



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche scientifique
Université Abderrahmane Mira – Bejaia
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil

Option : Construction métallique

Thème :

*Etude de deux hangars en charpente
métallique à usage industrielle.*



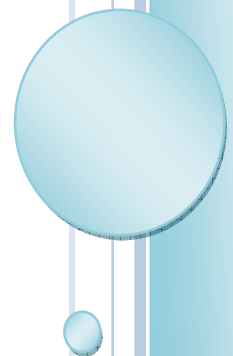
✦ **Réalisé par :**

AIT ALDJET Merieme
KHANOUCHE Louisa

✦ **Encadré par :**

Mr. HEZAM.M

Promotion 2014





Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu, le Généreux qui a enseigné à l'Homme ce qu'il ne savait pas et aussi de nous avoir donné la force afin d'accomplir ce modeste travail.

À Monsieur le président de jury et l'examineur ainsi que tous les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'apporter leur jugement sur ce modeste travail.

*On adresse notre profonde reconnaissance à Monsieur **M. HAZAM** qu'il trouve ici l'expression de notre gratitude et nos sincères remerciements d'avoir accepté de nous encadrer, ainsi que pour l'aide qu'il nous a apportée afin de réaliser ce travail.*

Nos remerciements les plus sincères à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Merieme et Louisa

Dédicace :

J'ai l'honneur de dédier ce travail à :

A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir

Que Dieu vous protège.

A mes très chères sœurs.

A mes frères.

A toute ma grande famille, mes cousins et cousines.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
Travail.*

A toute la promotion du génie civil 2013/2014.

Ainsi qu'à tous mes amis sans exception

A.Meriem



Dédicaces

Je dédie ce présent et modeste travail :

A ma très chère mère

Celle qui ma tout donné sans rien au retour; Tant d'affection et d'amour ;

Ce n'est que grâce à son soutien que ce travail a vu le jour ;

Que Dieu vous protège et vous accorde une longue vie pleine de santé et de bonheur

➤ *A ma très chère sœur « AMEL » et son mari NASSIM.*

➤ *A toute ma grande famille*

Cousins, cousines, oncles et tentes.

➤ *A tous mes amis de près ou de loin.*

En particulier fairouz, merieme, lila et fahima.

➤ *A toute la promotion Génie Civil 2013/2014.*

➤ *A toute personne cher.*

K, Louisa

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE	
1. Introduction.....	2
2. Présentation et implantation de l'ouvrage.....	2
2.1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	2
3. Matériaux utilisés.....	3
3.1. Acier de construction.....	3
3.1.1. Les propriétés de l'acier doux.....	4
3.2. Béton.....	4
CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE	
1. Introduction.....	5
2. Action du vent.....	5
2.1. Introduction.....	5
2.2. Coefficient de calcul.....	6
2.2.1. Calcul du coefficient dynamique C_d	6
2.2.2. Effet de la région.....	7
2.2.3. Effet de site.....	7
2.2.4. Détermination de la pression dynamique.....	7
2.3. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1).....	10
2.3.1. Bâtiment A.....	10
a) Coefficient de pression extérieur (C_{pe}).....	10
b) Calcul de la pression intérieur (C_{pi}).....	12
c) Calcul de la pression statique.....	12
2.3.2. Bâtiment B.....	14
a) Coefficient de pression extérieur (C_{pe}).....	14
b) Calcul de la pression intérieur (C_{pi}).....	16
c) Calcul de la pression statique.....	16
2.4. Vent parallèle à la façade principale (sens V_2).....	18
2.4.1. Bâtiment B.....	18
a) Coefficient de pression extérieur (C_{pe}).....	18
b) Calcul de la pression intérieur (C_{pi}).....	20
2.5. Vent parallèle à la façade principale (sens V_3).....	22
2.5.1. Bâtiment A.....	22
a) Coefficient de pression extérieur (C_{pe}).....	22
b) Calcul de la pression intérieur (C_{pi}).....	24
2.6. Résumé de toutes les pressions exercées sur la structure.....	26
3. calcul de la force de frottement.....	29
4. Action d'ensemble.....	32
4.1. Excentricité de la force globale horizontale (Bâtiment A).....	34
4.2. Excentricité de la force globale horizontale (Bâtiment B).....	36
5. Action de la neige.....	37
CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
1. Etude de bardage et la couverture.....	39
2. Etude des pannes.....	39
2.1. Définition.....	39
2.2. Déterminations des charges et surcharges (bâtiment A).....	40
2.3. Combinaisons de charge les plus défavorables.....	42
2.4. Combinaisons d'actions.....	43
2.5. Pré dimensionnement.....	43
2.6. Dimensionnement des pannes.....	44
2.7. Calcul de la flèche.....	51

Sommaire

3. Calcul des liernes.....	51
3.1. Introduction.....	51
3.2. Effort de traction.....	52
4. Calcul de l'échantignolle.....	54
4.1. Introduction.....	54
4.2. Dimensionnement de l'échantignolle.....	54
4.2.1 Principe de dimensionnement.....	55
5. Calcul des lisses de bardage.....	56
5.1. Introduction.....	56
5.2. Détermination des charges et surcharges.....	56
5.3. Combinaisons d'actions.....	57
5.4. Pré dimensionnement.....	57
5.5. Dimensionnement des lisses.....	58
5.5.1. Les combinaisons de calcul.....	58
5.5.2. Détermination des sollicitations.....	58
5.5.3. Vérification de la résistance des lisses.....	58
5.5.4. Vérification à L'ELS.....	59
6. Calcul des liernes pour les lisses.....	60
6.1. Effort de traction.....	60
7. Calcul des potelets.....	61
7.1. Introduction.....	61
7.2. Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus charge.....	62
7.2.1. charges permanentes G.....	62
7.2.2. Surcharge climatique V.....	62
7.3. Dimensionnement du potelet.....	63
7.3.1. Vérification de la section a la résistance.....	63
7.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités.....	64
7.4. Détermination des charges et surcharges (bâtiment B).....	67
7.5. Combinaisons de charge les plus défavorables.....	68
7.6. Combinaisons d'actions.....	69
7.7. Pré dimensionnement.....	69
7.8. Vérification de la résistance des pannes.....	72
7.9. Vérification à L'ELS.....	73
8. Calcul de l'échantignolle.....	74
8.1. Dimensionnement de l'échantignolle.....	74
8.2. Principe de dimensionnement.....	74
9. Calcul des lisses de bardage.....	76
9.1. Détermination des charges et surcharges.....	76
9.2. Combinaisons d'actions.....	76
9.3. Pré dimensionnement.....	76
9.4. Dimensionnement des lisses.....	77
9.4.1. Les combinaisons de calcul.....	77
9.4.2. Détermination des sollicitations.....	77
9.4.3. Vérification de la résistance des lisses.....	77
9.4.4. Vérification à L'ELS.....	78
10. Calcul des fermes (bâtiment B).....	78
10.1. Introduction.....	78
10.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges.....	80
10.3. Pré dimensionnement des éléments.....	81
10.3.1. Membrane supérieure.....	81
10.3.2. Membrane inférieure.....	81
10.3.3. Montants.....	81
10.3.4. Diagonales.....	81
10.4. Vérification des éléments comprimés au flambement.....	82
10.4.1. Membres supérieure.....	82

Sommaire

10.4.2. Membrures inférieures	83
10.4.3. Montants	85
10.4.4. Diagonales.....	87
10.5. Conclusion.....	88
10.6 .Vérification avec le poids propre réel	89
10.6.1. Vérification des éléments comprimés au flambement.....	89
10.6.1.1. Membrures supérieure	89
10.6.1.2. Membrures inférieures	89
10.6.1.3. Diagonales	89
10.6.1.4. Montants	89
10.6.2. Conclusion	89
11. Calcul des potelets.....	90
11.1. Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus charge	90
11.1.1. charges permanentes G	90
11.1.2. Surcharge climatique	90
11.2. Dimensionnement du potelet	90
11.3. Vérification de la section a la résistance	91
11.4. Vérification de l'élément aux instabilités	91
CHAPITRE IV: ETUDE DE CONTREVENTEMENT	
1. Introduction	96
2. Contreventements de toiture (poutre au vent).....	96
2.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent (bâtiment A).....	96
2.1.1. Effort de traction dans les diagonales	97
2.1.2. Section de la diagonale.....	98
2.2. Evaluation des efforts dans la poutre au vent (bâtiment B).....	99
2.2.1. Effort de traction dans les diagonales	100
2.2.2. Section de la diagonale	101
3. Calcul de la poutre sablière.....	102
3.1. Pré dimensionnement	103
3.2. Vérification de la résistance de la poutre sablière.....	103
4 .Calcul de la palée de stabilité en long pans.....	105
4.1. Définition	105
4.2. Calcul de la palée de stabilité de rive en long pans (bâtiment A).....	106
4.2.1. Section de la diagonale	106
4.2.2. Vérification de la section nette au droit des trous de fixation	107
4.3. Calcul de la palée de stabilité de rive en long pan (Bâtiment B).....	107
4.3.1. Section de la diagonale	109
4.3.2. Vérification de la section nette au droit des trous de fixation.....	109
CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE	
1. Introduction.....	111
2. Modélisation	111
3. Analyse de la structure	111
3.1. Type d'analyse.....	111
3.2. Méthodes de calcul.....	111
3.2.1. La méthode statique équivalente.....	112
3.2.2. Principe de la méthode spectrale.....	118
4. Analyse des résultats	128
4.1. Les combinaisons de calcul.....	128
4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	129
4.3. Vérification des déplacements.....	130
4.4. Effet de deuxième ordre.....	134
5. Justification de la largeur des joints sismiques.....	137

Sommaire

5.1. Conclusion.....	137
CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	
1. Vérification des éléments avec le logiciel ROBOT (bâtiment A).....	138
1.1. Introduction	138
1.2. Les étapes à suivre	138
1.3. Dimensionnement et vérification.....	140
1.3.1. Les traverses.....	140
1.3.2. Les pannes.....	141
1.3.3. Les Poteaux.....	142
1.3.4. La poutre sablière.....	143
1.3.5. Le contreventement vertical (la palée de stabilité)	144
2. Vérification des éléments par calcul manuel (bâtiment B)	146
2.1. Introduction.....	146
2.2. Vérification des éléments de la ferme.....	146
2.2.1. A la traction.....	146
2.2.2. Au flambement.....	146
2.2.3. La condition de résistance.....	146
2.3. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent.....	148
2.3.1. Vérification à la traction.....	148
2.3.2. Vérification au flambement.....	148
2.4. Vérification de la poutre sablière.....	149
2.4.1. Les sollicitations.....	149
2.4.2. Vérification à l'effort normal.....	150
2.4.3. Vérification aux instabilités.....	150
2.5. Vérification des diagonales de la palée de stabilité.....	151
2.5.1. Vérification à la traction.....	151
2.5.2. Vérification au flambement.....	151
2.6. Vérification des poteaux HAE400.....	152
2.6.1. Vérification à la résistance.....	153
2.6.2. Vérification de l'élément aux instabilités.....	154
3. Conclusion	157
CHAPITRE VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES	
1. Introduction.....	158
2. Assemblage poteau – traverse.....	158
3. Assemblage traverse – traverse.....	163
4. Assemblage des éléments de la ferme.....	166
4.1. Pré dimensionnement du gousset.....	166
4.1.1. Pré dimensionnement de la gorge.....	167
5. Assemblage poteau – ferme	169
5.1. Disposition des boulons.....	169
5.2. Vérification à l'assemblage trop long.....	171
6. Assemblage de couvre joint de la ferme.....	172
6.1-Détail d'assemblage du couvre joint.....	172
6.2- Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme.....	173
6.3. Vérifications.....	174
6.3.1. Assemblage trop long	174
6.3.2. Pression diamétrale	174
6.3.3. Rupture de la section nette.....	175
7. Assemblage des éléments de la Poutre au vent.....	175
7.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	175
7.2. Vérifications	177

