles. Tableau 2.5 (RNV 99).

II.2.3. Détermination des pressions dynamiques :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{ref}} \cdot C_e$$

q_{ref} (N/m²) : c'est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes. Elle est donnée par le tableau 2.3 (RNV 99) en fonction de la zone du vent.

II.2.4. Détermination des coefficients de pressions

a. Coefficient de pression extérieure C_{pe}

Ce coefficient dépend de la dimension de la surface chargée. Il est défini pour des surfaces de 1m² et 10m² auxquelles correspondent les coefficients C_{pe1} et C_{pe10} .

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe1} & S \leq 1\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \text{Log}S & 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & S \geq 10\text{m}^2 \end{array} \right.$$

b. Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Il dépend du type de construction et de ses couvertures par rapport à la direction du vent. Dans le cas d'un bâtiment sans cloisons intérieures μ_p ne doit pas calculer :

$$C_{pi} = -0.5 \quad \text{et} \quad C_{pi} = 0.8$$

c. Détermination des pressions

$$q_j = C_d \cdot q_{\text{dyn}} \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

II.3. Détermination de la force de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I. Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. On doit calculer les forces de frottements pour les constructions pour lesquelles :

$$\frac{d}{b} \geq 3 \quad \text{Ou} \quad \frac{d}{h} \geq 3$$

La force de frottement est donnée par :

$$F_{\text{fr}} = \sum (q_{\text{dyn}}(z) \cdot C_{fj} \cdot S_{fj})$$

II.4. Application

Données relatives au site :

- site plat : $C_t(z) = 1$,

- zone du vent : zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$,

- terrain de catégorie III $\rightarrow K_T = 0,22$, $Z_o = 0,3 \text{ m}$, $Z_{min} = 8 \text{ m}$

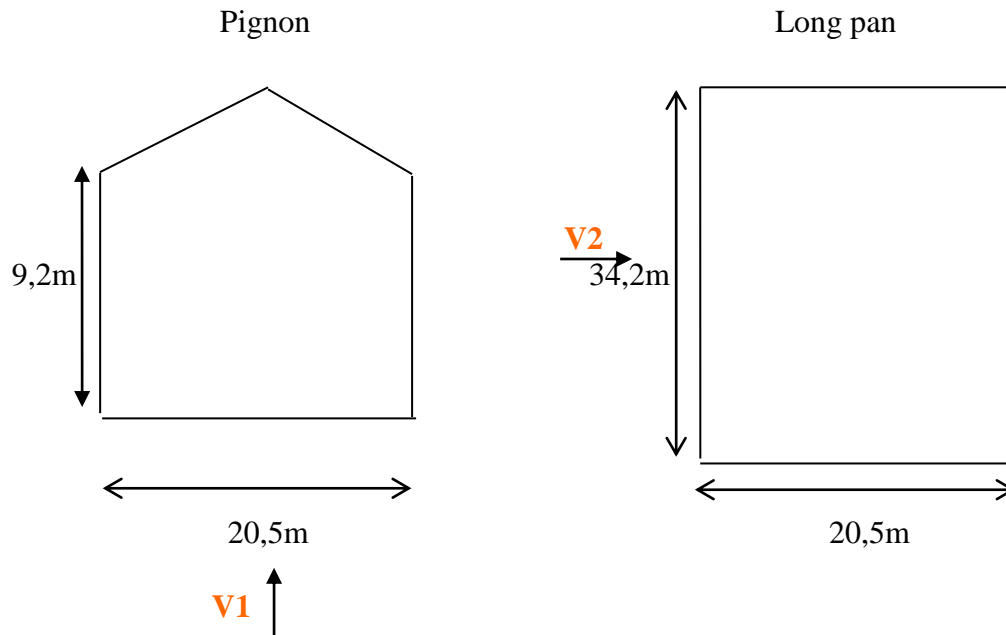


Fig. II.1 : Directions du vent

II.4.1. Détermination du coefficient dynamique C_d

La structure du bâtiment est métallique alors on utilisera donc la figure 3.2 du règlement RNV 99 pour déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent.

• **V1** : vent perpendiculaire au pignon.

$b = 20,5 \text{ m}$, $h = 9,2 \text{ m}$ $\rightarrow C_d = 0,936$ (après interpolation)

• **V2** : vent perpendiculaire au long pan.

$b = 34,2 \text{ m}$, $h = 9,2 \text{ m}$ $\rightarrow C_d = 0,919$ (après interpolation)

$C_d < 1.2$: la structure est considérée peu sensible aux excitations dynamiques dans les trois directions du vent.

II.4.2. Détermination du coefficient d'exposition C_e :

$$C_d < 1.2 : \quad C_e(Z) = Ct^2 \cdot C_r^2(Z) \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{Ct(Z) \cdot C_r(Z)} \right]$$

Toiture :

$Z =$ hauteur du hall

$$Z_{\min} := 8 \text{ m} < Z = 9,2 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_t * \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = 0,22 \ln \left[\frac{9,2}{0,3} \right]$$

$$C_{rt}(z) = 0,753$$

$$C_e(z) = 1^2 \times 0,753^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,22}{1 \times 0,753} \right]$$

$$C_{et} = 1,726$$

Parois verticales :

$$C_{rv}(z) = 0,22 \ln \frac{9,2}{0,3} = 0,753$$

$$C_{ev}(z) = 1^2 \times 0,753^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,22}{1 \times 0,753} \right]$$

$$C_{ev} = 1,726$$

II.4.3 Valeur de la pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{\text{dyn}} = C_e \cdot q_{\text{ref}}$$

Toiture :

$$q_{\text{dyn}} = 1,726 \times 375 = 647,25 \text{ N/m}^2.$$

Parois verticales :

$$q_{\text{dyn}} = 1,726 \times 375 = 647,25 \text{ N/m}^2$$

II.4.4. Détermination des coefficients de pression :

a. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

• Vent perpendiculaire au pignon V1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20,5 \text{ m} \\ d = 34,2 \text{ m} \\ h = 9,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

V2

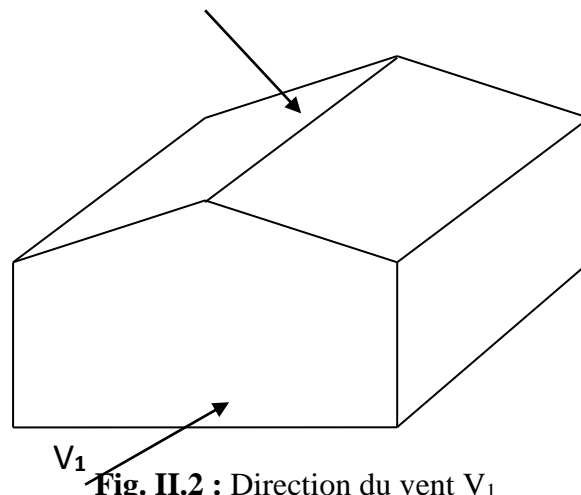


Fig. II.2 : Direction du vent V₁

•Toiture à deux versants :

La toiture est inclinée d'un angle α avec $\alpha = \text{artg} \left(\frac{2,43}{10,25} \right) = 13,33^\circ$

$$e = \min [b ; 2 h] = \min [20,5 , 18,4] = 18,4 \text{ m}$$

$$e=18,4 < d=34,2 \text{ m}$$

En utilisant la figure (5-4) et le tableau (5 -4) pour $\theta = 90^\circ$ du RNV 99, on divise la toiture comme l'indique la figure :

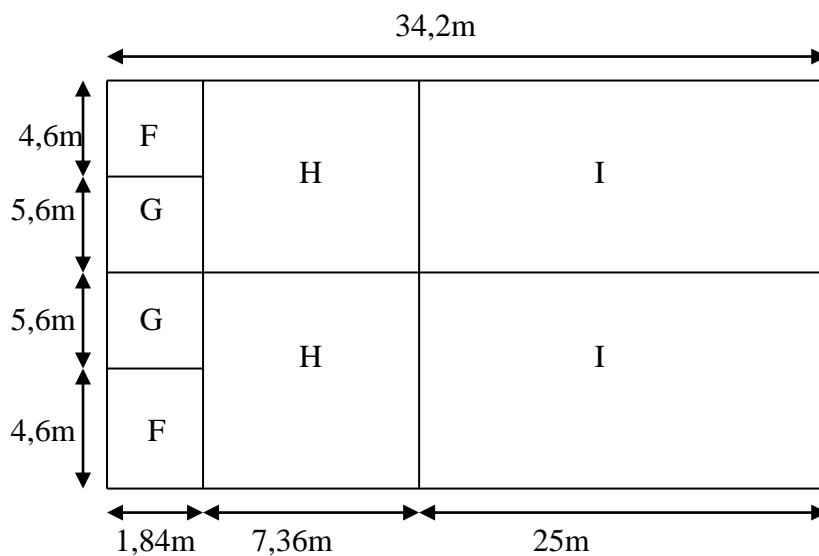


Fig II.3 : Coefficients C_{pe} de chaque versant de la toiture

Les surfaces F, G, H et I sont $> 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

Zone	F	G	H	I
C _{pe}	-1,228	-1,3	-0,586	-0,5

Tableau II.1 : Valeurs de C_{pe} de chaque paroi de la toiture

● Parois verticales :

$$e = \min [2h , b] = \min [18,4 , 20,5] = 18,4 \text{ m}$$

$$d = 34,2 \text{ m} > e = 18,4\text{m}$$

En utilisant la figure 5.1 et le tableau 5.1 (RNV 99), on divise les parois verticales comme indique la figure :

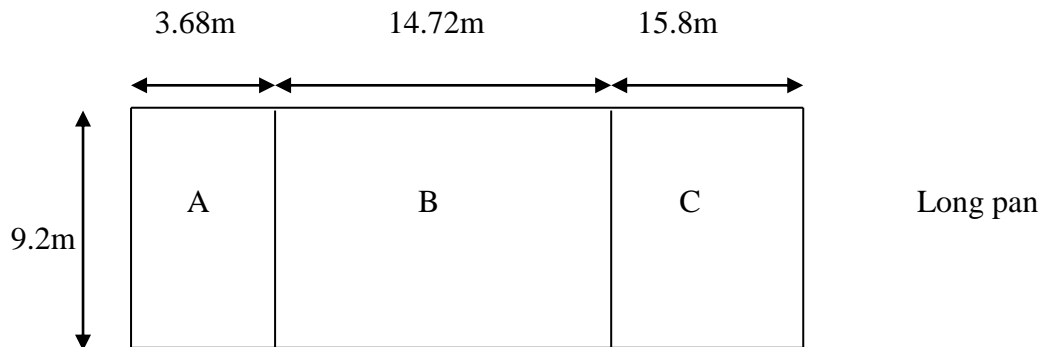


Fig II.4 : Coefficient C_{pe} de la paroi vertical (Long pan)

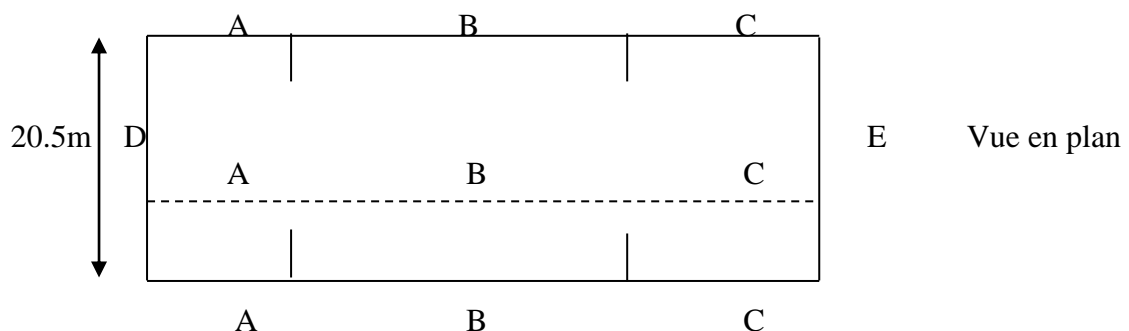


Fig II.5 : Coefficient C_{pe} de la paroi vertical (pignon)

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m² donc $C_{pe} = C_{pe 10}$

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.2 : les valeurs de C_{pe} de la paroi

● Vent perpendiculaire au long pan V2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 34,2 \text{ m} \\ d = 20,5\text{m} \\ h = 9,2 \text{ m} \end{array} \right.$$

Toiture à deux versants

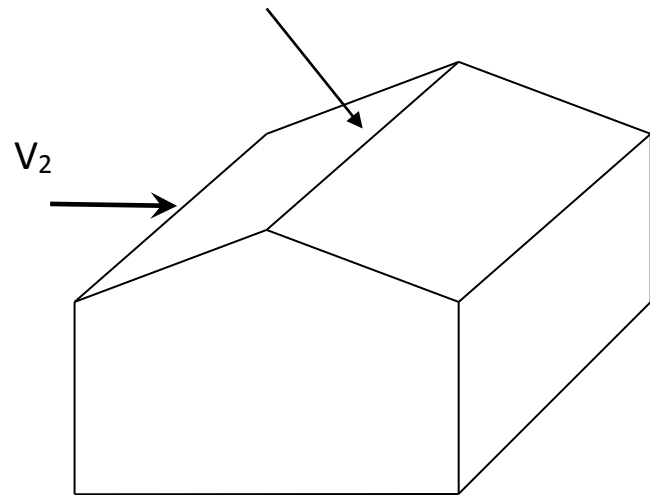


Fig. II.6 : Direction du vent V_2

Toiture :

$e = \min [34,2 ; 18,4] = 18,4m .$

En utilisant la figure (5-4) et le tableau (5 -4) pour $\theta = 0^0$ du RNV 99, on divise la toiture comme l'indique la figure

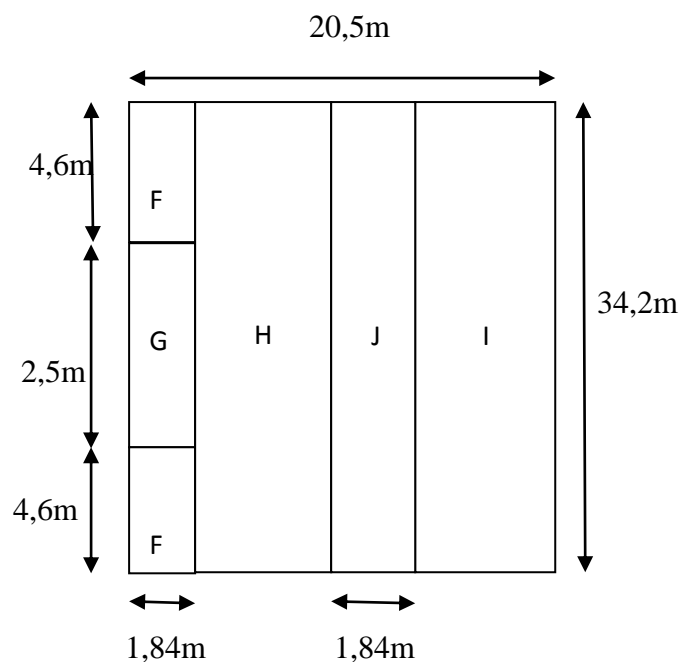


Fig II.7 : Coefficients C_{pe} de la toiture

Toutes les surfaces étant supérieures à $10 m^2$ $C_{pe} = C_{pe10}$

Zone	F	G	H	I	J
C_{pe}	-0,887	-0,778	-0,227	-0,338	-0,661

Tableau II.3 : Valeurs de C_{pe} de la toiture

Parois verticales :

$$e = \min [2h , b] = \min [18,4; 34,2] = 18,4\text{m}$$

$$d = 20,5\text{m} > e = 18,4\text{ m}$$

En utilisant la figure 5.1 et le tableau 5.1 (RNV 99), on divise les parois verticales comme l'indique la figure :

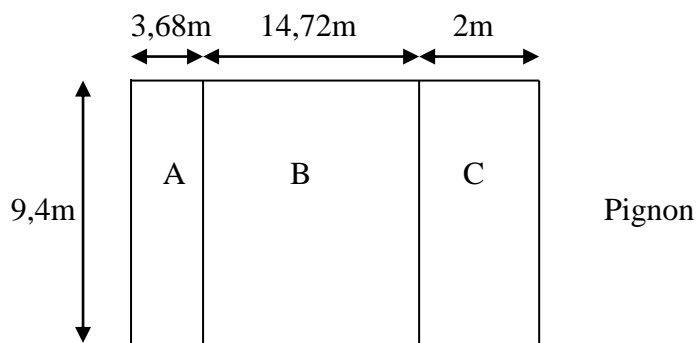


Fig II.8 : Coefficients C_{pe} de la paroi vertical (Long pan)

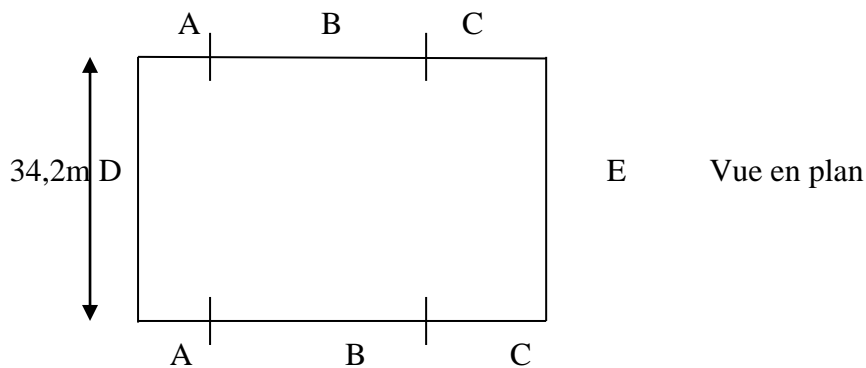


Fig II.9 : Coefficients C_{pe} de la paroi vertical (Long pan)

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 donc $C_{pe} = C_{pe 10}$

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.4 : les valeurs de C_{pe} de la paroi verticale

II.5. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi}

Dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, on doit utiliser les valeurs suivantes :

$$C_{pi} = 0.8 \quad \text{et} \quad C_{pi} = -0.5$$

II.6. Détermination des pressions

$$q_j = C_d \cdot q_{\text{dyn}} \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Vent V₁ :**

	Zones	C _d	C _e	q _{dyn} (N/m)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q (N/m ²)	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q (N/m ²)
Parois verticales	A	0,936	1,726	647,25	-1,00	-0,50	-0,50	302,913	0,80	-1,80	-1090,48
	B	0,936	1,726	647,25	-0,80	-0,50	-0,30	181,747	0,80	-1,60	-969,321
	C	0,936	1,726	647,25	-0,50	-0,50	0,00	0,00	0,80	-1,30	-787,57
	D	0,936	1,726	647,25	0,80	-0,50	1,30	787,573	0,80	0,00	0,00
	E	0,936	1,726	647,25	-0,30	-0,50	0,20	121,165	0,80	-1,10	-666,41
Toiture	F	0,936	1,726	647,25	-1,228	-0,5	-0,728	441,041	0,80	-2,028	-1228,61
	G	0,936	1,726	647,25	-1,3	-0,50	-0,8	484,660	0,80	-2,10	-1272,23
	H	0,936	1,726	647,25	-0,586	-0,50	-0,086	-52,101	0,80	-1,386	-839,67
	I	0,936	1,726	647,25	-0,5	-0,50	0,00	0,00	0,80	-1,30	-787,57

Tableau II.5 : Résultats de la pression q_j (V₁)

- **Vent V₂ :**

	Zones	C _d	C _e	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q (N/m ²)	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q (N/m ²)
Parois Verticales	A	0,919	1,726	647,25	-1,00	-0,50	-0,50	-297,41	0,80	-1,80	-1070,68
	B	0,919	1,726	647,25	-0,80	-0,50	-0,30	-178,45	0,80	-1,60	-951,72
	C	0,919	1,726	647,25	-0,50	-0,50	0,00	0,00	0,80	-1,30	-773,27
	D	0,919	1,726	647,25	0,80	-0,50	1,30	773,27	0,80	0,00	0,00
	E	0,919	1,726	647,25	-0,30	-0,50	0,20	118,96	0,80	-1,10	-654,30
Toiture	F	0,919	1,726	647,25	-0,887	-0,50	-0,387	-230,20	0,80	-1,687	-995,022
	G	0,919	1,726	647,25	-0,778	-0,50	-0,278	-165,36	0,80	-1,578	-938,630
	H	0,919	1,726	647,25	0,227	-0,50	0,727	432,44	0,80	-1,027	-610,88
	I	0,919	1,726	647,25	0,338	-0,50	-0,162	-96,36	0,80	-1,138	-676,91
	J	0,919	1,726	647,25	0,661	-0,50	-0,161	-95,76	0,80	-1,461	-869,04

Tableau II.6 : Résultats de la pression q_j (V₂)

II.7. Calcul des forces de frottements

D'après l'article 1.1.3 du RNV 99, notre structure est de catégorie I. Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b > 3$ ou bien $d/h > 3$:

Pour la direction V1 :

$$b=20,5\text{m} ; d = 34,2\text{m} ; h = 9,2\text{m}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{34,2}{20,5} = 1,66 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{34,2}{9,2} = 3,71 > 3$$

La force de frottement doit être calculée dans ce cas :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

Parois verticales

Type de surface : très rugueuse

On a alors :

$$C_{fr}=0,04$$

$$S_{fr}=h.d=6,77.34,2=231,53 \text{ m}^2$$

$$F_{fr}=q_{dyn}.C_{fr} . S_{fr}=647,25.0,04.231,53=6 \text{ kN}$$

Toiture :

Type de surface : très rugueuse

On a alors :

$$C_{fr}=0,04$$

$$S_{fr}=h.d=34,2.10,53=720,25 \text{ m}^2$$

$$F_{fr}=647,25.0,04.720,25=18,64 \text{ kN}$$

●Pour la direction V2 :

$$b=34,2\text{m} ; d = 20,5\text{m} ; h = 10,3\text{m}$$

$$\frac{d}{b} = \frac{20,5}{34,2} = 0,593 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20,5}{9,2} = 2,22 < 3$$

La force de frottement ne sera pas calculée.

II.7. Calcul des charges de neige

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

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

S_k : [kN/ m²] est la charge de la neige sur le sol.

μ : est le coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture, il est déterminé à partir du tableau 6.2 et le paragraphe 6.4 (RNV 99).

II.7.1. Charge de la neige sur le sol

La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation en fonction de l'altitude.

Sachant que : Tlemcen \rightarrow Zone A $\rightarrow S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100}$ avec $H = 1130$ m

$$S_k = \frac{0,07 \times 1130 + 15}{100} = 0,941 \text{ kN/m}^2$$

II.7.2. Coefficient d'ajustement

Notre construction est équipée d'une toiture à deux versants plus une annexe à un seul versant. Chaque versant est incliné d'un angle $\alpha = 13,33^\circ$.

Toiture à deux versants :

$$0 < \alpha < 15 \rightarrow \mu = 0.8 \text{ d'après le tableau 6.2 (RNV 99)}$$

$$S = 0,8 \cdot 0,941 = 0,752 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 75,2 \text{ daN/m}^2$$

CHAPITRE III

« ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES »

III.1. Calcul des pannes de couverture

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en « I, ou en U ». Elles sont soumises à la flexion bi axiale (ou flexion composée bi axiale) sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses.

III. 2. Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 2 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,5m.

III.2.1 Charges à prendre en considération

- Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich)
($G = 0,142 \text{ kN/m}^2$)
- Charge d'entretien
($Q = 1 \text{ kN}$) placée en $1/3$ et $2/3$ de la longueur de la panne.
- Action de la neige
($S = 0,752 \cos 13,33$) = $0,73 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent
($W = -1,239 \text{ kN/m}^2$)

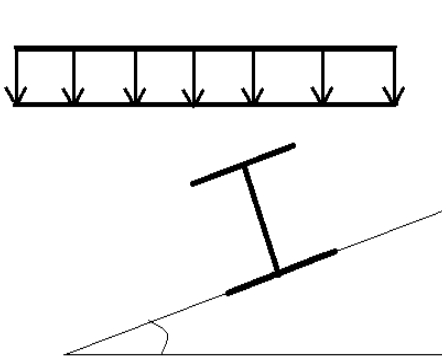


Fig. III.1 : Cas de l'effet de la neige

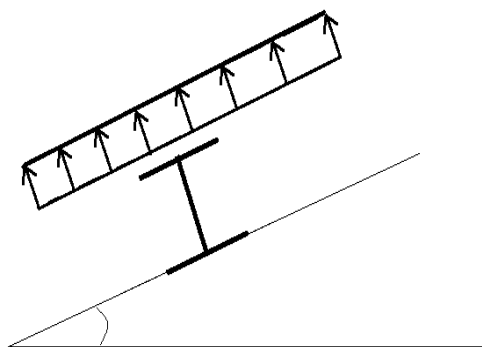


Fig. III.2 : Cas de l'effet du vent

III.2.2. Combinaisons des charges et actions

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{\text{ent}} = (1,35 \times 0,142 \times 1) + (1,5 \times 1 \times 1) = 1,69 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,142 \times 1) + (1,5 \times 1 \times 0,752 \times \cos(13,33^\circ)) = 1,29 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,142 \times 1) + (1,5 \times 1 \times (-1,239)) = -1,67 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 1,69 \text{ kN/ml}$$

III.2.3. Moment maximum pour une poutre continue sur 6 appuis simples

Le moment maximum est déterminé suivant les calculs de la RDM par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous.

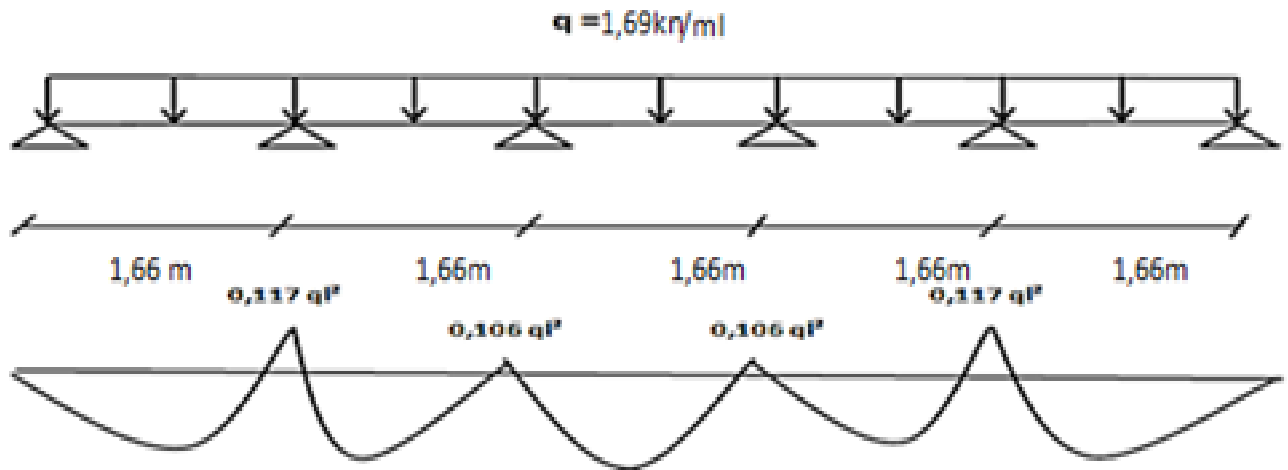


Fig III.3 : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture

$$M_{\max} = 0,117ql^2$$

$$q = 1,69 \text{ kN/ml}$$

L : espacement entre pannes.