Sommaire

7.3. Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme.....	177
8. Assemblage de l'échantignolle.....	178
8.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle.....	178
8.2. Assemblage de l'échantignolle sur la traverse (bâtiment A).....	179
8.3. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure (bâtiment B).....	179
9. Assemblage poteau- poutre sablière	180
9.1. Assemblage poteau – platine	180
9.1.1. Dimensionnement des boulons	180
9.1.2. Vérifications nécessaires.....	180
9.2. Assemblage platine – poutre sablière	181
9.2.1. Calcul des gorges de soudure	181
9.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons.....	182
9.2.3. Vérification	182
10. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités).....	182
10.1. Pré dimensionnement du gousset.....	182
10.2. Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique	182
10.3. Vérifications	183
10.3.1. Assemblage trop long.....	183
10.3.2. Pression diamétrale.....	184
10.4. Assemblage de la palée en croix.....	184
10.5. Vérification.....	185
11. calcul des pieds de poteaux	186
11.1. Introduction.....	186
11.2. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux.....	186
11.2.1. Vérification de la tige.....	188
11.2.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	188
11.2.3. Les contraintes dans le béton	189
11.2.4. Les contraintes dans l'acier	189
11.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	189
11.3.1. Vérification de la section 1-1.....	190
11.3.2. Vérification de la section 2-2	191
11.3.3. Vérification de la section 3-3.....	191
12. Dimensionnement de la tige d'ancrage de potelet.....	192
12.1. Vérification de la tige d'ancrage	193
12.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation	193
12.3. Détermination de l'épaisseur de la platine	194

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction.....	195
2. Choix du type des fondations.....	195
3. Calcul des fondations sous poteaux (HEA400)	195
3.1. Détermination des sollicitations.....	196
3.2. Pré dimensionnement de la semelle de poteau.....	196
3.3. Dimensionnement de la semelle.....	197
3.4. Vérification des contraintes	198
3.5. Vérification de la stabilité au renversement.....	200
3.6. Détermination des armatures de la semelle.....	200
4. Dimensionnement de la semelle de potelet	205
5. Calcul des longrines.....	208
5.1- Introduction.....	208
5.2- Pré dimensionnement.....	208
5.3- Ferrailage.....	208
6. Ferrailage des futs	210

Sommaire

CHAPITRE IX : VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

1. Introduction.....	212
2. Détermination de moment de renversement.....	212
2.1. Cas du vent.....	212
2.2. Cas du séisme.....	218

- Conclusion générale

-Annexes

-Références bibliographiques.

-Plans

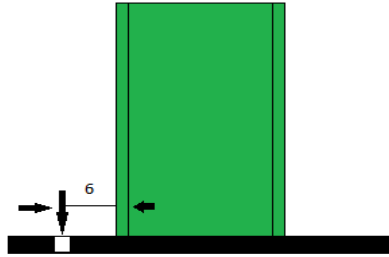


Figure VII.23 : Vérification de la section 3-3

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{0,573 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,573}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,054 \text{ cm}$$

-Conclusion :

On prendra une platine uniforme pour tout les poteaux d'épaisseur : **t = 2cm**.

12. Dimensionnement de la tige d'ancrage de potelet (Pied de potelets articulés) :

Nous avons des potelets IPE330

$$hc = 330 \text{ mm} \quad bc = 160 \text{ mm}$$

$N_t = 41,49 \text{ KN}$. (Avec N_t effort de traction obtenu par le logiciel robot)

$$D'où: a = h + 2c = 330 + 2 \times 100 = 530 \text{ mm}$$

$$b = b + 2c = 160 + 2 \times 100 = 360 \text{ mm}$$

L'ancrage est réalisé par 2 tiges

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2.41,49}{3,14 \times 23,5}} = 1,06 \text{ cm}$$

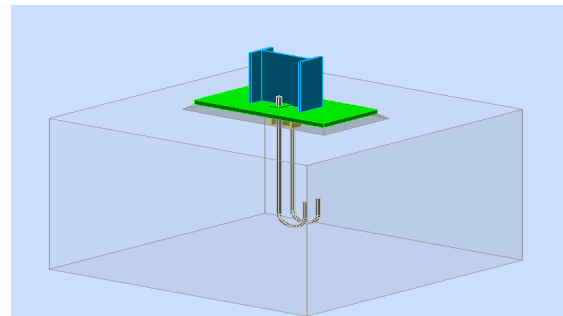


Figure VII.24 : tiges d'ancrage du potelet

Donc : $\phi = 1,4\text{cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 14 mm de diamètre.

12.1. Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 4,2\text{cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 28\text{cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2,8\text{cm}$$

$$d_1 = 5\text{cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,4}{\left(1 + \frac{1,4}{5}\right)} \cdot (28 + 26,88 + 9,8) = 24,38\text{KN}$$

$$N_a = 24,38\text{KN} \geq \frac{N_t}{2} = 20,74\text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

12.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

L_p : Longueur de la platine

B_p : Largeur de la platine

On adopte une platine de 44 × 32

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = 0,29\text{MPa} < f_{ub} = 14,2\text{MPa}$$

Introduction générale

Depuis toujours, la construction métallique a été profondément liée à l'art de l'ingénieur et a trouvé un langage architectural propre. Jetant un regard sur l'histoire de l'architecture, on peut affirmer à juste titre que l'acier l'a révolutionnée. Aucun autre matériau de construction n'a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages ce qui signifie que la construction métallique présente plusieurs avantages qui sont :

Une construction intelligente, La fiabilité, la légèreté, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier, possibilité architecturales beaucoup plus étendues qu'on béton ce qui donne des formes élégantes, économie de matière.

L'acier offre de nombreuses possibilités pour un usage fonctionnel à la fois agréable et flexible. Celui utilisé en construction métallique à des caractéristiques garanties et élevée pour le poids le plus faible. C'est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages. Il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet.

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient, en particulier, les tôles et les profilés. Les structures constituées à partir de ces éléments nécessitent des opérations préalables de découpage, de perçage et de soudure en usine. Les opérations sur site sont limitées à des assemblages de modules primaires après des opérations de levage ou de ripage, permettant de rapprocher les zones d'assemblage.

Elles sont généralement « souples » et constituées de barres « élancées » ou d'éléments minces. Ces caractères spécifiques sont à garder présents à l'esprit lors des études, les problèmes de flexibilité, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés étant déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques. Si la transmission des efforts extérieurs aux fondations s'effectue sans désordre alors notre structure est stable.

Dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Génie Civil, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE) en charpente métallique. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre étude sera menée en se basant sur les démarches suivantes :

- ☆ Le premier chapitre qui est consacré pour les généralités.
- ☆ Le deuxième chapitre portera sur l'étude climatique.
- ☆ Le troisième chapitre est l'étude des éléments de la toiture.
- ☆ Le quatrième chapitre concernant le calcul de contreventement.
- ☆ Le cinquième chapitre est l'étude sismique.
- ☆ Le sixième chapitre portera la vérification des éléments par l'logiciel robot.
- ☆ Le septième chapitre portera le calcul des assemblages.
- ☆ Le huitième chapitre c'est l'étude de l'infrastructure.
- ☆ Le dernier chapitre sera consacré à la vérification de la stabilité d'ensemble.

Enfin nous clôturons cette étude en présentant une conclusion générale qui permet de faire la synthèse des principaux résultats de ce travail.

Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage

1. Introduction

Les structures en charpentes métallique sont définies et calculées pour rester en cohérence avec le projet architectural. Tous les calculs et justifications seront faits en respectant les réglementations en vigueur.

Les plans d'exécution des ouvrages indiqueront les hypothèses des notes de calcul, les sections et dimensions des éléments, l'implantation de chaque élément, les assemblages et organes d'assemblages, les appuis d'ancrages ainsi que tous les dispositifs de stabilité d'ensemble des structures.

L'étude d'un projet architectural s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil à tenir compte des paramètres suivantes : L'usage, La résistance, Les exigences esthétiques, Les conditions économiques.

2. Présentation et implantation de l'ouvrage:

Ce projet consiste en une étude par calcul et vérification de la structure d'un hall industriel en construction métallique à usage de production de carton ondulé qui sera implantée à Bejaia qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone moyenne sismicité IIa.

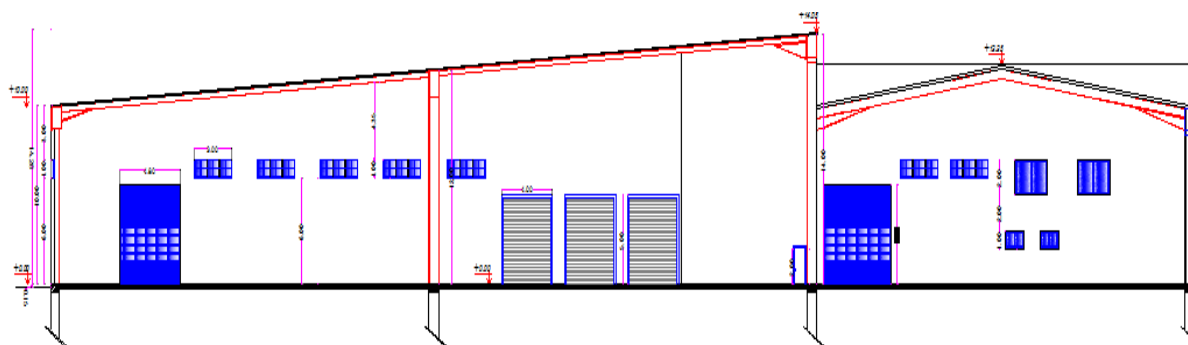


Figure I.1 : façade principale

2.1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

L'ouvrage est constitué de deux bâtiments l'un dont la toiture est à un seul versant l'autre est à deux versants de forme rectangulaire. il sera implanté à Akbou (W) de Bejaia

– **Bâtiment A** : (deux versants)

Longueur totale (long pans) 87 m
 Largeur totale (pignon) 30 m
 Hauteur de l'ouvrage (au sommet de faitage).....12,25m

– **Bâtiment B** : (un seul versant)

Longueur totale (long pans) 104,5m
 Largeur totale (pignon) 60m
 Hauteur de l'ouvrage (au sommet de faitage).....14,28m