III.2.4 Calcul de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} < f_y \Rightarrow M_{\max} < f_y \times W \quad \text{avec : } \begin{cases} W \text{ (module de résistance)} \\ W = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow 0,1071ql^2 < f_y \times W$$

$$\Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,1071q}} \Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,18}} = 2,55 \text{ m}$$

On prend : $L = 1,66 \text{ m}$

III.2.5 Dimensionnement des pannes

- $G = 0,142 \times 1,66 = 0,227 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{entr}} = 1 \times 1,66 = 1,66 \text{ kN}$

- $S = 1,66 \times 0,752 = 1,203 \text{ kN/ml}$
- $W = (-1,239 \times 1,66) = -1,98 \text{ kN/m}$
 - a. Combinaisons des charges

À l'ELU :

$$q_1 = 1,35G + 1,5 Q_{entr} = (1,35 \times 0,236) + (1,5 \times 1,66) = 2,81 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5 S = (1,35 \times 0,236) + (1,5 \times 1,248) = 2,19 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5W = (1,35 \times 0,236) + (1,5 \times (-2,05)) = -2,76 \text{ kN/m}$$

$$q = \text{Max}(q_1, q_2, q_3) = 2,81 \text{ kN/m}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha = 2,81 \cdot \sin(13,33^\circ) = 0,65 \text{ kN/m} \\ q_z = q \cdot \cos \alpha = 2,81 \cdot \cos(13,33^\circ) = 2,73 \text{ kN/m} \end{cases}$$

À l'ELS:

$$q_{s1} = G + Q_{entr} = 0,236 + 1,66 = 1,90 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2} = G + S = 0,236 + 1,248 = 1,48 \text{ kN/m}$$

$$q_{s3} = G + W = 0,236 + (-2,05) = -1,81 \text{ kN/m}$$

$$q = \text{max}(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 1,90 \text{ kN/m}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_{sy} = q \times \sin \alpha = 1,90 \times \sin(13,33^\circ) = 0,44 \text{ kN} \\ q_{sz} = q \times \cos \alpha = 1,90 \times \cos(13,33^\circ) = 1,85 \text{ kN/m} \end{cases}$$

b. Calcul des moments sollicitant (ELU)

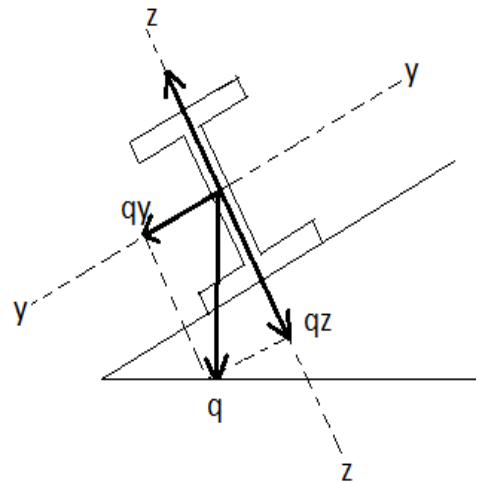
Plan (y-y) :

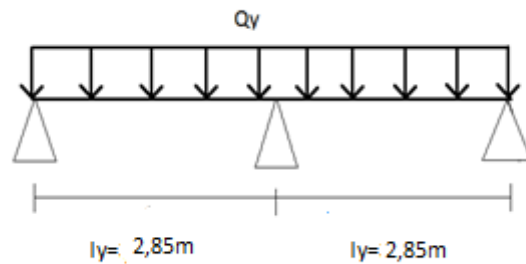
Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** afin de dimensionner les pannes.

On prévoit des liernes dans le plan (y-y)

$$M_{z,sd} = Q_y \times \frac{L_y^2}{8} = 0,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{zsd} \leq M_{zrd} = \frac{W_{PLZ} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$



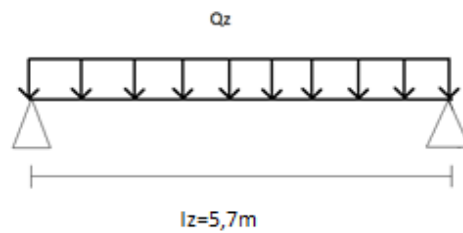


$$\Rightarrow W_{plz} = \frac{M_{ysd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{0,66 \cdot 1,1 \cdot 10^3}{235} = 3,08 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z):

$$M_{ysd} = Q_z \times \frac{L_z^2}{8} = 11,08 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} \leq M_{yrd} = \frac{W_{PLy} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$



$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{ysd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{11,08 \cdot 1,1 \cdot 10^3}{235} = 51,86 \text{ cm}^3$$

III.2.6. Condition de flèche (ELS)

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{285}{200} = 1,43 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times 0,44 \times 285^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 12,85 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{570}{200} = 2,85\text{cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,85 \times 570^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 403,61\text{cm}^4$$

Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 140 présentant les caractéristiques suivantes :

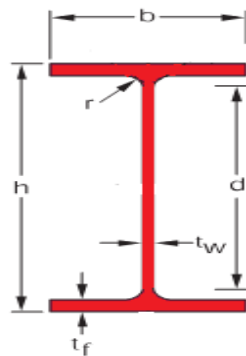


Fig III.4 : Profilé IPE140

profilé	Section n	Dimensions				Caractéristiques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³
IPE 140	16,4	140	73	6,9	4,7	541	44,9	88,34	19,25

Tab III.1 : Caractéristiques du profilé IPE 140 de la panne.

III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus

$$Q_{\max} = G + W = (0,236 + 0,127) + (-2,05) = 1,69\text{kN/m}$$

$$q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 1,69 \times \sin (13,33^\circ) = 0,39\text{ kN/m}$$

$$q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 1,69 \times \cos (13,33^\circ) = 1,64 \text{ kN/m}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta = \frac{5 \times 0,39 \times 285^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,9} = 0,35 \text{ cm} < 1,25 \text{ cm}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times q_z \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta = \frac{5 \times 1,64 \times 570^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541} = 1,98 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm}$$

La condition de flèche est vérifiée.

III.2.8. Classe du profilé IPE 140

a. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{112}{4,7} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 23,83 \leq 72$$

⇔ L'âme est de classe I

b. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \Leftrightarrow \quad \frac{36,5}{6,9} = 5,29 \leq 10$$

⇔ La semelle est de classe I

Donc la section du profilé global est de classe I

III .2.9. Vérification des contraintes

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ny,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{nz,rd}} \right)^\beta \leq 1 \dots\dots\dots (A)$$

$$\Leftrightarrow \text{ Avec } \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases} \quad (\text{profilé en I classe 1})$$

$$M_{ny,rd} = M_{ply,R} \frac{1-n}{1-0,5a} \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{ Avec } \begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0 \\ a = \frac{A-(2b-tf)}{A} = \frac{16,4-(2 \times 7,3 \times 0,69)}{16,4} = 0,385 \end{cases}$$

$$n < a \quad \Leftrightarrow \quad M_{nz, rd} = M_{plz, rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \dots\dots\dots (2)$$

On remplace (1) et (2) dans la première équation :

$$(A) \quad \Leftrightarrow \quad \left(\frac{M_{ysd} \times \gamma_{m0} \times (1-0,5a)}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{zsd} \times \gamma_{m0}}{W_{plz} \times f_y} \right) \leq 1$$

$$Q_{\max} = 1,35G + 1,5W = 1,35(0,236 + 0,127) + 1,5(-1,239 \cdot 1,66)$$

$$Q_{\max} = 2,58 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 0,59 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = Q_{\max} \times \cos \beta = 2,51 \text{ kN/m}$$

$$M_{y, sd} = Q_z \times \frac{L_z^2}{8} = 2,51 \times \frac{5,7^2}{8} = 10,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{z, sd} = Q_y \times \frac{L_y^2}{8} = 0,59 \times \frac{2,85^2}{8} = 0,59 \text{ kN.m}$$

$$(A) \quad \Leftrightarrow \quad \left(\frac{10,19 \times 10^2 \times 1,1 \times (1-0,5 \times 0,385)}{88,34 \times 23,5} \right)^2 + \left(\frac{0,59 \times 10^2 \times 1,1}{19,25 \times 23,5} \right) = 0,33 \leq 1$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Donc, les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.10 Résistance de la panne au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

Avec:
$$\begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5[1 + \alpha_{Lt}(\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\lambda_{lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

C_1 : Facteur dépendant de la condition de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = 2,45 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 1,98 × 10⁻³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 44,92 cm

$$\lambda_{Lt} = 137,2 \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{lt} = \left[\frac{137,2}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,46$$

$$\phi_{Lt} = 0,5[1 + 0,21(1,46 - 0,2) + 1,46^2] = 1,70$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,70 + \sqrt{1,70^2 - 1,46^2})} = 0,39$$

$$M_{brd} = \frac{0,39 \times 1 \times 88,34 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 736,03 \text{ kN.m}$$

- **Moment sollicitant**

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = (1,35G_y + 1,5W) \times \frac{L^2}{8}$$

Avec $q = (1,35 \times 0,236 \times 0,127 \times \cos(13,33^\circ) + 1,5 \times 1,66 \times (-1,239)) = 3,03 \text{ kN/m}$

$$M_{sd} = \frac{3,03 \times 5,7^2}{8} = 12,31 \text{ kN.m} \leq M_{brd} = 736,03 \text{ kN.m}$$

Donc la stabilité au déversement est vérifiée

III.2.11 Résistance au voilement par cisaillement

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$: ainsi il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

On à : $\frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{140-2(6,9)}{4,7} = 26,85 \leq 69$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

III.2.12 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec : $A_w = t_w \times (h-2t_f) = 593,14 \text{ mm}^2$ (aire de l'âme)

$A_{fc} = b \cdot t_f = 73,69 = 503,7$ (aire de la semelle comprimée)

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)

$E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité)

$K =$ Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I)

$$\underline{\text{A N:}} \left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,91 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{140-2(6,9)}{4,7} = 26,85 < 290,91 \end{array} \right.$$

La condition est vérifiée

Conclusion

La section en IPE 140 vérifie les conditions de flèche, de résistance et d'instabilité à savoir le déversement. Ce profilé peut être utilisé comme pannes pour notre structure.

III.3 Calcul des liernes

Dans le plan(y-y) on considère que les pannes sont sur 3 appuis et dont l'appui central est un appui élastique

La réaction au droit de cet appui est $R_i = \frac{5}{4} \cdot q_x \cdot l_x$

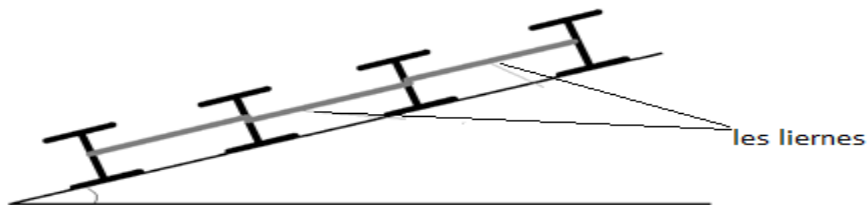


Fig. III.5 : Coupe transversale des pannes avec les liernes

$$R = 1,25 \times Q_y \times L_y$$

$$R = 1,25 \times 0,59 \times 3$$

$$R = 2,21 \text{ kN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{2,21}{2} = 1,11 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 3,32 \text{ kN}$$

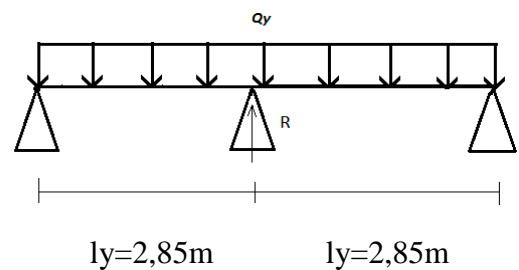
$$T_3 = R + T_2 = 5,53 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 7,74 \text{ kN}$$

$$2 T_5 \cdot \cos \theta = T_4$$

$$\theta = \arctg \frac{1,66}{2,85} = 30,22^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \cos 30,22} = 4,48$$



III.3.1 Dimensionnement des liernes

$$N_{sd} \leq N_{PL,rd}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} -N_{PL,rd} : \text{effort normal résistant} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \\ -N_{sd} : \text{effort normal sollicitant.} \end{array} \right.$$

$$N_{sd} \leq A_s \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\Leftrightarrow A_s \geq \frac{6,93.1,1}{235.10^{-3}} = 32,43 \text{mm}^2$$

$$A = \pi \Phi^2 / 4 \geq 0,32 \text{cm}^2 \quad ; \quad \Phi \geq \sqrt{\frac{4.0,32}{\pi}} = 0,63 \text{cm}$$

$$\Phi = 0,7 \text{cm} = 7 \text{mm}$$

Pour plus sécurité en prend $\Phi=10\text{mm}$

III.4. Calcul des lisses

III.4.1 Introduction

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires

III.4.2 Détermination des sollicitations

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement. En outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

Fonctionne à la flexion déviée.

Evaluation des charges et surcharges

- **charge permanentes (G)**

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient.

- **Surcharge climatiques**
Surcharge du vent (W)
- **Combinaisons de charge les plus défavorables**
 $1,35G + 1,5W_2$

Vérification de la lisse de long pan

- **Charges permanentes :**

Bardage :10,9 kg/m²

Accessoires de poses :5 kg/m²

Poids propre de la lisse :(IPE140)12,9 kg/ml

$$G = (10,9 + 5) \times 1,4 + 12,9 = 35,16 \text{ kg/ml}$$

Remarque : la distance entre les lisses est de 1,4 m

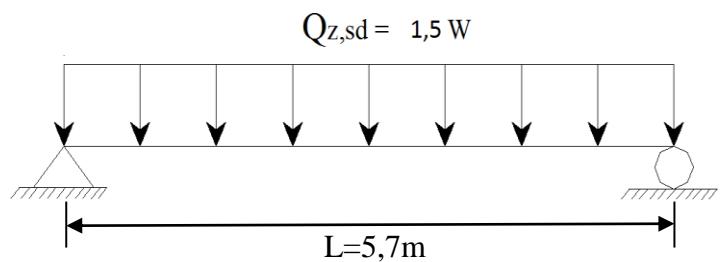
- **Surcharges climatique du vent :**

$$W_2 = 1,07 \times 1,4 = 1,49 \text{ kN/m}$$

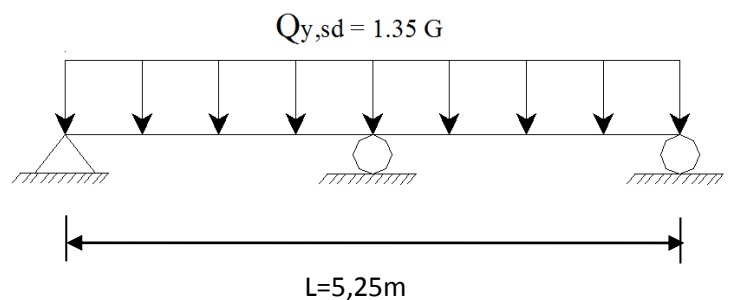
a-Poutre sur deux appuis

- **Moment sollicitant**

$$\begin{aligned} M_{y,Sd} &= \frac{Q_{z,Sd}}{8} \times L^2 \\ &= \frac{1,5 \times W_2 \times L^2}{8} = \frac{1,5 \times 1,49 \times 5,7^2}{8} \\ &= 9,07 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

**b-Poutre sur trois appuis**

$$\begin{aligned} M_{z,Sd} &= \frac{Q_{y,Sd}}{8} \times L^2 \\ &= \frac{1,35 \times G \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{1,35 \times 0,31 \times 6,89^2}{8} \\ &= 0,36 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

**Remarque**

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égaux à IPE 200 sont généralement d'une section de classe 1.

Vérification à la résistance

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Avec :

$$\begin{cases} \alpha = 2 \text{ (Section en I, H)} \\ \beta = 5n \text{ avec } n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl}} = 0 \Rightarrow \beta = 1 \end{cases}$$

- **Caractéristique géométrique d'IPE 140**

$$W_{el,y} = 77,32 \text{ cm}^3 ; W_{el,z} = 12,31 \text{ cm}^3 ;$$

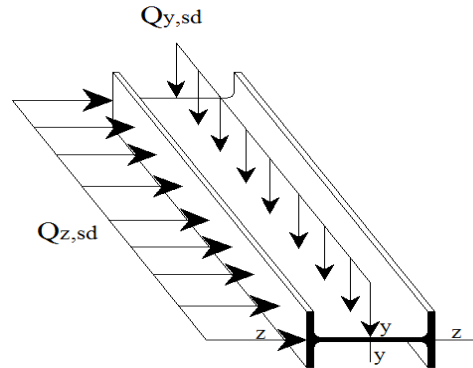
$$W_{pl,y} = 88,34 \text{ cm}^3 ; W_{pl,z} = 19,25 \text{ cm}^3 ;$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88340 \times 235}{1,1} = 18,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19250 \times 235}{1,1} = 4,11 \text{ kN.m}$$

$$\frac{9,07}{18,87}^2 + \frac{0,36}{4,11}^1 = 0,31 \leq 1$$

a. Vérification au déversement



Remarque

Il n'y a pas risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement par le bardage sur toute sa longueur (un vent de pression).

Vérification à l'état limite de service (la flèche)

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge de service $G+W_2$

-Condition de vérification

$$f_y \leq f_{ad}$$

avec : $f_{ad} = \frac{L}{200}$

- **Flèche verticale (suivant y-y) sur trois appuis :**

$$f_{ad} = \frac{\frac{L}{2}}{200} = \frac{262,5}{200} = 1,31 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times G \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times 3,5 \times (262,5)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 44,92} = 0,094 \text{ cm} \leq f_{ad} = 1,31 \text{ cm}$$

⇒ *Condition vérifiée*

- **Flèche horizontale (suivant z-z) sur deux appuis**

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{525}{200} = 2,63 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times G \times (L)^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 14,9 \times (525)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 541,2} = 1,29 \text{ cm} \leq f_{ad} = 2,63 \text{ cm}$$

⇒ *Condition vérifiée*

Conclusion

La lisse de long pan IPE 140 vérifiée les conditions de flèche, de résistance et d'instabilité.

III.5 Calcul des potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et à résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

III.5.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a. Charge permanentes *G* (poids propre)

Bardage :10,9kg /m²

Accessoires de poses :5kg/m²

Poids propre de la lisse :(IPE140).....12,9kg/ml

$$G = (12,9 \times 5,25) + (10,9+5) \times 1,4 \times 6 = 2,02 \text{ kN}$$

avec : L = 5,25m (longueur de la lisse)

b. Surcharges climatiques du vent (*W₃*)

$$W_3 = 109 \text{ N/m}^2 = 1,09 \text{ kN /m}^2$$

$$W_3 = 1,09 \times 5,25 = 5,72 \text{ kN/ml}$$

III.5.2. Dimensionnement du potelet

- **Sous la condition de flèche** ($L= 6,77\text{m}$ longueur du potelet le plus chargé)

$$f_z = \frac{5 \times w_3 \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times W_3 \times L^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 48,6 \times 677^3}{384 \times 21 \times 10^6}$$

$$I_y = 1870,04 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux des sections ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé **IPE 240**

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
	A cm ²	h mm	B Mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE 240	39,12	240	120	9,8	6,2	3892	283,6	366,6	73,92

Tab III.1 : Caractéristiques du profilé IPE 240.

a. Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \text{Min} \left(0,25 N_{pl,Rd}, 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} \right)$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 2,02 = 2,73 \text{ kN (effort normal sollicitant)}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3912 \times 235}{1,1} = 835,75 \text{ kN (effort normal plastique résistant)}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 3912 - 2 \times 120 \times 9,8 = 1560 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = 2,73 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \times 1560 \times 235}{1,1} = 166,64 \text{ kN}$$

⇒ Condition vérifiée

b. Vérification des contraintes

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{s,d} \leq M_{N,Rd}$$

Avec : $M_{s,d}$: Moment sollicitant

$$M_{S,d} = \frac{Q_{z,Sd} \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 5,72 \times 6,77^2}{8} = 49,15 \text{ kN.m}$$

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1-n)}{(1-0,5a)}$$

Avec : $M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366600 \times 235}{1,1} = 78,31 \text{ kN.m}$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2,73}{835,75} = 0,003$$

$$a = (A - 2b \times t_f) / A = (3812 - 2 \times 120 \times 9,8) / 3812 = 0,38$$

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{78,31 \times (1 - 0,003)}{(1 - 0,5 \times 0,38)} = 96,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{S,d} = 49,15 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 96,38 \text{ kN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

c. Résistance au flambement

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe I

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 \\ t_f = 9,8 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a → $\alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{L}{9,97} = \frac{677}{9,97} = 67,9 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{67,9}{93,9} \times 1 = 0,72$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L}{2,69} = \frac{677}{2,69} = 251,67 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{251,67}{93,9} \times 1 = 2,68$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,68$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\text{D'où } \chi = 0,1645$$

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0,1645 \times 3912 \times 235}{1,1} = 137,48 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } N_{sd} = 2,73 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 137,48 \text{ kN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

d. Résistance du potelet au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ Section de classe 1

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

c_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = 12,28 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 37,39 × 10⁻³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 283,6 cm⁴

$$\lambda_{Lt} = 123,61 \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{123,61}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,31$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,31 - 0,2) + 1,31^2] = 1,47$$

$$\chi_{Lt} = \frac{1}{(1,47 + \sqrt{1,47^2 - 1,31^2})} = 0,47$$

donc : $M_{brd} = \frac{0,47 \times 366600 \times 235}{1,1} = 36,81 \text{ kN.m} \geq M_{sd} = 29,32 \text{ kN.m}$

⇒ **La condition est vérifiée**

CHAPITRE IV

« ETUDE SISMIQUE »

IV.1. Introduction

Des actions dynamiques complexes sur toute construction bâtie sont générées par des actions et phénomènes sismiques.

Ces actions sismiques imposent aux fondations la manifestation de mouvements essentiellement horizontaux. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même occasion des efforts dans la structure.

Ce présent chapitre est consacré à la détermination de ces dits efforts que la structure est susceptible de subir. Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien « RPA 99-Version 2003 ».

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Notre choix s'est porté sur la méthode d'analyse modale spectrale du fait de son caractère très fiable et du calcul simple pour sa mise en application par le biais d'un logiciel. Ceci nous évite des calculs manuels pouvant engendrer des erreurs aux conséquences très préjudiciables. Cette méthode, parfaitement approuvée est avérée la plus performante et aussi la plus largement utilisée dans le monde entier.

IV.2. Principe de la méthode

Elle consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul.

IV.3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A (1 + \frac{T}{T_1} (2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1)) & \dots\dots\dots 0 \leq T \\ 2,5 \eta (1,25 A) (\frac{Q}{R}) & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot (\frac{Q}{R}) \frac{T_2}{T}^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \cdot (\frac{Q}{R}) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (zone I)

Classification des ouvrages : 3B \implies A = 0,07

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

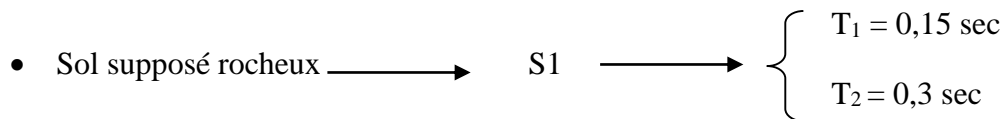
Acier dense $\longrightarrow \xi = 5\% \implies \eta = 1$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement

Ossature contreventée par palées triangulées en X $\implies R = 4$

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,25$

Critère q	Pq
Conditions maximales sur les files de contreventement	0,05
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum Pq$	1,2



IV.4. Analyse dynamique de la structure

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

IV.5 modélisation de la structure

Le logiciel SAP 2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle. Cette étape sera suivie d'un certain nombre de modifications permettant d'appréhender au maximum le comportement de la structure d'origine.

IV.5.1 Etapes de la modélisation de la structure

- Opter pour un système d'unités (kN. m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.

Elément de la structure	Définition des sections
Poteaux	HEA 240
Traverses (Toiture)	IPE 330
Pannes (Toiture)	IPE 140
Contreventements	2L 50×5

Tab IV.1 : Définitions des éléments métalliques constituant la structure

- Définition des charges à appliquer.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons des charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Analyse numérique de la structure.

IV.6 Analyse modale

- Le calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure se détermine par le biais de la méthode intitulée « analyse modale spectrale » qui se caractérise par la sollicitation sismique décrite sous la forme d'un spectre de réponse.
- Une bonne modélisation permet, à travers ce type d'analyse appliqué à toute forme de structure, d'obtenir des résultats les plus exacts et les plus satisfaisants possibles et dont la fiabilité est extrême.
- Le spectre est caractérisé par les données suivantes :
- Zone I
- Groupe d'usage 3
- Coefficient de comportement 4
- Amortissement 5%
- Facteur de qualité 1,2
- Site rocheux S1

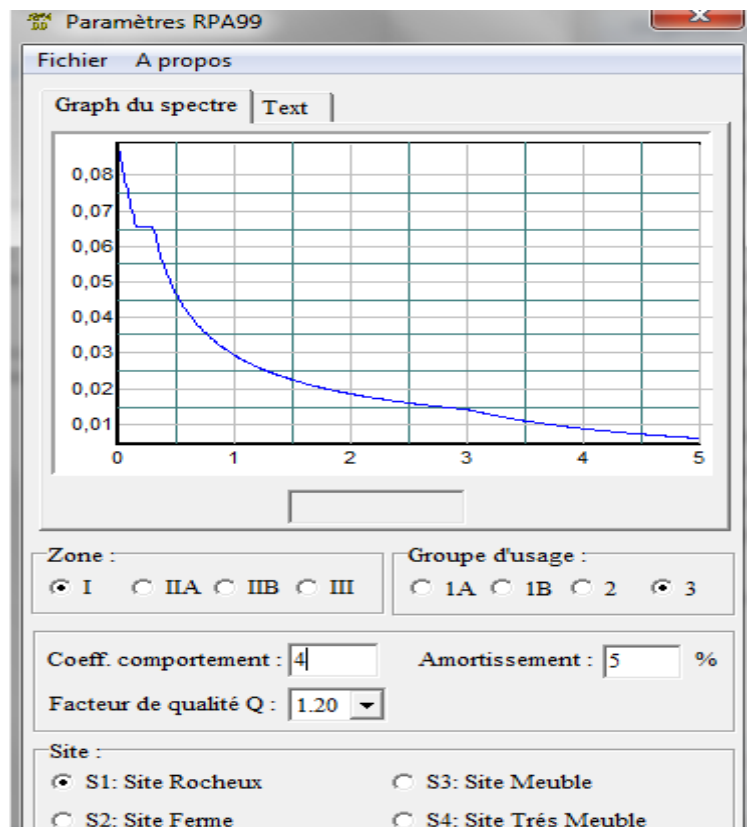


Fig.IV.1 : Spectre de réponse

IV.7. Vérification de la structure

IV.7.1 vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T « Période » calculée par le logiciel SAP 2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA 99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000 : $T = 0,36$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$.