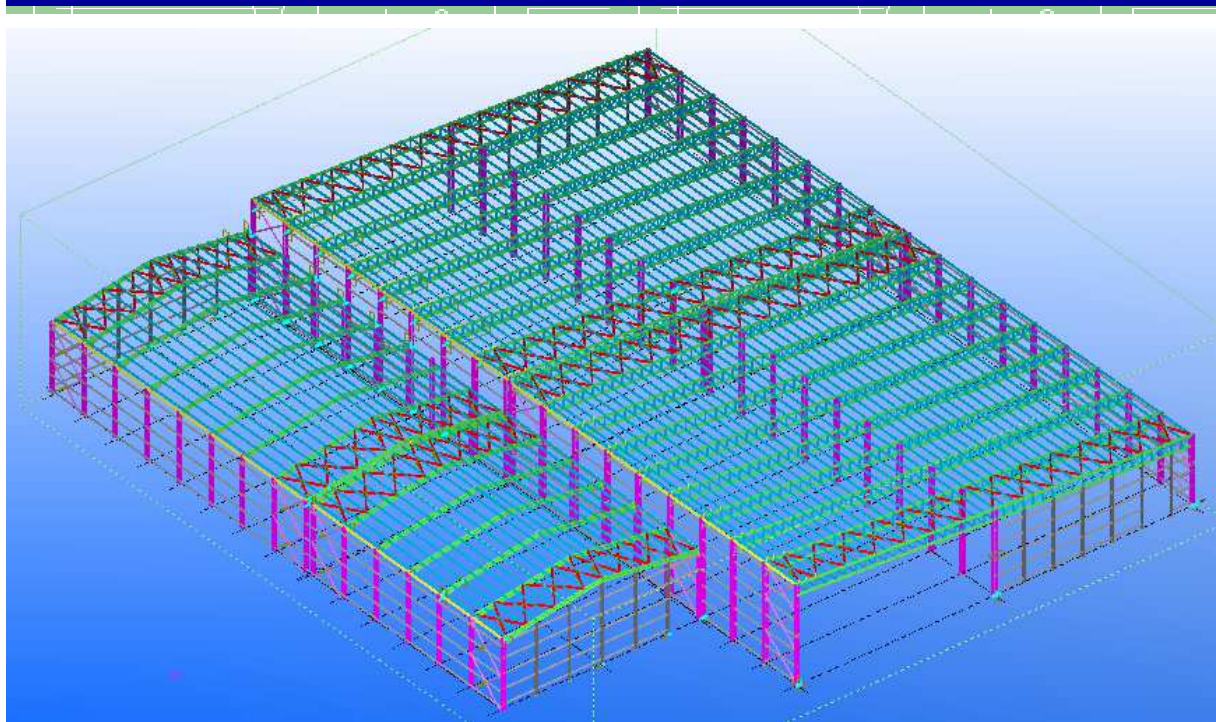


Figure I.2: Présentation de l'ouvrage par logiciel Tekla (vue en 3D)

3. Matériaux utilisés :

3.1. Acier de construction:

➤ Définition :

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers, ou volontairement comme le silicium, le cuivre, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc., qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité, corrosion...).

➤ Essais de contrôle des aciers :

Les essais normalisés de contrôle des aciers sont de deux types :

a. Les essais destructifs : qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers :

- Essai de dureté.
- Essai de résilience.
- Essai de pliage.
- Essai de fatigue.
- Essai de traction.

b. les essais non destructifs (essais métallographiques) : qui renseignent sur la composition et la structure des aciers. ce sont :

- La macrographie.
- La micrographie.
- La radiographie.
- Utilisation des ultrasons.

3.1.1. Les propriétés de l'acier doux :**a. résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode3 et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235.

b. Ductilité : CCM97 (chapitre.3.2.2 .3)

- L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :
- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .
- L'allongement à la rupture ε_u sur une longueur de $5.65 \sqrt{A}$ doit être supérieur à 15% avec A : section transversale initiale.
- L'allongement à rupture ε_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement ε_u (correspondant à f_y).

3.2 Béton :

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression .Pour les fondations on utilise le ciment CRS (ciment résistant au sulfates) est dosé à 350Kg/m^3 de ciment ordinaire(CPA325).

Les caractéristiques physique et mécanique du béton sont :

- ✓ Masse volumique $\rho=2.5 \text{ t/m}^3$.
- ✓ La résistance à la compression a 28 jours : $f_{C28}=25\text{Mpa}$.
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28}=2.1\text{Mpa}$.
- ✓ Coefficient de dilatation thermique $\theta=10^{-3} / ^\circ\text{C}$.
- ✓ Coefficient de retrait $\varepsilon= 4 \cdot 10^{-6}$.

Chapitre II:
Etude climatique

1. Introduction :

Cette étude consiste à définir l'influence du climat à savoir la neige et le vent dont les effets sont prépondérants, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations sur un bâtiment industriel en construction métallique dont les caractéristiques sont :

- Structure implanté dans la wilaya de Bejaïa (Akbou).
- Niveau de site plat.
- Terrain de catégorie III en zone suburbaine (industrielle)

2. Etude au vent :

2.1. Introduction :

Dans les calculs des constructions on tient compte presque toujours des effets du vent qui engendre non négligeables, et on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale. Le vent est un paramètre important dans le dimensionnement des ouvrages modernes de plus en plus légers et élancés.

La valeur caractéristique est spécifiée par le DTR RNVA 99, Nous fournis les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes.

Les valeurs de pression de vent dépendent de certain nombreux facteur :

- Catégories de la structure
- Hauteur de l'ouvrage
- La zone d'implantation du l'ouvrage
- Catégories de terrain et site
- De la rigidité de la construction
- La forme géométrique de la construction

Selon les sens possibles du vent et la géométrie de notre ouvrage, huit cas sont à envisager et à considérer dans les calculs :

- ✓ Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur façade principale, avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur façade latérale gauche, avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur façade latérale gauche, avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur façade latérale droite, avec surpression intérieure.
- ✓ Vent sur façade latérale droite, avec dépression intérieure.
- ✓ Vent sur toiture.

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

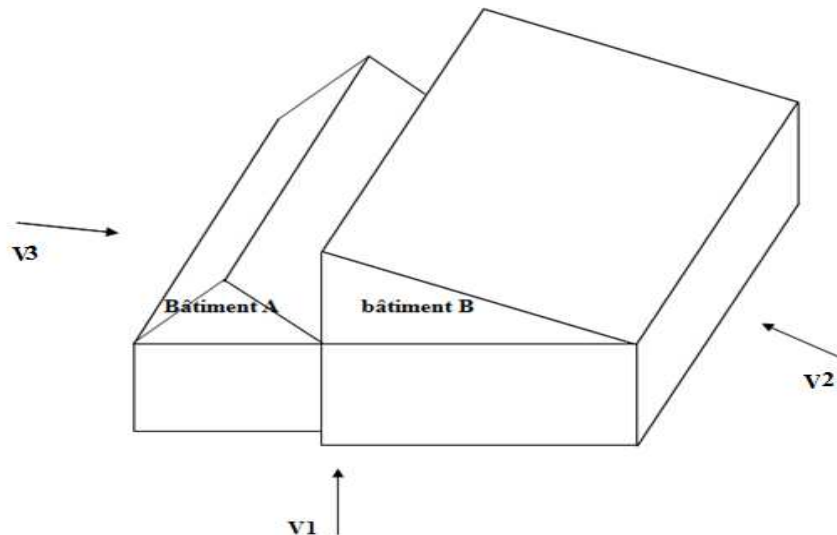


Figure II .1: les différentes directions du vent

2.2. Les Coefficients de calcul :

2.2 .1.Coefficient dynamique c_d :

Le coefficient dynamique c_d tient compte des effets de réduction due à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus aux turbulences ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

La structure du bâtiment étant métallique, on utilise la figure 3.2 donné au chapitre 3 RNVA99. On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent (par extrapolation).

Les valeurs de c_d pour chaque direction sont indiquées dans le tableau suivant :

Direction du vent		h(m)	b(m)	c_d
V1	Hangar A	12.25	30	0.91
	Hangar B	14.28	60	0.83
V2	Hangar B	14.28	104.5	0.79
V3	Hangar A	12.25	87	0.82

Tableau II .1: Coefficients dynamique C_d

Et comme $C_d < 1,2$; la structure et peut sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent (chapitre I, §3.2 du RNV99).

2.2.2- Effet de la région q_{ref} :

La pression dynamique de référence q_{ref} en (N/m^2) pour les constructions permanentes (la durée d'utilisation est supérieure a 5 ans) donnée par le tableau 2-3(chapitre 2 R.N.VA99) en fonction de la zone du vent.

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

2.2 .3-Effet de site :

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$

Les terrains sont classes en quatre catégories de **I** à **IV**.ils influencent les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans les couloirs).

La catégorie de terrain est **III**, les valeurs des paramètres suivants sont données dans le tableau II .2 .

- K_T : facteur de terrain,
- $Z_0(m)$: paramètre de rugosité,
- $Z_{min}(m)$: hauteur minimale,

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ξ
III	0,22	0,3	8	0.37

Tableau II .2: caractéristiques de notre terrain (tableau 2.4, chap. II RNV99)

2.2.4. Détermination de coefficient dynamique (q_{dyn}) :

Notre structure a une hauteur de **14.28m** (on prend la plus grande hauteur) et selon RNVA99 pour une construction dont la hauteur totale est supérieur à **10 m** il faut faire une subdivision en hauteur (chapitre 2 §3.1.1 RNVA99) La structure est de hauteur totale >10m. Il y a donc lieu de subdiviser le maître-couple (RNV 99 chapitre 2, § 3.1.1).

$$n=[E (h/3)] ; h_i=h/n$$

Avec :

E : est la partie entière

$H=14.28\text{m}, n=[E(14.28/3)]=4.76$ on prend $n=4$

La formule de pression dynamique est :

$$q_{\text{dyn}}(z) = q_{\text{ref}}(Z) \cdot C_e(Z) \text{ N/m}^2 \quad (\text{Chapitre II formule 2.12 R.N.V.A99})$$

$q_{\text{ref}} \text{ (N/m}^2\text{)}$: pression dynamique de référence.

$C_e(\mathbf{Zj})$: est le coefficient d'exposition au vent (§ 3.3 chapitre II R.N.V.A99), donné par la formule suivante :

$$C_e(\mathbf{Z}) = C_t(\mathbf{Z})^2 \times C_r(\mathbf{Z})^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(\mathbf{Z}) \times C_t(\mathbf{Z})} \right]$$

C_r : est le coefficient de rugosité donné par la formule (2.15 chapitre II R.N.V.A99).

$$C_r(\mathbf{Z}) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \text{ pour } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

Z : est la hauteur considérée.

A) Détermination de C_e :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Eléments de surface	$C_t(\mathbf{Z})$	$C_r(\mathbf{z})$	K_T	$C_e(\mathbf{z})$
Parois verticales	1	0.722	0.22	1.633
	1	0.722	0.22	1.633
	1	0.746	0.22	1.705
	1	0.820	0.22	1.935
toiture	1	0.849	0.22	2.028

Tableau II.3 : coefficients d'exposition

B) Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(\mathbf{z})$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne de vent .il est définie par la loi logarithmique suivante :

$$\begin{aligned} C_r(\mathbf{z}) &= K_T \cdot \text{Ln} (z/z_0) && \text{pour } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(\mathbf{z}) &= K_T \cdot \text{Ln} (Z_{\text{min}}/z_0) && \text{pour } Z < Z_{\text{min}} \end{aligned}$$

Dans notre cas la hauteur Z de la structure qui est égale à **14.28m** supérieur a Z_{min}

Z_0 : le paramètre de rugosité et Z_{min} : la hauteur minimale

Les valeurs de $C_r(z)$ est données dans le tableau suivant :

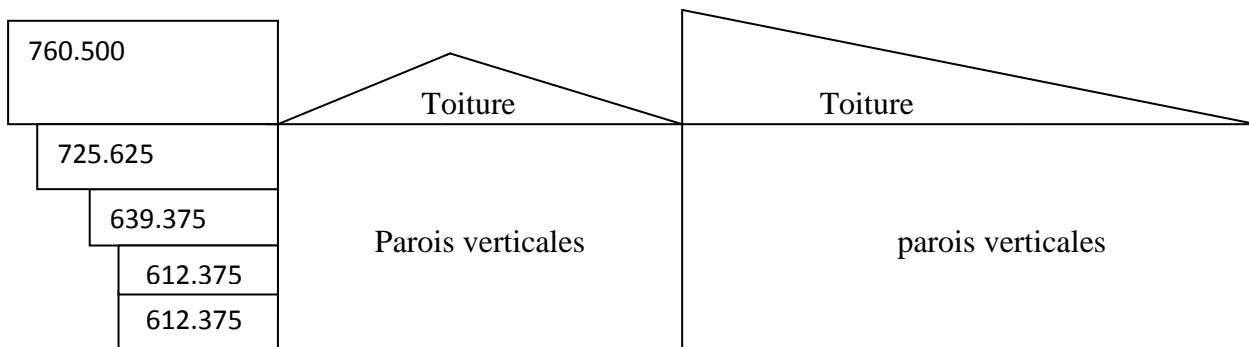
Eléments de surface	K_T	$Z(m)$	Z_0	$C_r(z)$
Parois verticales	0.22	1.785	0.3	0.722
	0.22	5.355	0.3	0.722
	0.22	8.925	0.3	0.746
	0.22	12.495	0.3	0.820
toiture	0.22	14.28	0.3	0.849