Avec :

C_t : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_t = 0,05$)

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure ($h_n = 9,2$ m).

D'où : $T = 0,05 \times 9,2^{3/4} = 0,26$ s.

$T + 30\%T = 0,34$ s

Donc : $0,36$ s $>$ $T + 30\%T = 0,34$ s

IV .7.2 Vérification de la force sismique à la base

La combinaison des valeurs modales permet d'obtenir la résultante des forces sismiques à la base V_t égale ou supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques, elle-même déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8V$$

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 97,54$ kN

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 86,702$ kN

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0,07$)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $T_2 \leq 0,36 \leq 3,0$ s

$$D = 2,5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 2,5 \times 1 \times (0,3/0,36)^{2/3}$$

$$D = 2,22$$

W (Poids propre de la structure) = 750,974 kN (D'après le SAP 2000)

$$V = \frac{0,07 \times 2,22 \times 1,25}{4} \times 750,974$$

$$V = 36,51$$
 kN

	Vt (kN)	V (kN)	80% V(kN)	Vt >80% V
Vx	97,54	36,51	29,16	c. vérifiée
Vy	86,702	36,51	29,16	c. vérifiée

Tab IV.2 Résultante des forces sismiques à la base

IV.7.3 vérification des déplacements

$R \cdot \delta < 1/100 \cdot H$ (m)

- H : de 9,2 m
- R : 4

δ : Déplacement dû aux forces sismiques Obtenu par SAP 2000

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_x = 0,012\text{m} \\ 4 \times 0,012 < 0,09 \text{ (m)} \end{array} \right.$$

$$\delta_y = 0,00801\text{m} \quad 0,048 < 0,09 \text{ (m)} \quad \text{C. V}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R \delta_{ek}$ 5,10 du RPA version 2003 est vérifiée Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_k x = R \delta_{ek x} \\ \delta_k y = R \delta_{ek y} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_{kx} = 4 \times 0,018 \\ \delta_{ky} = 4 \times 0,00801 \end{array} \right.$$

	(X)	(Y)	1% h N(m)	
δ_k (m)	0,048	0,032	0.09	c. verifiés

Tab IV.3 : Résultante des déplacements horizontaux dans les deux sens.

CHAPITRE V

« DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX »

V. 1. Introduction

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles pour garantir le degré de sécurité souhaité.

V.2. Justification des traverses

On choisit une section en laminé à chaud **IPE 330**, que nous allons vérifier.

V.2.1. Charges réparties sur la traverse

- Poids du panneau sandwich.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse.
- Charge d'entretien.

V.2.2. Caractéristiques du profilé des traverses

profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
	A cm ²	h mm	B Mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE 330	62,6	330	160	11,5	7,5	11770	788	804	154

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 330.

V.2.3 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables sont pris des résultats obtenus après introduction des données et passage du logiciel **SAP 2000**

- $N_{sd} = 325,548 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 38,67 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 20,37 \text{ kN}$

V.2.4 Classe de la section transversale

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{271}{7,1} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 38,16 \leq 72$$

\Rightarrow L'âme est de classe I

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{80}{11,5} = 6,95 \leq 10$$

\Rightarrow La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

- **Condition de résistance (moment fléchissant+effort tranchant+effort normal)**

$$V_{pl,rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{m0}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec: } A_v &= A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f \\ &= 23,21 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{D'où: } V_{pl,rd} = 2321,25 \times (235 / \sqrt{3}) / 1,1$$

$$V_{pl,rd} = 286,30 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 20,37 \text{ kN} < 50\% V_{pl,rd} = 143,15 \text{ kN}$$

Donc, on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804000 \times 235}{1,1} = 171,76 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{6260 \times 235}{1,1} = 1337,36 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'ou : } \left(\frac{38,67}{171,76} \right)^2 + \left(\frac{325,548}{1337,36} \right)^2 = 0,28 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

V.2.5 Résistance de la traverse au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{lt}^2}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi_{Lt} = 0,5 [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{Lt} = 0,21 \quad (\text{Pour les profilés laminés}) \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{c_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

c_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21.10^6}{2(1+0,3)} = 8,08. 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$I_t : \text{Moment d'inertie de torsion} = 28,2 \text{ cm}^4$$

$$I_w : \text{Moment d'inertie de gauchissement} = 199. 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z : \text{Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie} = 788 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_{Lt} = 142,14 \quad \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{142,14}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,51$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 [1 + 0,21(1,51 - 0,2) + 1,51^2] = 1,77$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(1,77 + \sqrt{1,77^2 - 1,51^2})} = 0,28$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,28 \times 1 \times 804 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 48,09 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,rd} = 48,09 \text{ kN.m} > M_{sd} = 38,67 \text{ kN.m}$$

Conclusion : La traverse en **IPE 330** résiste au déversement.

V.3 Justification des poteaux

On choisit un profilé à chaud en **HEA 240** et on vérifie sa résistance.

V.3.1 Efforts sollicitants

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP2000) sont

- $M_{sd} = 47,46 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 19,51 \text{ kN}$

V.3.2 Caractéristiques du profilé du poteau

Profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques géométriques			
	A cm ²	H Mm	B Mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
HEA 240	76,8	230	240	12	7,5	7763	2769	744,6	351,7

Tableau V.2 Caractéristiques du profilé HEA 240

V.3.3 Classe de la section transversale

- Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{164}{7,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 21,86 \leq 33 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{120}{12} = 10 \leq 10$$

⇒ La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

V.3.4 Condition de résistance (moment fléchissant+effort normal)

$$M_{N_y, Rd} = M_{pl, rd}(1-n)/(1-0,5a)$$

$$\text{Avec : } M_{pl, rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{744600 \times 235}{1,1} = 159,07 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl, rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_0} = \frac{7680 \times 235}{1,1} = 1640,73 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl, rd}} = \frac{19,51}{1640,73} = 0,01$$

$$a = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f)}{A} = 0,25$$

$$\text{Donc : } M_{N_y, Rd} = 137,79 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 47,46 \text{ kN.m} < M_{N_y, Rd} = 137,79 \text{ kN} \quad (\text{condition verifier})$$

V.3.5 Résistance au flambement

$$N_{b, Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{b, Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe I)

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

λ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12 < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

$$\text{Axe (y-y) : courbe a} \longrightarrow \alpha = 0,21$$

$$\text{Axe (z-z) : courbe b} \longrightarrow \alpha = 0,39$$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,7L}{10,05} = \frac{0,7 \times 677}{10,05} = 29,32 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,5$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7L}{3,52} = \frac{0,7 \times 677}{6} = 47,72 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,65$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,65$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b ($\chi = 0,6842$)

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0,6842 \times 1 \times 76,80 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 112,26 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 19,55 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 112,26 \text{ kN}$$

Conclusion : Le poteau en **HEA240** résiste au flambement

V.4 Contreventement :

V.4.1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, effets de séismes, chocs

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations

Ils sont disposés en toiture, dans le plans des versants (poutre au vent) et contreventement (en ciseaux) et en façade (palée de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués sur les pignons que sur le long pan.

V.4.2 Effort axial de traction :

$$N_{sd} < N_{t,Rd}$$

$$N_{sd} : 22,77 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} \Rightarrow N_{sd} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A \geq 1,06 \text{ cm}^2$$

Donc : choisir 2L 50X50X5 ($A = 4,8 \text{ cm}^2$)

a. Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = (2 \cdot A) \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec: $A = 4,8 \text{ cm}^2$; $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$; $\gamma_{M_0} = 1,1$

$$N_{pl,rd} = 2 \times 4,8 \times 23,5 / 1,1 = 205,09 \text{ KN}$$

b. Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_1}$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide}$$

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 20 \times 5 \Rightarrow A_{vide} = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide}$$

$$A_{net} = 380 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2}$$

$$N_{net,rd} = 380 \times 235 \times 10^{-3} / 1,1$$

$$N_{net,rd} = 81,18 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

Avec : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$; $\gamma_{M_2} = 1,1$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 380 \times 360 \times 10^{-3} / 1,1$$

$$N_{u,rd} = 111,96 \text{ KN}$$

c. Vérification :

$$\text{Min}(N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\text{Min}(205,09; 81,18; 111,96) = 81,18 > 22,17 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

CHAPITRE VI

« CALCUL DES ASSEMBLAGES »

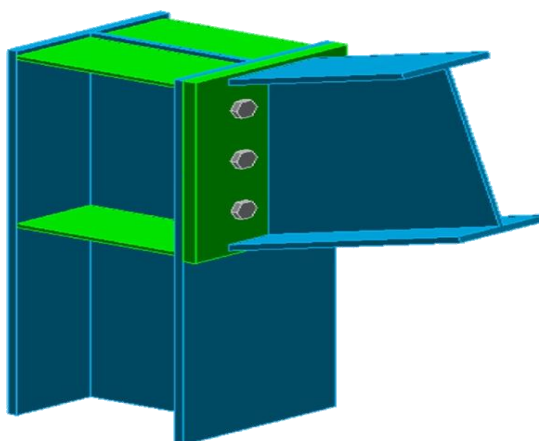
VI .1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

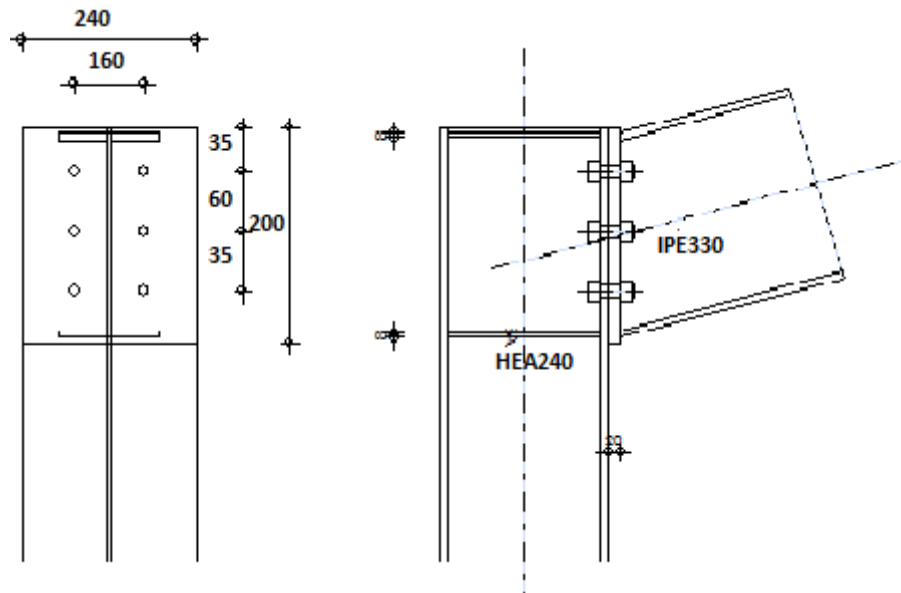
Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

VI .2 LIAISON POTEAU-TRAVERSE

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.



FigVI .1 : 3D d'assemblage poteau - traverse (HEA300 – IPE330)



FigVI .2 : Détail d'assemblage poteau - traverse (HEA240 – IPE330)

VI.2.1 Efforts Sollicitants

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer l'assemblage

- $N_{sd} = 208,85 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 25,42 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 30,43 \text{ KN.m}$

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$18\text{mm} \leq t_{\max} \leq 25\text{mm} \longrightarrow \begin{cases} a_{\min} = 5\text{mm} \\ a_{\max} = 0,7t = 14\text{mm} \end{cases}$$

La traverse est assemblée à la platine par un cordon de soudure d'épaisseur de 14 mm

$$a_{\max} = 14\text{mm}$$

On prend un cordon de soudure $a = 14 \text{ mm}$

VI.2.2 Soudure de la platine

a. Soudure de la semelle tendue

$$N_d = M_{sd} / h + N_{sd} = \frac{30,43 \cdot 10^3}{330} + 208,85 = 301,062 \text{ kN}$$

$$R_s = (0,7 \cdot a \sqrt{2} \cdot L \cdot f_y) / \gamma_{m1}$$

$$= (0,7 \cdot 10 \sqrt{2} \cdot 310 \cdot 235) / 1,1 = 524,49 \text{ kN} > 301,062 \text{ kN}$$

⇒ La condition est vérifiée

b. Soudure de l'âme

$$R_S = (0,7 \times a\sqrt{2} \times L \times f_y) / \gamma_{m1} = (0,7 \times 10\sqrt{2} \times 310 \times 235) / 1,1$$

$$R_S = 524,49 \text{ kN} > V_{sd} = 24,24 \text{ kN}$$

Conclusion : La résistance du cordon de soudure est vérifiée.

VI.2.3 Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 3 boulons H.R 10.9 de diamètre (ϕ 16).

Pince longitudinale e_1 :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm} \longrightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend $e_1 = 60 \text{ mm}$

Pince transversale e_2 :

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm} \longrightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend $e_2 = 35 \text{ mm}$

VI.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction

Les boulons d'assemblage du poteau avec la traverse sont soumis à un effort de traction T_R :

$$T_R = 0,8 \times F_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 157 = 125,6 \text{ kN}$$

Vérification de la résistance de ces boulons :

$$M_R = 2T_R (0,28 + 0,09 + 0,14) = 128,11 \text{ kN.m} > M_{sd} = 30,43 \text{ kN.m}$$

Les six(6) boulons HR10.9 de diamètre (ϕ 16) sont suffisants pour l'assemblage du poteau à la traverse.

VI.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$V_R = 0,4 \times F_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 157 = 62,8 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = 4,25 \text{ kN} \leq 50,24 \text{ kN} = \frac{V_R}{\gamma_m} \quad \gamma_m = 1,25 \text{ (facteur de sécurité pour les boulons)}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

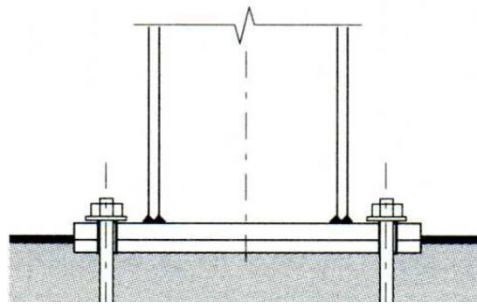
VI.2.6 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2,4 F_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 16 \times 8,5 = 117,50 \text{ kN}$$

$$V_d = 4,25 \text{ kN} \leq \frac{117,5}{1,25} = 94 \text{ kN}$$

VI.3 LES PIEDS DE POTEAUX

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charge considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontale.



FigVI .3 : représentation de pieds de poteaux

VI.3.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

a. Cordons de soudure

Semelle HEA240 : $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 12 = 8,4 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $a_s = 20 \text{ mm}$

Ame HEA240 : $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,5 = 5,25 \text{ mm} \rightarrow$ On prend $a_a = 10 \text{ mm}$

b. Surface de la platine :

$$a \geq 350 + (2 \times 20) = 390 \text{ mm}$$

$$b \geq 300 + (2 \times 20) = 340 \text{ mm}$$

On prend : $\begin{cases} a = 450 \text{ mm} \\ b = 450 \text{ mm} \end{cases}$

a. Epaisseur de la platine :

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{24}}$$

$$N_{sd} = 177,703 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 139,24 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma = \left(\frac{N}{a \times b} \right) + \left(\frac{M}{I \times V} \right)$$

$$\sigma = \left(\frac{177703}{450 \times 450} \right) + \left(\frac{139,24 \times 10^6}{\frac{450 \times 25^3 \times 306}{12} \times \frac{306}{2}} \right) = 25,34 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 25,34 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

- Béton dosé à 350kg/m³ de ciment : $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{24}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 0,6253}{24}} = 12,31 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 25 \text{ mm}$

VI.3.2 Vérification des tiges d'ancrage :

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$\leq \left(\frac{N}{8} \right)$$

- N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison :

$$G + Q + 1.2E$$

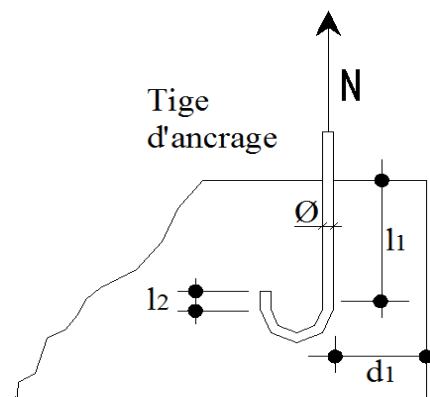
- g_c : dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$
- $l_1 = 20\Phi$
- $l_2 = 2\Phi$
- $r = 3\Phi$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \leq \left(\frac{N}{8} \right) = \frac{17770,3}{8} = 2221,28 \text{ daN}$$

D'où :

$$15,94 \Phi^2 - 13,11 \Phi - 2221,28 \geq 0 \Rightarrow \Phi = 12,22 \text{ mm}$$

On adapte $\varphi = 30 \text{ mm}$



VI.3.3 Condition d'équilibre du B.A.E.L

$$\frac{N}{4} \leq F_a = \pi \times \tau_{su} \times \Phi \times L_1$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times \varphi^2 \times f_{tj}$ (φ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses, $\varphi=1$.)

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2 \times 1 = 1,26 \text{ MPa}$$

D'où : $F_a = 3,14 \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30$

$$F_a = 71215,2 \text{ daN} \gg \frac{N}{4} = 555,32 \text{ daN. (Condition vérifiée).}$$

VI.4 LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 330-IPE330) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le raidisseur qui figure sous les traverses permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

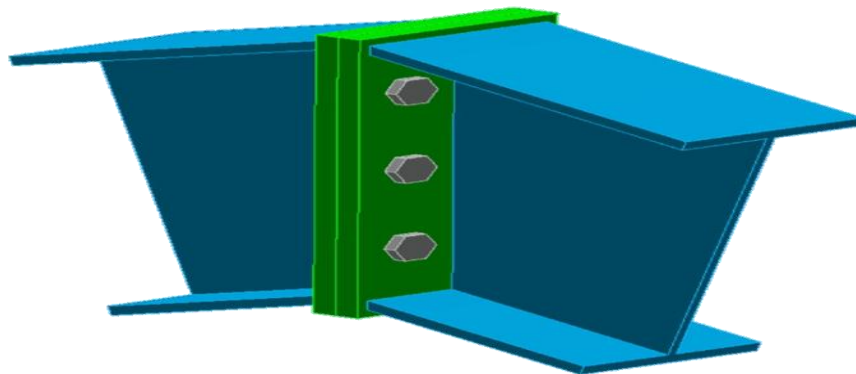


Fig. VI.4 :3D d'assemblage traverse - traverse (IPE330– IPE330)

FigVI .5 :Detail d'assemblage traverse - traverse (IPE330– IPE330)

VI.4.1 Efforts sollicitant :

- $N_{sd} = 80,95 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 24,19 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 34,61 \text{ KN.m}$

VI.4.2 Soudure de la platine :

a. Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

- $t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{\min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{\min} = 12,7 \text{ mm}$
- $a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 8,89 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$

b. Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{34,61 \times 10^3}{330} + 80,95 = 185,83 \text{ KN}$
- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 310 \times 10^{-3}}{1,1} = 524,49 \text{ KN}$
- $R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 8 \times 310 \times 10^{-3}}{1,1} = 574,91 \text{ KN}$

$$N_d = 185,83 \text{ KN} < \min(574,49 ; 524,49) \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 609,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 1031,39 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 24,19 \text{ KN} < R_s = 1132,9 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.3 Disposition constructives :

a. Choix de diamètre du boulon :

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons de diamètre $\Phi = 20 \text{ mm}$ classe 10.9

b. Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$\text{➤ } d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t = 12,7 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 152,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 45 \text{ mm}$ **c. Pince transversale e_2 :**

$$33 \text{ mm} \leq e_1 \leq 152,4 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 80 \text{ mm}$ **VI.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction :**

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 125,6 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,09 + 0,14 + 0,28) = 128,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 34,61 \text{ KN.m} < M_R = 128,11 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\text{➤ } V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 62,8 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{24,19}{6} = 4,03 \text{ KN}$$

$$V_d = 4,03 \text{ KN} < V_R/\gamma_{M_1} = 57,09 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\text{➤ } L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 12,7 \times 10^{-3} = 241,4 \text{ KN}$$

$$V_d = 4,03 \text{ KN} < L_R/\gamma_{M_1} = 219,45 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VII

« CALCULS DES FONDATIONS »

VII.1 Calcul des fondations

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol. C'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque, leur bonne conception et de réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante admissible de terrain.
- La facilité de réalisation

Effort	ELU	ELS
Semelle	Poteau HEA240	Poteau HEA240
Intermédiaire	N= 156,7kN	N= 216,05kN
D'angle	N= 85,48kN	N= 286,78kN

Tableau VII .1 Charges appliquées sur les fondations

VII .1.1 Dimensionnement de la semelle intermédiaire « Poteau HEA240 »

a= 23cm et b= 24cm puisque a≈ b. on dimensionne la section A et B comme une semelle carrée

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A=B$$

On a: $\sigma_{sol} < \overline{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad A \cdot B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

$$(1) \Leftrightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{216,05}{180}} = 1,09 \text{ m}$$

$$\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bar} = 0,18 \text{ Mpa} = 180 \text{ KN/m}^2$$

On prend A= 1,60 m et B = 1,60 m

a. Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\Rightarrow \frac{1,6-0,45}{4} \leq d \leq 1,6 - 0,45$$

$$\Rightarrow 0,29 \leq d \leq 1,15\text{m}$$

Donc on prend : $d = 55 \text{ cm}$

$$h = d + 5 = 55 + 5 = 60\text{cm}$$

b. Calcul du ferrailage

• À ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$

$$N_U = 156,7\text{kN} \quad (\text{Calculé par SAP 2000})$$

$$A_U = \frac{156,7 \times 10^{-3} \times (1,6 - 0,45)}{8 \times 0,6 \times 347,82} = 1,07 \text{ cm}^2$$

• Vérification a ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63\text{MPa}$

$$N_S = 216,05\text{kN} \quad (\text{Calculé par SAP 2000})$$

$$A_S = \frac{216,05 \cdot 10^{-3} \times (1,6 - 0,45)}{8 \cdot 0,6 \cdot 201,63} = 2,57 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous avons $A_S > A_U$ donc on prend un ferrailage de $8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$

c. Détermination de la hauteur du patin ' e '

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max(13,2 ; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

d. Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1,6 - 0,20}{7} = 0,2\text{m}$$

On prend $s_t = 20\text{cm}$

VII .1.2 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles .Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

Donc, on prend des longrines de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Avec : (S3 = Catégorie du sol)

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20kN. L'action d'une force est égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$

Avec :

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$\alpha = 12$ selon la catégorie du site

- **Calcul du ferrailage**

À ELU :

$$N_u = 39,88 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad F_u = \frac{39,88}{12} = 3,32 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \text{avec } \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,09 \text{ cm}^2$$

À ELS :

$N_s = 105,77 \text{ kN}$ (Calculé par SAP2000)

$$F_s = \frac{105,77}{12} = 0,0088 \text{ MN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \text{avec } \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,58 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au $\min(20 \text{ cm}, 15\phi)$

$$A_{\min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

- Calcul des armatures transversales

$$\phi t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \text{Min} \left(\frac{35}{35}, 12\text{mm}, \frac{30}{10} \right) \text{ avec : } \phi t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\phi t = 8\text{mm}$$

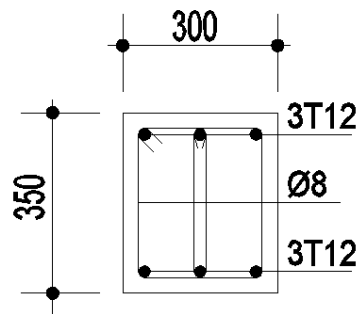


Fig VII.1 Ferrailage des longrines

- Calcul de l'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $s_t \leq (20\text{cm}, 15\phi)$

❖ Zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

❖ Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

VII .1. 3 Dimensionnement de la semelle d'angle « Poteau HEA340 »

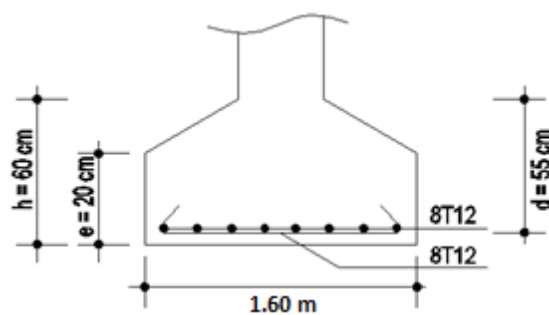


Fig VII.2 Ferrailage des semelles d'angle (HEA240).

$$a=b=45\text{cm} \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = A=B$$

$$\text{On a:} \quad \overline{\sigma_{\text{sol}}} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \cdot B}$$

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}} \dots \dots \dots (1)$$

$$(1) \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}} = \sqrt{\frac{286,87}{180}} = 1,26 \text{ m}$$

On prend $A = 1,30 \text{ m}$ et $B = 1,30 \text{ m}$

a. Détermination de d et h

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \Rightarrow \frac{1,3-0,45}{4} \leq d \leq 1,3-0,45$$

$$\Rightarrow 0,21 \leq d \leq 0,85\text{m}$$

Donc on prend : $d = 50 \text{ cm}$

$$h = d + 5 = 50 + 5 = 55\text{cm}$$

b. Calcul du ferrailage

• **À ELU :**

$$A_U = \frac{N_U \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{\text{st}}}$$

$$\text{Avec :} \quad \sigma_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$$

$$N_U = 66,47\text{kN}$$

$$A_U = \frac{66,47 \times 10^{-3} \times (1,3 - 0,55)}{8 \times 0,50 \times 347,82} = 0,35 \text{ cm}^2$$

• **À ELS :**

$$A_S = \frac{N_S \times (A-a)}{8 \times d \times \overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

$$\text{Avec :} \quad \overline{\sigma_{\text{sol}}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \cdot f_{c28}}\right) = 201,63\text{MPa}$$

$$N_S = 186,66\text{kN} \text{ (Calculé par SAP 2000)}$$

$$A_S = \frac{186,66 \times 10^{-3} \times (1,3 - 0,55)}{8 \times 0,50 \times 201,63} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_S > A_U$ donc on prend un ferrailage de $6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

c. Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max (6\phi+6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max (13,2, 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

d. Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1,3-0,20}{5} = 0,22\text{m}$$

On prend $s_t = 20\text{cm}$.