Tableau II.4 : coefficients de rugosité

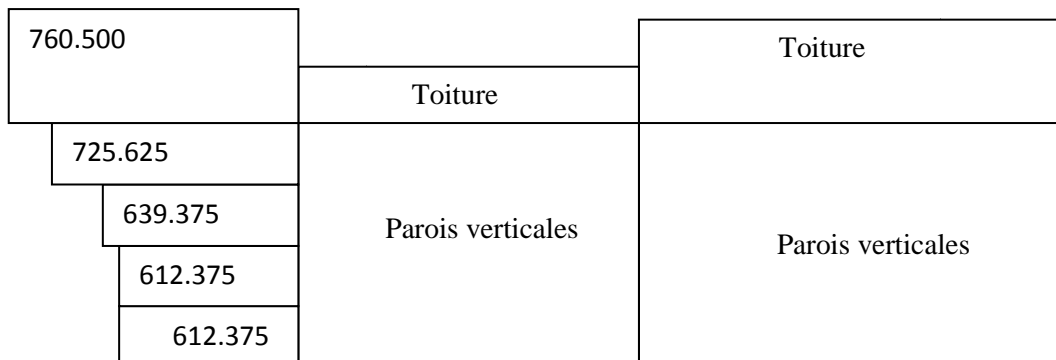
Les valeurs de pression dynamique est donné dans le tableau si après :

Eléments de surface	$q_{ref}(N/m^2)$	$C_e(z)$	$q_{dyn}(N/m^2)$
Parois verticales	375	1.633	612.375
	375	1.633	612.375
	375	1.705	639.375
	375	1.935	725.625
toiture	375	2.028	760.500

Tableau II.5 : les valeurs de la pression dynamique de parois verticales et toiture



a)- Vue principale



b)- vue latérale

Figure II.2 : répartition des pressions dynamique (N/m^2)

2.3. Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V1) :

– **Remarque :**

Notre projet a des dimensions >50m (la largeur et la longueur avec un décrochement) alors il ya lieu de faire l'étude au vent pour chaque hangar.

2.3.1. Bâtiment A :

a) Coefficient de pression extérieur (Cpe) :

Les différentes zones de pressions et les valeurs des coefficients Cpe pour chaque direction du vent considéré à partir du paragraphe 1.1.2, figure 5.1 et le tableau 5.1, chapitre 5 du RNV99.

➤ Parois verticales :

Pour cette direction du vent :

$$e = \min [b, 2h],$$

$$b = 30 \text{ m.}$$

$$h = 12,25 \text{ m.}$$

$$e = 24,5 \text{ m.}$$

$$\text{On a : } e < d = 87 \text{ m.}$$

$$\frac{e}{5} = \frac{24,5}{5} = 4,9$$

Zone **A** : 4,9m

Zone **B** : 19,6 m

Zone **C** : 62,5 m

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	C	D	E
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.6: les valeurs de $C_{pe.10}$ pour les parois verticales du bâtiment A (vent V1)

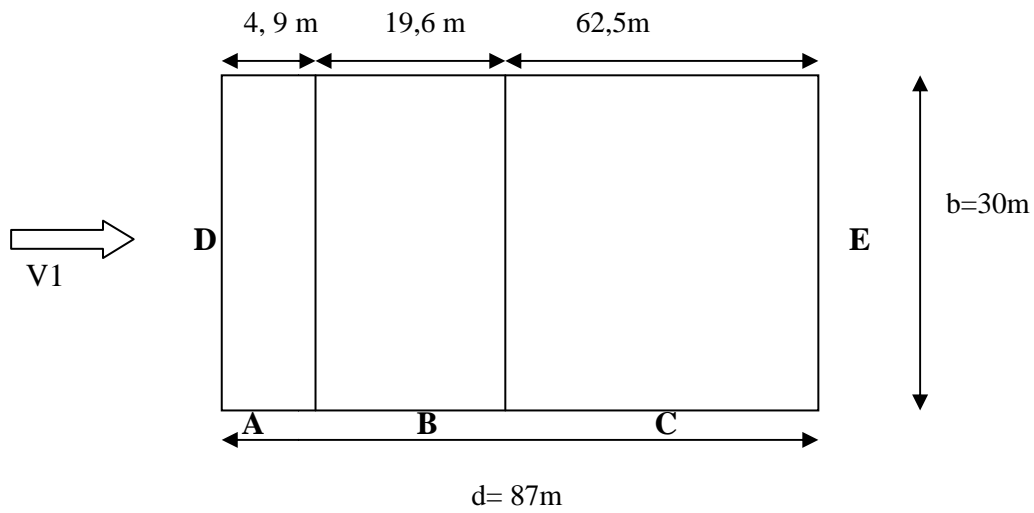


Figure II.3: Zones de pression pour les parois verticales

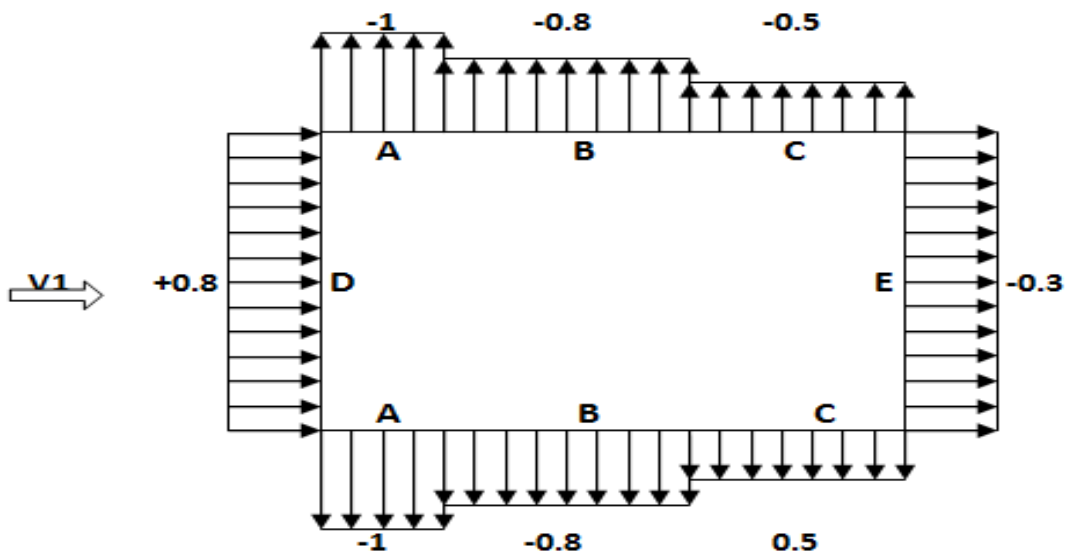


Figure II .4: répartition de C_{pe10} sur façade principale

➤Toiture :

La direction du vent est $\Theta=90^\circ$

$$\frac{e}{4} = \frac{24,5}{4} = 6,125\text{m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{24,5}{10} = 2,45\text{m}$$

La pente de versant est $\alpha = 8.15^\circ$

La surface des zones est supérieure à 10m^2 donc $c_{pe}=c_{pe10}$:

Par une interpolation linéaire les valeurs de c_{pe} sont :

α	F	G	H	I
8.15°	-1.5	-1.3	-0.66	-0.5

Tableau II.7: les valeurs de $C_{pe.10}$ pour la toiture du bâtiment A (vent V2)

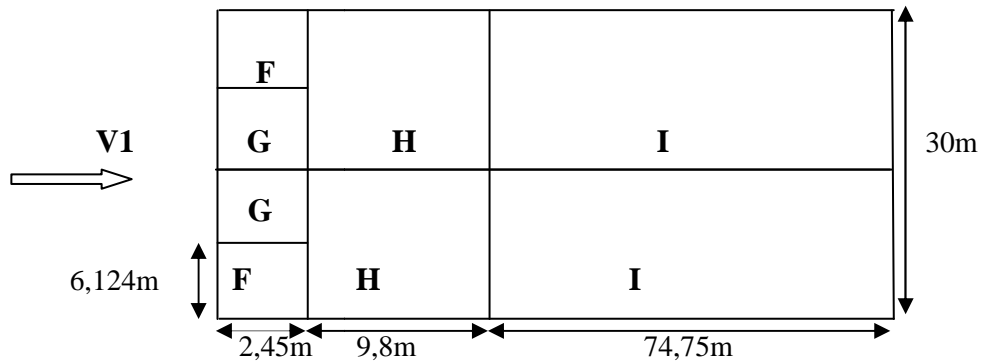


Figure II.5 : Zones de pression pour la toiture

b) Calcul de pression intérieure (C_{pi}) :

D'après le paragraphe (§ 2.2.1 ; chapitre5 ; RNV99), les valeurs suivantes doivent être utilisées : (bâtiment sans cloisons intérieures).

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = -0,5$.

c) Calcul de la pression statique :

Dans notre cas on va considérer la structure comme une structure fermée.

Les valeurs des pressions sont données par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N / m^2] \text{ (Formule 2.1 RNV99)}$$

• Parois verticales :

Pour $C_{pi} = 0,8$

	D	A	B	C	E
C_d	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
q_{dyn}	725.625	725.625	725.625	725.625	725.625
C_{pe}	+0.8	-1	-0.8	-0.5	-0.3
C_{pi}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$q_j(N/m^2)$	0	-1188.57	-1056.51	-858.41	-726.35

Tableau II .8: pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$)

Pour $C_{pi} = -0,5$

	D	A	B	C	E
C_d	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91
q_{dyn}	725.625	725.625	725.625	725.625	725.625
C_{pe}	+0.8	-1	-0.8	-0.5	-0.3
C_{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$q_j(N/m^2)$	858.41	-330.16	-198 .09	0	132.06

Tableau II.9: pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$)

• Toiture

Pour $C_{pi} = 0,8$

Coefficient /Zone	F	G	H	I
C_d	0.91	0.91	0.91	0.91
q_{dyn}	760.500	760.500	760.500	760.500
C_{pe}	-1.5	-1.3	-0.66	-0.5
C_{pi}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$q_j(N/m^2)$	-1591.72	-1453.31	-1010.40	-899.67

Tableau II.10: pression sur la toiture ($C_{pi} = 0,8$)

Pour $C_{pi} = -0,5$

Coefficient /Zone	F	G	H	I
C_d	0.91	0.91	0.91	0.91
q_{dyn}	760.500	760.500	760.500	760.500
C_{pe}	-1.5	-1.3	-0.66	-0.5
C_{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
q_j (N/m ²)	-692.05	-553.64	-110.72	0

Tableau II.11: pression sur la toiture ($C_{pi} = -0,5$)

2.3.2. Bâtiment B :

a) Coefficient de pression extérieur (C_{pe}) :

➤ Parois verticales :