CHAPITRE VIII

« DEFAUT D'ALIGNEMENT »

VIII.1. IMPERFECTIONS GEOMETRIQUES

D'une manière générale, les défauts géométriques des éléments structuraux d'un ouvrage peuvent créer des problèmes en ce qui concerne le comportement mécanique de cette structure et par conséquent sa réponse à des sollicitations. Probablement, ces défauts qu'ils soient de fabrication ou de montage peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur la résistance ou l'instabilité d'une structure métallique, chose qui va être étudiée dans ce chapitre.

En ce qui concerne les poteaux d'une structure métallique sollicités en compression et qui risquent de flamber sont susceptibles aux défauts géométriques. En effet, toute excentricité du point d'application de la force de compression induit des effets secondaires d'instabilité qui réduisent la capacité portante de cet élément par rapport à celui d'un élément parfait.

Après avoir calculé notre structure métallique, on va simuler des défauts de conception ou de montage et voir leur incidence sur sa réponse (résistance et instabilité).

VIII.2. RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA STRUCTURE SAINTE (SANS DEFAUTS)

VIII.2.1. Poteau

Suite aux calculs avec un outil d'aide type SAP 2000, les efforts normaux, tranchants et moments flexion sont donnés au tableau VIII.1. La disposition des poteaux est représentée à la figure VIII.1.

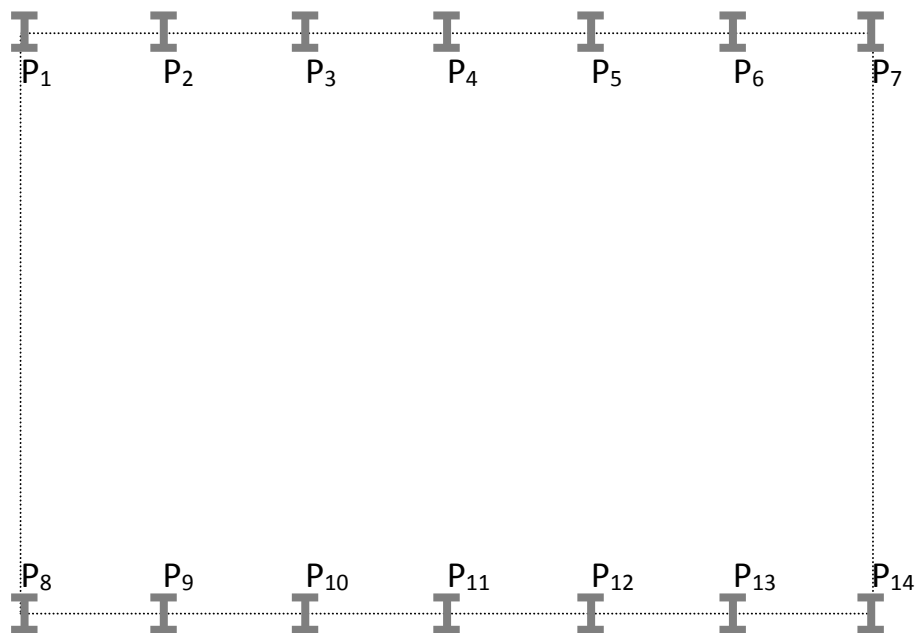


Fig. VIII.1. : Numérotation des Poteaux

Efforts	N _{sa} [kN]	V _{sa} [kN]	M _{sa} [kN.m]
Poteau 1	2,05	1,05	1,15
Poteau 2	3,06	1,12	2,13
Poteau 3	2,12	1,13	3,33
Poteau 4	4,11	1,98	3,29
Poteau 5	3,02	1,02	12,25
Poteau 6	1,90	1,11	14,13
Poteau 7	2,18	1,30	17,15
Poteau 8	3,06	2,45	36,13
Poteau 9	19,51	4,29	47,46
Poteau 10	4,18	2,84	22,45
Poteau 11	5,13	1,88	14,74
Poteau 12	2,28	3,79	22,14
Poteau 13	3,13	2,96	18,5
Poteau 14	2,82	1,58	10,46

Tab.VIII.1 : Les efforts de poteaux (Structure sain)

D'après le tableau, le poteau le plus sollicité est le numéro 9.

VIII.3. RECAPITULATIF DES RESULTATS DE LA STRUCTURE EXISTANTE AVEC CES DEFAUTS DE MONTAGE RELEVES APRES REALISATION

Un relevé topographique de la structure existante a été fait (voir Fig. VIII.2.) puis les coordonnées des points relevés ont été introduites à nouveau dans l'outil de calcul (SAP 2000) puis on va recalculer à nouveau notre structure.

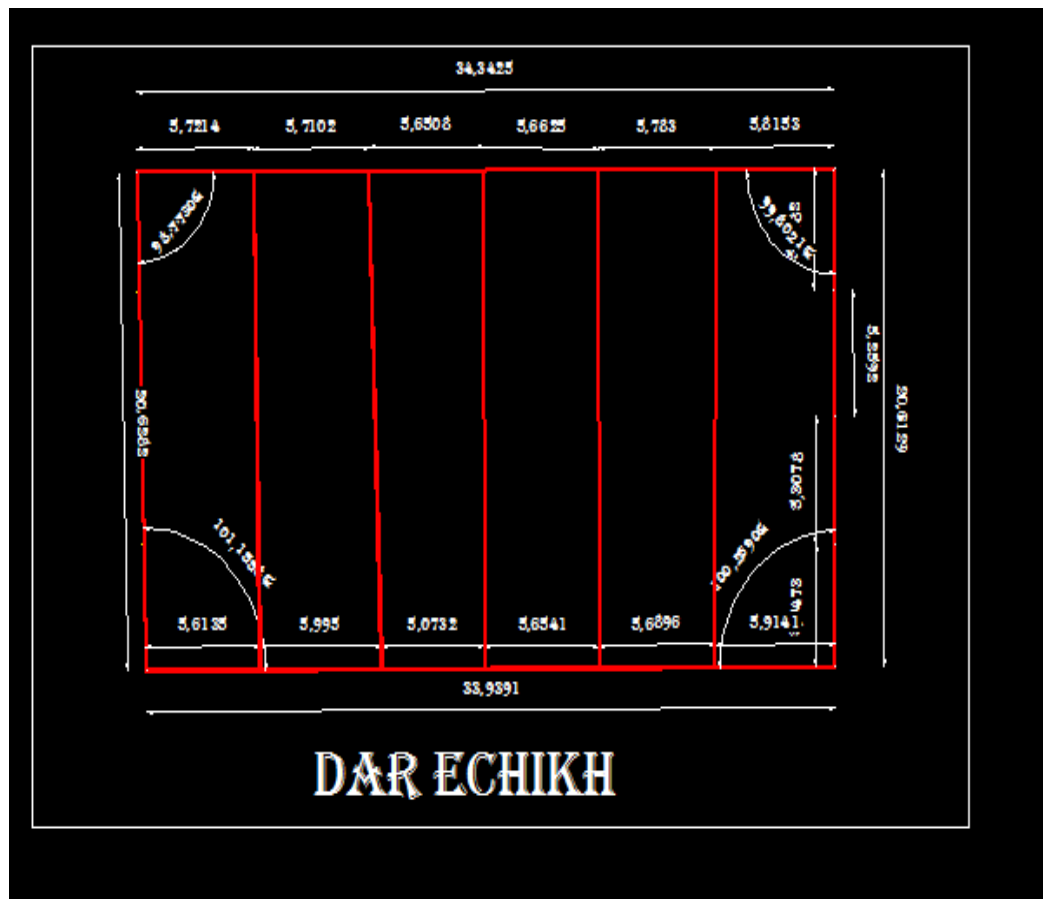


Fig. VIII.2. : Plan topographie de la structure réalisée

Efforts	N _{Sd} [kN]	V _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kN.m]
Poteau 1	2,82	1,23	2,72
Poteau 2	3,44	1,33	2,29
Poteau 3	3,02	1,54	1,77
Poteau 4	5,22	2,13	2,13
Poteau 5	4,12	1,19	3,29
Poteau 6	2,33	1,82	1,13
Poteau 7	2,82	1,03	2,15
Poteau 8	3,25	1,19	36,13
Poteau 9	19,88	1,82	42,44
Poteau 10	26,11	2,03	59,62
Poteau 11	3,42	1,14	18,05
Poteau 12	3,78	1,02	23,14
Poteau 13	4,21	1,23	19,05
Poteau 14	3,32	1,05	12,28

Tab.VIII.2 : Les efforts de poteaux (Structure avec défaut)

On peut dire que le poteau le plus sollicité est le numéro 10. En comparant ces résultats avec la structure saine, on remarque une augmentation de plus de l'effort de **compression** de **500%** de par rapport à la structure sans défauts (respectivement une diminution de **36%** de l'effort **tranchant** et **165%** du **moment fléchissant**).

VIII.3.1 Vérification de la résistance de cet élément dans la structure existante

Efforts	N _{Sd} [kN]	V _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kN.m]
STRUCURE SANS DEFAUTS			
Poteau 10	4,18	2,84	22,45
STRUCTURE EXISTANTE (REALISE)			
Poteau 10	26,11	1,82	59,62

Tab. VIII. 3 : Efforts dans le poteau n°10 dans le cas de la structure saine et réalisée

VIII.3.2. Vérification au moment fléchissant, effort tranchant et effort axial

Calcul de l'effort tranchant

$$V_{pl,rd} = A_v \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec : } A_v &= A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f \\ &= 13,26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{pl,rd} = 163,55 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{pl,rd}}{2} = 81,78 \text{ kN} > 2,03 \text{ kN (effort dans le poteau, calculé)}$$

Lorsque l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement, il n'est pas pris en compte dans les calculs de vérification de résistance. Le poteau est un HEA 240.

$$\ll N_{Sd} = 26,11 \text{ kN} ; M_{Sd} = 59,62 \text{ kN.m} \gg$$

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl, rd}(1-n)/(1-0,5a)$$

$$\text{Avec : } M_{pl, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{744600 \times 235}{1,1} = 159,07 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_0} = \frac{7680 \times 235}{1,1} = 1640,73 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl, rd}} = \frac{26,11}{1640,73} = 0,02$$

$$a = \frac{(A - 2.b.tf)}{A} = 0,25$$

$$\text{Donc : } M_{Ny, Rd} = 137,79 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 59,62 \text{ kN.m} < M_{Ny, Rd} = 137,79 \text{ kN}$$

La sollicitation en tenant en compte des défauts ($M_{Sd} = 59,62 \text{ kN.m}$) a augmentée de 25% par rapport à celle de la structure saine de défauts ($M_{Sd} = 47,46 \text{ kN.m}$).

On peut conclure que malgré les défauts de réalisation, la structure résiste bien aux sollicitations.

VIII.3.3. Résistance au flambement

$$N_{b, Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

χ : est déterminée en fonction de λ et la courbe de flambement est celle de b, ce qui donne $\chi = 0,6842$.

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z) = 0,65$$

$$\text{D'où : } N_{b, Rd} = \frac{0,6842 \times 1 \times 76,80 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 112,26 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 26,11 \text{ kN} < N_{b, Rd} = 112,26 \text{ kN}$$

Malgré les défauts de réalisation, le poteau en HEA 240 reste stable au flambement.

VIII.4. STRUCTURE AVEC UN DEFAUT SIMULES

Il s'agit cette fois d'introduire dans défauts géométriques tel que *l'inclinaison* vers intérieur ou l'extérieur et voir leurs incidences sur la réponse de la structure.

VIII.4.1. Défauts sur 1 seul poteau (Poteau n°1)

Dans un premier temps on va évaluer la valeur de ces défauts tout en restant dans les limites de la norme. Les valeurs de la flèche admissible donnée dans le règlement Algérien est calculée de la façon ci-dessous :

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{h}{150} = \frac{677}{150} = 0,054 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{Max}} = 54 \text{ mm}$$

Cette valeur va être injectée dans le logiciel de calcul puis on va recalculer à nouveau les efforts pour les comparer par la suite à la structure saine (c.-à-d., sans défauts).