Pour cette direction du vent :

$$e = \min [b, 2h],$$

$$b = 60 \text{ m}, \quad h = 14,28 \text{ m}.$$

$$e = 28,56 \text{ m}.$$

On a: $e < d = 104,5 \text{ m}$.

$$\frac{e}{5} = \frac{28,56}{5} = 5,71$$

Zone **A** : 5,71m

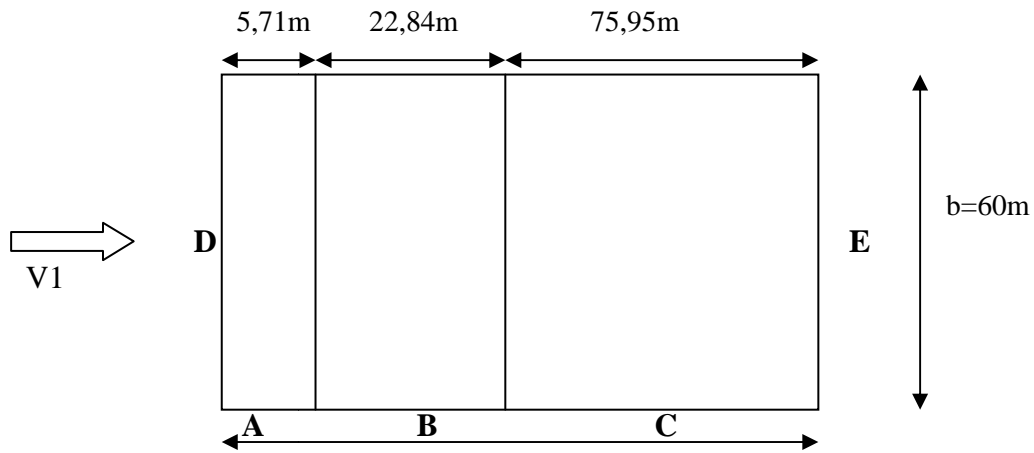
Zone **B** : 22,84 m

Zone **C** : 75,95 m

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	C	D	E
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.12: les valeurs de C_{pe10} pour les parois verticales du bâtiment B (vent V1)



$d = 104.50m$

Figure II.6 : Zones de pression pour les parois verticales

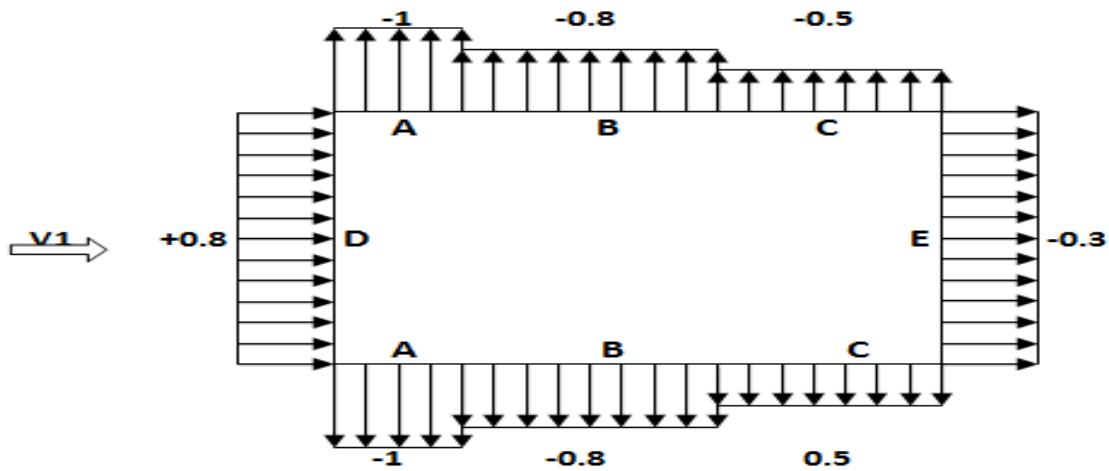


Figure II.7: répartition de C_{pe10} sur façade principale

➤ **Toiture :**

La direction du vent est $\theta = 90^\circ$

$$\frac{e}{2} = \frac{28,56}{2} = 14,28m$$

$$\frac{e}{10} = \frac{28,56}{10} = 2,85m$$

La pente de versant est $\alpha = 5^\circ$

La surface des zones est supérieure à 10m^2 donc $c_{pe}=c_{pe10}$:

α	F	G	H	I
5°	-1.6	-1.8	-0.6	-0.5

Tableau II.13: Les valeurs de $C_{pe,10}$ pour la toiture du bâtiment B (vent V1)

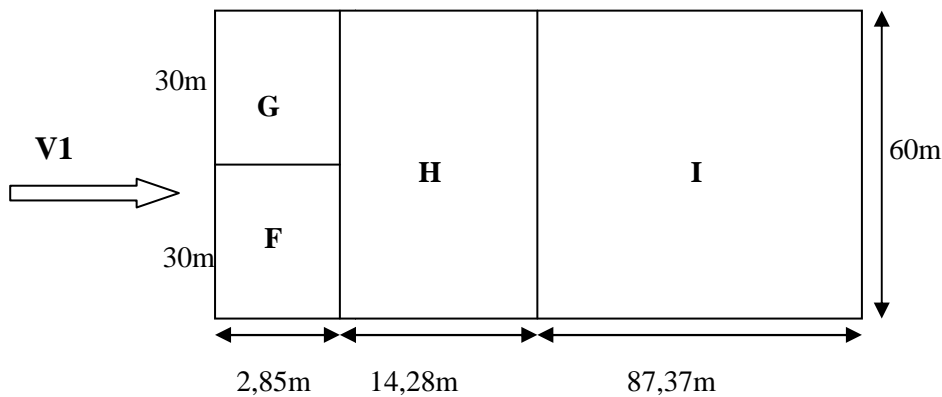


Figure II.8 : Zones de pression pour la toiture

b) Calcul de pression intérieure (C_{pi}) :

D’après le paragraphe (§ 2.2.1 ; chap5 ; RNV99), les valeurs suivantes doivent être utilisées :
(bâtiment sans cloisons intérieures)

$C_{pi} = 0,8$ (surpression intérieure) et $C_{pi} = -0,5$ (dépression intérieure)

c) Calcul de la pression statique :

• Parois verticales :

Pour $C_{pi} = 0,8$

	D	A	B	C	E
C_d	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
q_{dyn}	725.625	725.625	725.625	725.625	725.625
C_{pe}	+0.8	-1	-0.8	-0.5	-0.3
C_{pi}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$q_j(\text{N/m}^2)$	0	-1084.08	-963.63	-782.94	-662.49

Tableau II.14 : pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$)

Pour $C_{pi} = -0,5$

	D	A	B	C	E
C_d	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
q_{dyn}	725.625	725.625	725.625	725.625	725.625
C_{pe}	+0.8	-1	-0.8	-0.5	-0.3
C_{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$q_j(N/m^2)$	784.02	-301.13	-180.68	0	120.45

Tableau II.15 : pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$)

• Toiture :

Pour $C_{pi} = 0,8$

Coefficient /Zone	F	G	H	I
C_d	0.83	0.83	0.83	0.83
q_{dyn}	760.500	760.500	760.500	760.500
C_{pe}	-1.6	-1.8	-0.6	-0.5
C_{pi}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$q_j(N/m^2)$	-1514.91	-1641.15	-883.7	-820.57

Tableau II.16 : pression sur la toiture ($C_{pi} = 0,8$)

Pour $C_{pi} = -0,5$

Coefficient /Zone	F	G	H	I
C_d	0.83	0.83	0.83	0.83
q_{dyn}	760.500	760.500	760.500	760.500
C_{pe}	-1.6	-1.8	-0.6	-0.5
C_{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$q_j(N/m^2)$	-694.33	-820.57	-63.12	0

Tableau II.17 : pression sur la toiture ($C_{pi} = -0,5$)

2.4. Vent parallèle à la façade principale (sens V2) :

2.4.1 .Bâtiment B :

a) Coefficient de pression extérieur (Cpe) :

➤ Parois verticales :

Pour cette direction du vent :

$$e = \min [b, 2h],$$

$$b = 104,5\text{m.}$$

$$h = 14,28 \text{ m.}$$

$$e = \mathbf{28,56 \text{ m.}}$$

On a : $e < d = 60 \text{ m.}$

$$\frac{e}{5} = \frac{28,56}{5} = 5,71$$

Zone **A** : 5,71m

Zone **B** : 22,84 m

Zone **C** : 31,44 m

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	C	D	E
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.18: les valeurs de $C_{pe.10}$ pour les parois verticales du bâtiment B (vent V2)

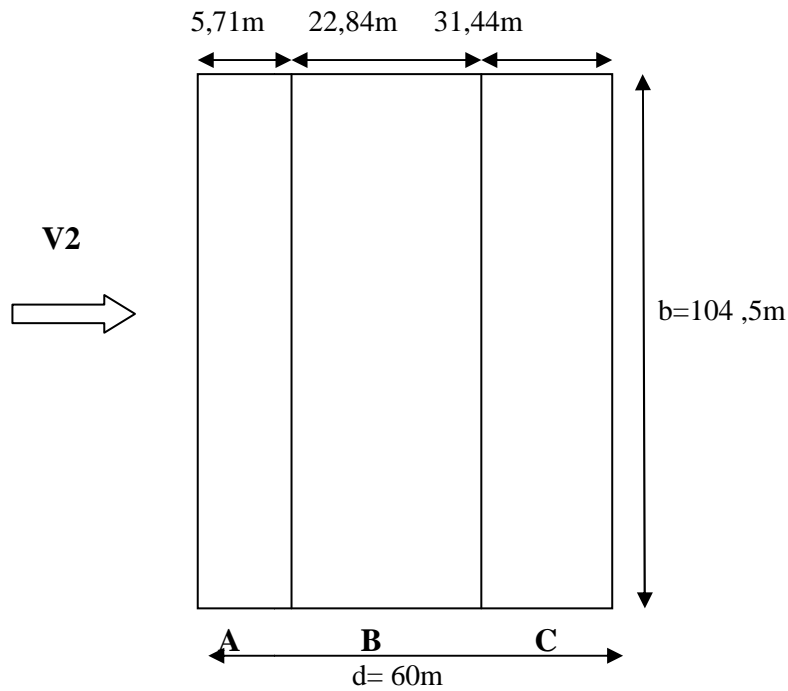


Figure II.9 : Zones de pression pour les parois verticales

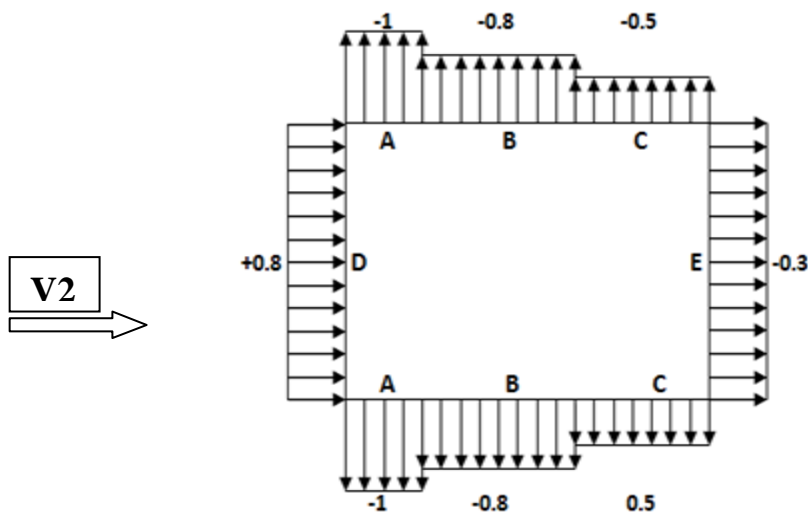


Figure II.10 : répartition de Cpe10 sur façade principale

➤Toiture :

La direction du vent est $\theta=90^\circ$

$$\frac{e}{4} = \frac{28,56}{4} = 7,14\text{m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{28,56}{10} = 2,85\text{m}$$

La pente de versant est $\alpha = 5^\circ$

La surface des zones est supérieure à 10m^2 donc $c_{pe}=c_{pe10}$:

α	F	G	H
5°	-1.7	-1.2	-0.6

Tableau II.19: les valeurs de $C_{pe.10}$ pour la toiture du bâtiment B (vent V2)

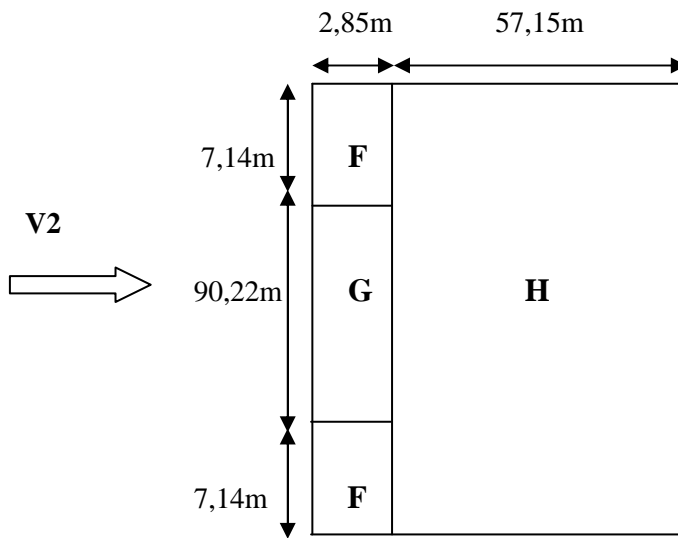


Figure II.11: Zones de pression pour La toiture

b) Calcul de la pression statique :

• Parois verticales :

Pour $C_{pi} = 0,8$

	D	A	B	C	E
C_d	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
q_{dyn}	725.625	725.625	725.625	725.625	725.625
C_{pe}	+0.8	-1	-0.8	-0.5	-0.3
C_{pi}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$q_j(\text{N/m}^2)$	0	-1031.83	-917.19	-745.21	-630.56

Tableau II.20: pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$)

Pour $C_{pi} = -0,5$

	D	A	B	C	E
C_d	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
q_{dyn}	725.625	725.625	725.625	725.625	725.625
C_{pe}	+0.8	-1	-0.8	-0.5	-0.3
C_{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$q_j(N/m^2)$	745.21	-286.62	-171.97	0	114.64

Tableau II.21: pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$)

• Toiture :

Pour $C_{pi} = 0,8$

Coefficient /Zone	F	G	H
C_d	0.79	0.79	0.79
q_{dyn}	760.500	760.500	760.500
C_{pe}	-1.7	-1.2	-0.6
C_{pi}	+0.8	+0.8	+0.8
$q_j(N/m^2)$	-1501.98	-1201.59	-841.11

Tableau II.22 : pression sur la toiture ($C_{pi} = 0,8$)

Pour $C_{pi} = -0,5$

Coefficient /Zone	F	G	H
C_d	0.79	0.79	0.79
q_{dyn}	760.500	760.500	760.500
C_{pe}	-1.7	-1.2	-0.6
C_{pi}	-0.5	-0.5	-0.5
$q_j(N/m^2)$	-720.95	-420.55	-60.07

Tableau II.23: pression sur la toiture ($C_{pi} = -0,5$)

2.5. Vent parallèle à la façade principale (sens V3) :**2.5.1. Bâtiment A :****a) Coefficient de pression extérieur (Cpe) :****➤ Parois verticales :**

Pour cette direction du vent :

$$e = \min [b, 2h],$$

$$b = 87 \text{ m.}$$

$$h = 12,25 \text{ m.}$$

$$e = 24,5 \text{ m.}$$

On a : $e < d = 30 \text{ m.}$

$$\frac{e}{5} = \frac{24,5}{5} = 4,9$$

Zone **A** : 4,9m

Zone **B** : 19,6 m

Zone **C** : 5,5 m

La surface est supérieure a 10 donc $C_{pe} = C_{pe10}$

A	B	C	D	E
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.24: les valeurs de $C_{pe.10}$ pour les parois verticales du bâtiment A (vent V3)

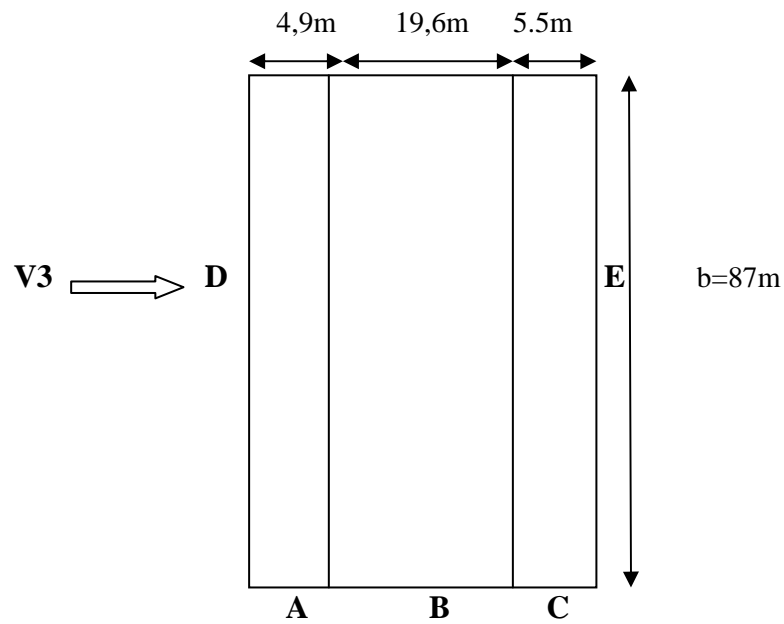


Figure II.12 : Zones de pression pour les parois verticales

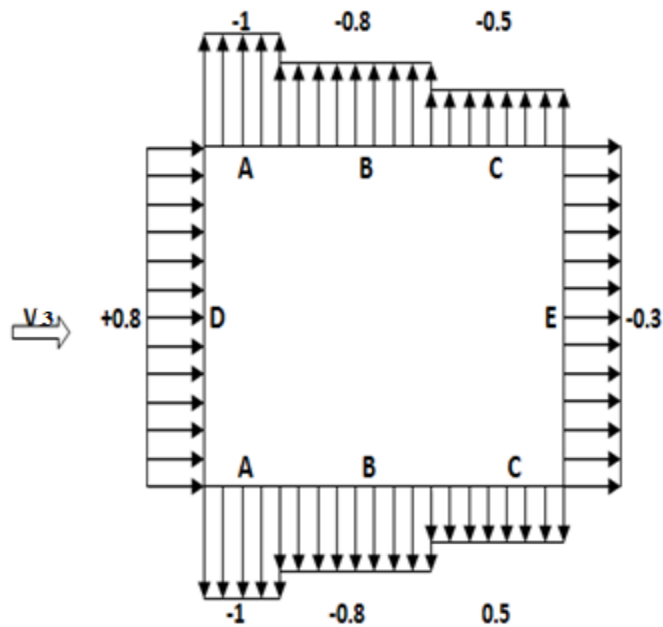


Figure II.13 : répartition de C_{pe10} sur façade principale

➤Toiture :

La direction du vent est $\theta=90^\circ$

$$\frac{e}{4} = \frac{24,5}{4} = 6,125\text{m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{24,5}{10} = 2,45\text{m}$$

La pente de versant est $\alpha = 8.15^\circ$

La surface des zones est supérieure à 10m^2 donc $c_{pe}=c_{pe10}$:

Par une interpolation linéaire les valeurs de c_{pe} sont :

α	F	G	H	I	J
8.15°	-1.447	-1.07	-0.505	-0.33	-0.52

Tableau II.25: les valeurs de $C_{pe.10}$ pour la toiture du bâtiment A (vent V3)

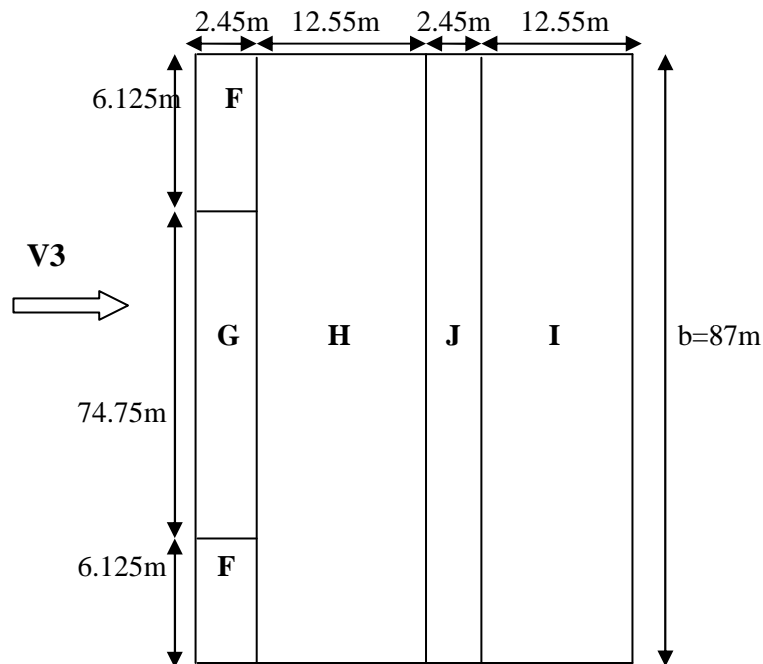


Figure II.14 : Zones de pression pour la toiture

b) Calcul de la pression statique :

• Parois verticale :

Pour $C_{pi} = 0,8$

	D	A	B	C	E
C_d	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
q_{dyn}	725.625	725.625	725.625	725.625	725.625
C_{pe}	+0.8	-1	-0.8	-0.5	-0.3
C_{pi}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$q_j(N/m^2)$	0	-1031.83	-917.19	-745.21	-630.56

Tableau II.26 : pression sur les parois verticales ($C_{pi} = 0,8$)

Pour $C_{pi} = -0,5$

	D	A	B	C	E
C_d	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
q_{dyn}	725.625	725.625	725.625	725.625	725.625
C_{pe}	+0.8	-1	-0.8	-0.5	-0.3
C_{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$q_j(N/m^2)$	745.21	-286.62	-171.97	0	114.64

Tableau II.27 : pression sur les parois verticales ($C_{pi} = -0,5$)

• Toiture :

Pour $C_{pi} = 0,8$

Coefficient /Zone	F	G	H	I	J
C_d	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
q_{dyn}	760.5	760.5	760.5	760.5	760.5
C_{pe}	-1.44	-1.074	-0.505	-0.331	-0.52
C_{pi}	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8
$q_j(N/m^2)$	-1345.78	-1125.88	-784.03	-679.5	-793.05