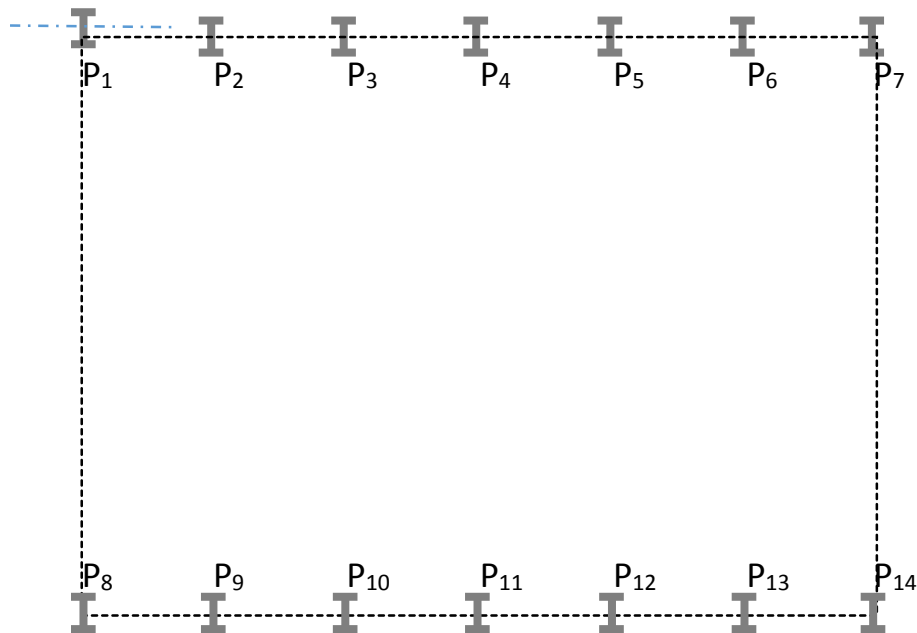


Fig. VIII.3 : Poteau n°1 vers l'extérieur de la structure (pareil pour le poteau vers l'intérieur)

a) Défaut vers l'intérieur de la structure

Efforts	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kN.m]
Poteau 1	5,38	1,42	3,70
Poteau 2	3,06	1,12	2,13
Poteau 3	2,12	1,13	3,33
Poteau 4	4,11	1,98	3,29
Poteau 5	3,02	1,02	12,25
Poteau 6	1,90	1,11	14,13
Poteau 7	2,18	1,30	17,15
Poteau 8	3,06	2,45	36,13
Poteau 9	19,51	1,29	47,44
Poteau 10	4,18	2,84	22,45
Poteau 11	5,13	1,88	14,74
Poteau 12	2,28	3,79	22,14
Poteau 13	3,13	2,96	18,5
Poteau 14	2,82	1,58	10,46

Tab. VIII. 4. Les efforts de poteau n°1 (l'intérieur)

b) Défaut vers l'extérieur de la structure

Efforts	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kN.m]
Poteau 1	2,15	1,23	1,66
Poteau 2	3,06	1,12	2,13
Poteau 3	2,12	1,13	3,33
Poteau 4	4,11	1,98	3,29
Poteau 5	3,02	1,02	12,25
Poteau 6	1,90	1,11	14,13
Poteau 7	2,18	1,30	17,15
Poteau 8	3,06	2,45	36,13
Poteau 9	19,51	1,29	47,44
Poteau 10	4,18	2,84	22,45
Poteau 11	5,13	1,88	14,74
Poteau 12	2,28	3,79	22,14
Poteau 13	3,13	2,96	18,5
Poteau 14	2,82	1,58	10,46

Tab. VIII. 5. Les efforts de poteau n°1 (l'extérieur)

VIII.4.2. Défauts sur l'ensemble des poteaux

a. Défauts vers l'intérieur de la structure

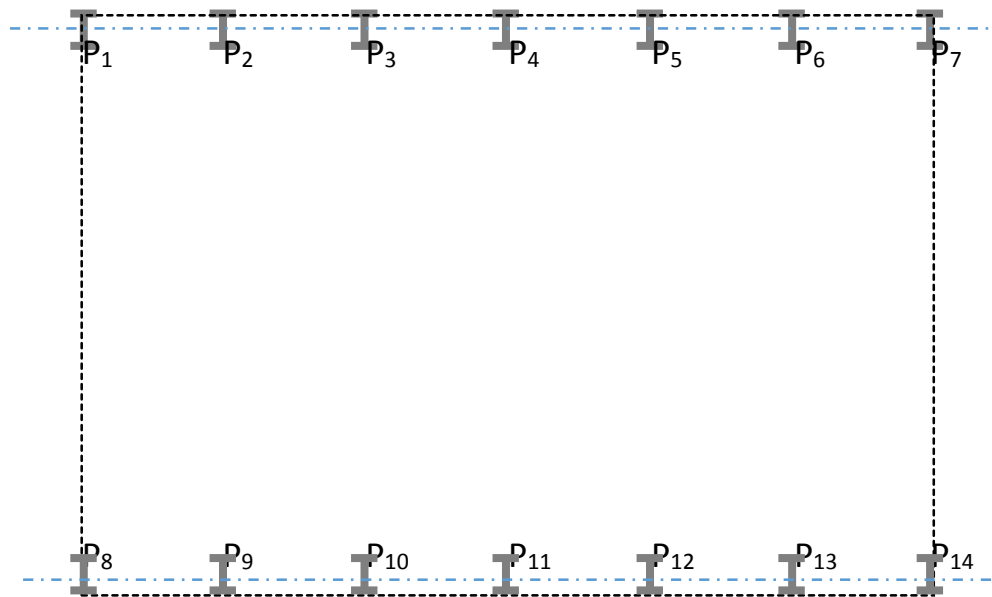


Fig. VIII.4 : l'ensemble des poteaux (l'intérieur)

Efforts	N_{Sd} [kN]	V_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kN.m]
Poteau 1	5,38	1,42	3,68
Poteau 2	3,29	1,26	2,58
Poteau 3	2,19	1,29	3,55
Poteau 4	4,31	2,15	3,66
Poteau 5	3,44	1,23	12,36
Poteau 6	2,05	1,66	14,89
Poteau 7	2,42	1,58	17,58
Poteau 8	3,32	2,89	36,22
Poteau 9	20,07	1,35	48,40
Poteau 10	4,14	2,93	41,57
Poteau 11	5,26	1,98	15,02
Poteau 12	2,42	4,02	22,66
Poteau 13	3,25	3,16	18,66
Poteau 14	2,28	1,76	10,72

Tab. VIII. 6. Les efforts sur l'ensemble du poteau (l'intérieur)

b. Défaut vers l'extérieur de la structure

Efforts	N _{Sd} [kN]	V _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kN.m]
Poteau 1	2,11	1,09	1,66
Poteau 2	3,10	1,15	2,63
Poteau 3	2,22	1,19	3,55
Poteau 4	4,18	2,09	3,88
Poteau 5	3,15	1,11	12,22
Poteau 6	1,96	1,18	14,88
Poteau 7	2,25	1,36	17,55
Poteau 8	3,03	2,54	36,64
Poteau 9	19,59	1,36	47,88
Poteau 10	4,26	2,90	22,66
Poteau 11	5,19	1,99	14,89
Poteau 12	2,32	3,86	22,36
Poteau 13	3,16	3,06	18,67
Poteau 14	2,88	1,65	10,58

Tab. VIII. 7. Les efforts sur l'ensemble des poteau (l'extérieur)**VIII.5. ANALYSE ET CONCLUSION**

Efforts	N _{Sd} [kN]	V _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kN.m]
Structure saine sans défauts			
Poteau 1	2,05	1,05	1,15
Structure avec défauts simulés			
<i>Inclinaison d'un seul poteau vers l'extérieur (n°1)</i>			
Poteau 1	2,15 (+5%)	1,23 (+17%)	1,66 (+44%)
<i>Inclinaison d'un seul poteau vers l'intérieur (n°1)</i>			
Poteau 1	5,38 (162%)	1,42 (35%)	3,70 (221%)
<i>Inclinaison de l'ensemble des poteaux vers l'intérieur</i>			
Poteau 1	5,38 (162%)	1,42 (35%)	3,68 (220%)
<i>Inclinaison de l'ensemble des poteaux vers l'extérieur</i>			
Poteau 1	2,11 (3%)	1,09 (4%)	1,66 (44%)

Tab. VIII. 8. Récapitulatif des comparaisons des résultats

D'une manière générale, les défauts simulés à notre structure tout en restant dans les limites des normes augmentent les efforts dans les poteaux chose qui peut être évidente. Mais, est-ce que cette augmentation est significative ? Est-ce que les profilés qui ont été choisis après calcul de la structure saine de défauts peuvent supporter cette augmentation des efforts ? Sont-ils toujours stables par rapport au flambement ?

On peut donc répondre que les défauts simulés dans notre structure augmentent certains efforts et dans peu de poteaux mais d'une manière significative. Elle peut atteindre jusqu'à 162% de l'effort normal et 220% du moment de flexion dans le poteau n°10. (Voir tableau ci-dessus).

Après vérification des calculs, les poteaux résistent bien à ces augmentations et à leur instabilité, ce qui est rassurant.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre à profit les connaissances apportées dans le cadre de la formation de Master Génie Civil et de mieux les intégrer dans un projet complet.

Grace à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser à intégrer les connaissances prodiguées lors de notre formation. Il nous a permis de pré-dimensionner, calculer et vérifier des éléments d'une construction métallique tout en tenant en compte des effets d'instabilité.

D'une manière plus précise, nous avons mis en application les règlements telle que C.C.M. 97, R.N.V.99 et le, R.P.A.99.

La modélisation de notre structure était la phase la plus difficile dans ce projet.

D'une manière générale, les défauts géométriques des éléments structuraux d'un ouvrage et plus particulièrement ceux affectant les poteaux créent des problèmes en ce qui concerne le comportement mécanique de cette structure et par conséquent sa réponse à des sollicitations. Ces défauts qu'ils soient de fabrication ou de montage peuvent avoir des conséquences fâcheuses sur la résistance ou l'instabilité d'une structure métallique, chose qui a été étudiée dans ce travail.

En ce qui concerne les poteaux d'une structure métallique sollicités en compression et qui risquent de flamber sont susceptibles aux défauts géométriques. En effet, toute excentricité du point d'application de la force de compression induit des effets secondaires d'instabilité qui réduisent la capacité portante de cet élément par rapport à celui d'un élément parfait.

Après avoir calculé notre structure métallique, on a recalculé cette même structure mais une fois réalisée. Des relevés topographiques ont eu lieu et on a déterminé les efforts dans les poteaux à nouveau.

Dans un dernier temps, on a simulé cette fois ci des défauts de conception ou de montage et voir leur incidence sur sa réponse (résistance et instabilité) en veillant à ce que ces défauts restent dans les limites de le règlement algérien.

On peut donc conclure que les défauts simulés (respectivement relevés après construction) à notre structure tout en restant dans les limites des normes augmentent les efforts dans les poteaux chose qui est évidente. Par contre cette augmentation ne concerne que peu de poteaux pour ne pas dire 1 ou 2 et elle est significative. Elle peut atteindre jusqu'à 162% de l'effort normal et 220% du moment de flexion dans le poteau n°10.

Malgré ce surplus d'efforts, les poteaux qui ont été dimensionnés pour une structure sans défauts résistent bien à ces augmentations et restent stables.

En perspective, il serait aussi intéressant de voir l'incidence de défauts qui sont au delà de la norme. Aussi, voir l'influence des alignements des poteaux, leur rotation sur la résistance d'une structure. Et en fin, d'étudier l'incidence d'une instabilité d'un ou plusieurs éléments sur le comportement globale d'une structure métallique.

BILBIOGRAPHIE

[1] **Règlement neige et vent** [RNV99] (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[2] **Règles parasismiques Algériennes** [RPA 99 version 2003] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[3] **Règle de conception et de calcul des structures en acier** [CCM97] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

[4] **[CBA93]** Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé.

[5] **DTR C2.2** Document technique (charges permanentes et surcharges d'exploitations).

[6] **Lahlou. D** « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE » Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

Résumé

On s'intéresse dans ce mémoire de fin d'étude à l'influence des déformations, verticalités et d'orientation des poteaux sur la réponse d'une structure et leurs impacts économiques.

Le projet se divise en deux majeures parties. Dans la première se succèdent les chapitres sur l'étude de la structure, dans laquelle nous trouvons une présentation de l'ouvrage suivi de l'évaluation des charges climatiques selon RNV99, le pré-dimensionnement des éléments secondaires, puis une étude sismique. Vient ensuite le dimensionnement des éléments structuraux selon le CCM97 ainsi que l'étude et la vérification des assemblages et le calcul des fondations.

Dans la seconde partie, nous avons étudié les poteaux avec défauts extérieurs et intérieurs (déplacement imposé) et leurs influences sur l'ensemble de la structure.

Mots clés : Dimensionnement, Construction métallique, Acier, Hall industrie, résistance, instabilité, défauts géométriques.

Abstract

This final study project is mainly based on the influence of the deformations, verticality and orientation of the columns on the response of the structure and their economic impact.

The project is divided in two main parts. The first is composed of several chapters to study the structure, in which we find its presentation followed by the assessment of the climatic loads regarding the RNV99 regulation, the pre-dimensioning of the components, then the seismic study. Followed by the sizing of the structural elements respecting the CCM97 code as the study and the verification of the assemblies with the foundations design.

In the second part, we studied the columns with their internal and external defaults (imposed displacement) and their influence on the entire structure.

Keywords: Dimensional. Metallic construction, Iron, Hall industry, Resistance, Instability,

ملخص

في هذه المذكرة لنهاية الدراسات , اهتمنا بدراسة تأثير التشويهاة العمودية وتوجهات الأعمدة على نتيجة الإشكال و وقعهم الاقتصادي.

المشروع ينقسم إلى قسمين أساسيين, في القسم الأول يتوالى فصول التي تحتوي دراسة الشكل , التي من خلالها نجد تقديم الأشغال متبوع بتقييم الأعباء المناخية حسب RNV99 , التقييم المسبق للمواد الثانوية , ثم دراسة التموجات و أثر الزلازل على الشكل , ثم يأتي من بعد التقييم للمواد الأساسية التشكيلية حسب CCM97, و ما معها من دراسة و مراجعة التجميع الهندسي و دراسة الأساسات .

في الجزء الثاني , نقوم بدراسة الأعمدة بالعيوب الخارجة و الداخلية (تغيير موقعها مفروض) و تأثيرها علي الشكل العام .

مفاتيح البحث:

: احد او كل الأبعاد , : بناء حديدي, : الصلب او الحديد, : موقع صناعي , : المقاومة ;: غير الثباتي: اختلافات هندسية