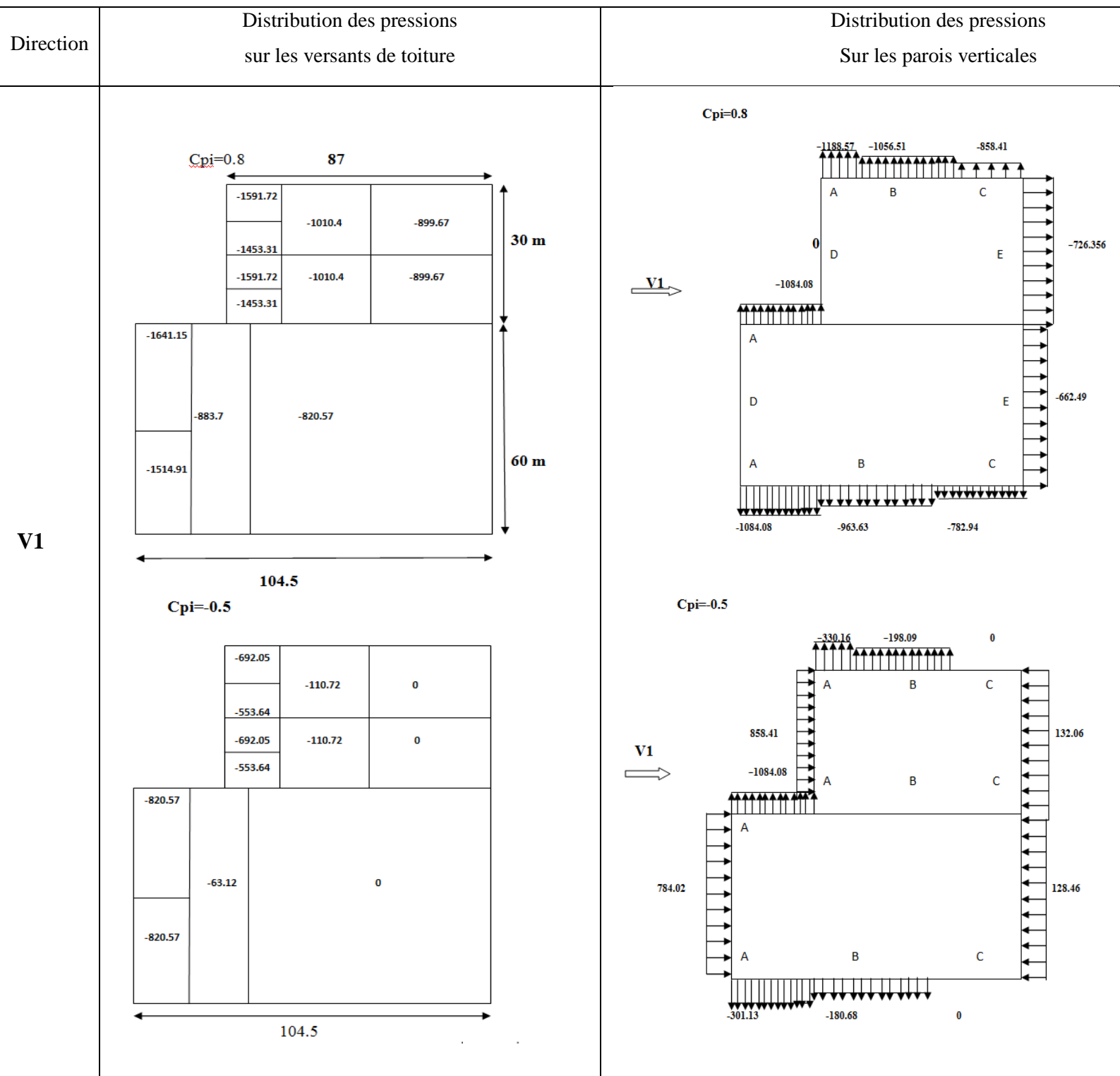
Tableau II.28: pression sur la toiture ($C_{pi} = 0,8$)

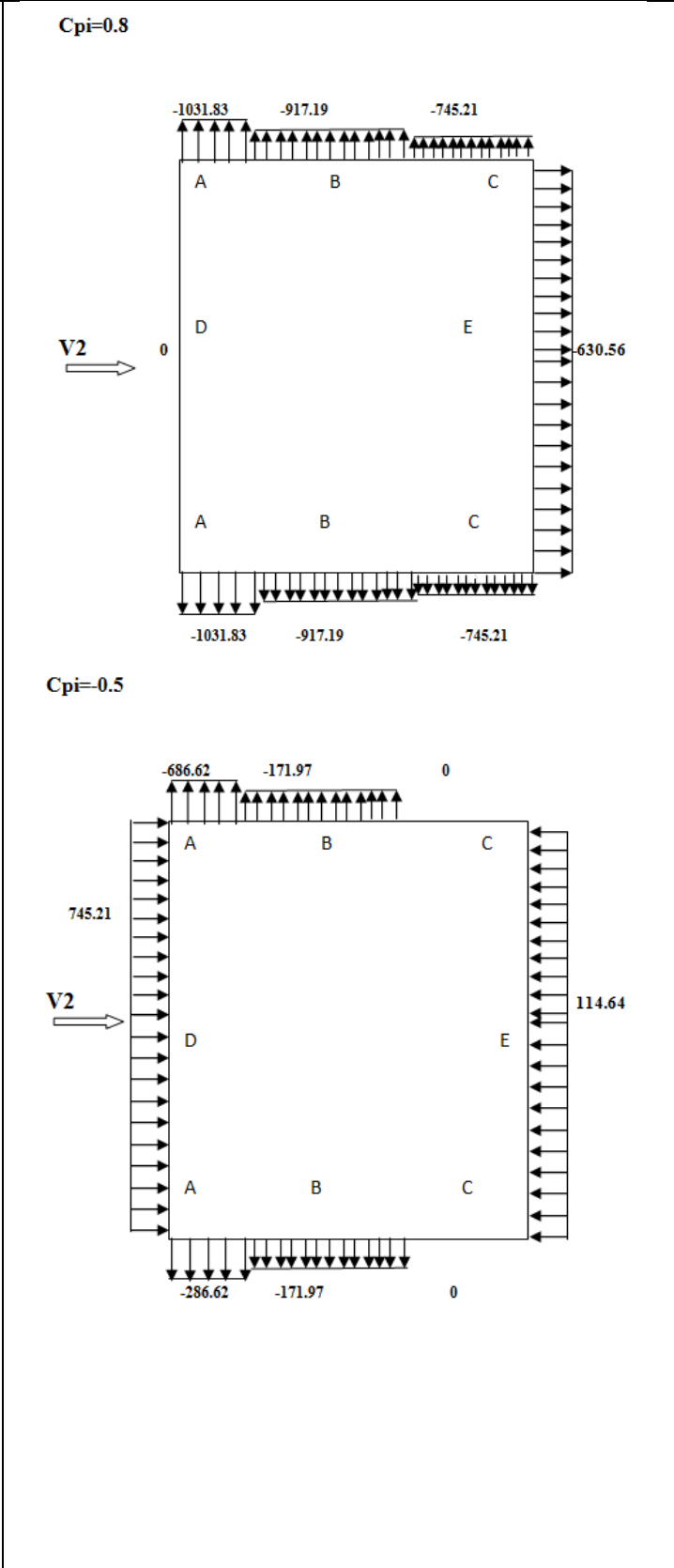
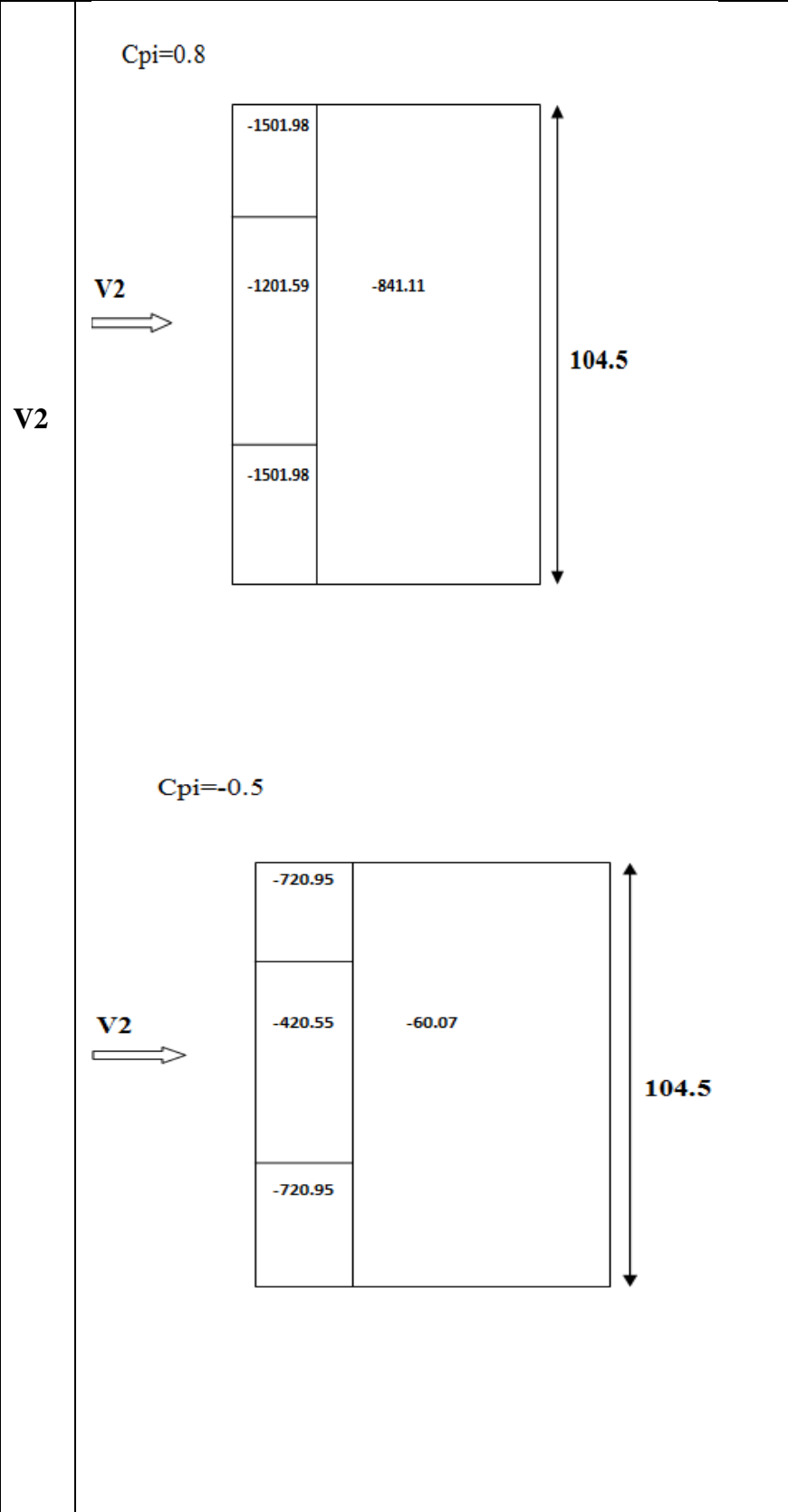
Pour $C_{pi} = -0,5$

Coefficient /Zone	F	G	H	I	J
C_d	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
q_{dyn}	760.5	760.5	760.5	760.5	760.5
C_{pe}	-1.44	-1.074	-0.505	-0.331	-0.52
C_{pi}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
$q_j(N/m^2)$	-564.74	-344.85	-3.00	0	-12.02

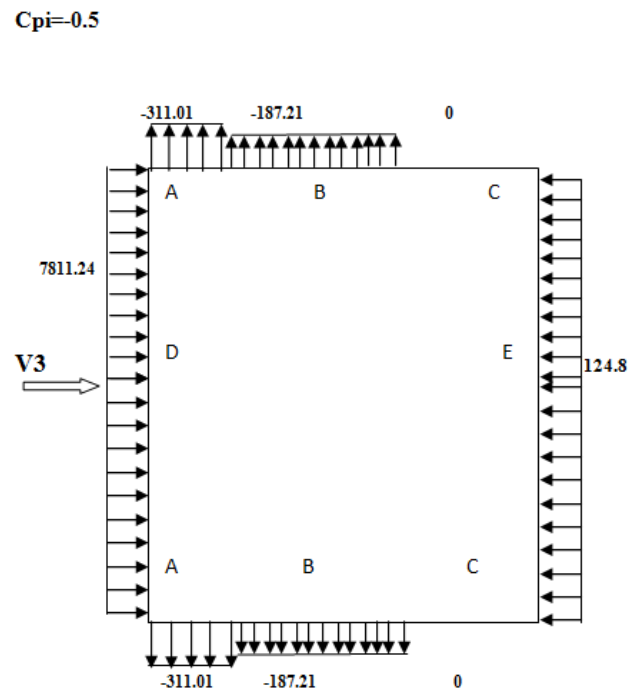
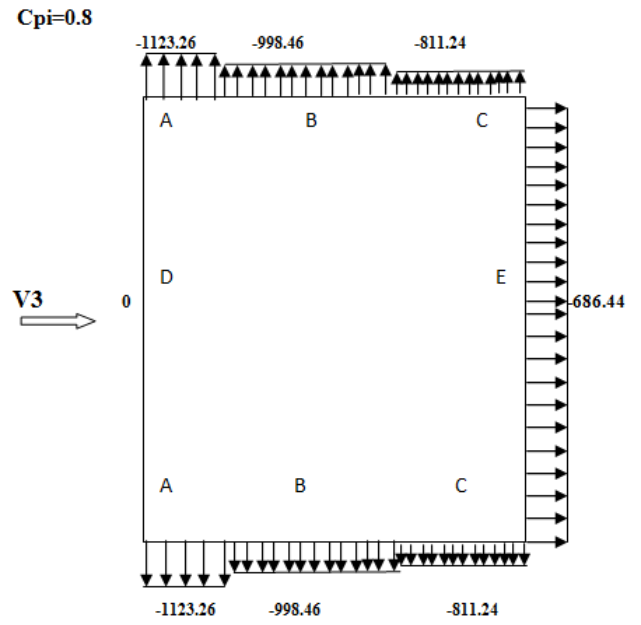
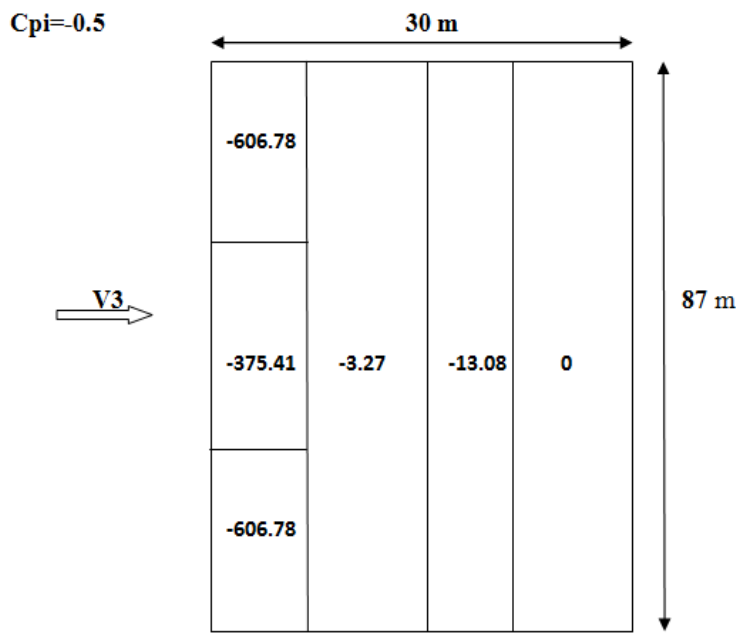
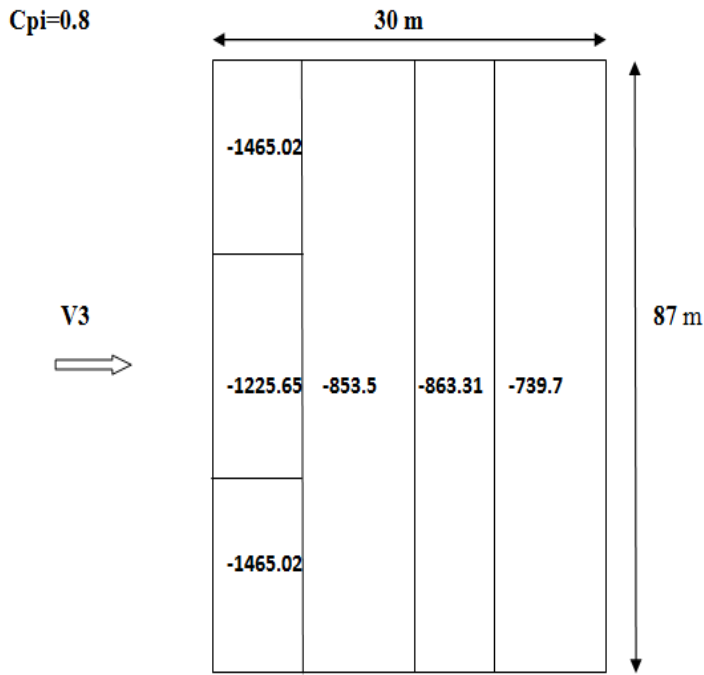
Tableau II.29: pression sur la toiture ($C_{pi} = -0,5$)

2.6. Résumé de toutes les pressions exercé sur la structure :





V3



3. Calcul de la force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée : (RNV99 – Chapitre 2, § 1.4).

$$\frac{d}{b} \geq 3, \text{ ou } \frac{d}{h} \geq 3$$

Avec :

d : Dimension (en m) de la construction parallèle au vent.

b : Dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent.

h : Hauteur (en m) de la construction.

a) Bâtiment A :

$$\frac{d}{b} = \frac{87}{30} = 2,9 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{87}{12,25} = 7,1 > 3$$

b) Bâtiment B :

$$\frac{d}{b} = \frac{104,5}{60} = 1,74 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{104,5}{14,28} = 7,31 > 3$$

L'une des conditions est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Où :

q_h : (En daN/m^2) est la pression dynamique du vent à la hauteur h considérée.

S_{fr} : (En m^2) est l'aire de l'élément de surface considéré.

C_{fr} : Est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent.

Donc $C_{fr} = 0.04$

$S_{frj} = (\text{la longueur ABC du développé}) \times d$ (selon RNV A99 tableau 2.2)

❖ **Bâtiment A :**

➤ **Direction V1 :**

• **La toiture :**

$$S_{fr} = 87 \times 2 \times 15,13 = 2632,62 \text{m}^2$$

$$F_{fr} = 76,05 \times 0.04 \times 2632,62 = 8008,43 \text{daN}$$

• **Parois verticales :**

$S_{frj} = h \times d$ (selon RNV A99 tableau 2.2)

$$S_{fr} = 10 \times 87 = 870 \text{m}^2$$

$$F_{fr} = 72,56 \times 0.04 \times 870 = 2525,08 \text{daN}$$

La force de frottement totale : $F_{fr} = 8008,43 + 2525,08 = 10533,51 \text{daN}$

➤ **Direction V3**

• **La toiture :**

$$S_{fr} = 30 \times 2 \times 15,13 = 907,8 \text{m}^2$$

$$F_{fr} = 76,05 \times 0.04 \times 907,8 = 2761,52 \text{daN}$$

- **Parois verticales :**

$$S_{frj} = hxd \quad (\text{selon RNV A99 tableau 2.2})$$

$$S_{fr} = 10 \times 30 \times 2 = 600m^2$$

$$F_{fr} = 72,56 \times 0,04 \times 600 = 1741,44daN$$

La force de frottement totale : $F_{fr} = 2761,52 + 1741,44 = 4502,96daN$

- ❖ **Bâtiment B :**

- **Direction V1**

- **La toiture :**

$$S_{fr} = 104,5 \times 1 \times 60,15 = 6285,67m^2$$

$$F_{fr} = 76,05 \times 0,04 \times 6285,67 = 19114,65daN$$

- **Les parois verticales :**

$$S_{fr} = 14,28 \times 19 + 2 \times 85,5 + 104,5 \times 10 = 1487,32m^2$$

$$F_{fr} = 72,56 \times 0,04 \times 1487,32 = 4316,79daN$$

$$F_{fr} = 1487,32 + 19114,65 = 20601,97daN$$

- **Direction V2**

- **La toiture :**

$$S_{fr} = 104,5 \times 1 \times 60,15 = 6285,67m^2$$

$$F_{fr} = 76,05 \times 0,04 \times 6285,67 = 19114,65daN$$

- **Les parois verticales :**

$$S_{fr} = 60 \times 10 \times 2 = 1200m^2$$

$$F_{fr} = 72,56 \times 0,04 \times 1200 = 3482,88daN$$

$$F_{fr} = 3482,88 + 19114,65 = 22597,53daN$$

4. Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement F_u (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par :

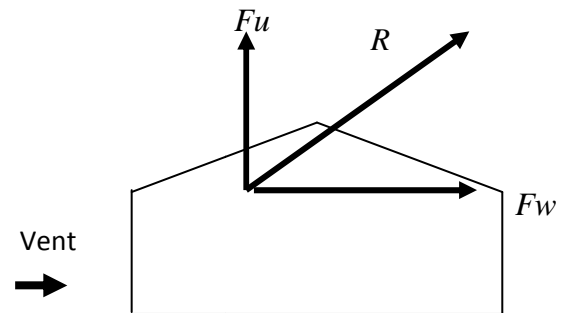
$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$$

Avec :

q_j : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

S_j : l'aire de l'élément de surface j .

F_{frj} : la force de frottement éventuelle.



a) Bâtiment A

➤ **Direction V1 :**

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$0,858 \times 30 \times 10 = +257,4$	0
E	$0,726 \times 30 \times 10 = +217,8$	0
F	0	$1,591 \times 2,45 \times 6,124 \times \cos(8,15^\circ) = +23,62$
G	0	$1,453 \times 2,45 \times 8,87 \times \cos(8,15^\circ) = +31,25$
H	0	$1,01 \times 9,8 \times 15 \times \cos(8,15^\circ) = +146,97$
I	0	$0,899 \times 15 \times 74,75 \times \cos(8,15^\circ) = +997,82$
F_{fr}	+ 80,08	0
Total	$F_w = +555,28kN \rightarrow$	$F_u = +1199,66kN \uparrow$

Tableau II.30: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V1)

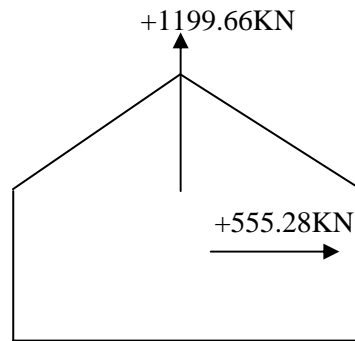


Figure II.15: Forces globales

➤Direction V3 :

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$0,858 \times 30 \times 10 = +257,4$	0
E	$0,726 \times 30 \times 10 = +217,8$	0
F	0	$1,591 \times 2,45 \times 6,124 \times \cos(8,15^\circ) = +23,62$
G	0	$1,453 \times 2,45 \times 8,87 \times \cos(8,15^\circ) = +31,25$
H	0	$1,01 \times 9,8 \times 15 \times \cos(8,15^\circ) = +146,97$
I	0	$0,899 \times 15 \times 74,75 \times \cos(8,15^\circ) = +997,82$
F_{fr}	+ 80,08	0
Total	$F_w = +555,28kN \rightarrow$	$F_u = +1199,66kN \uparrow$

Tableau II.31 : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V2)

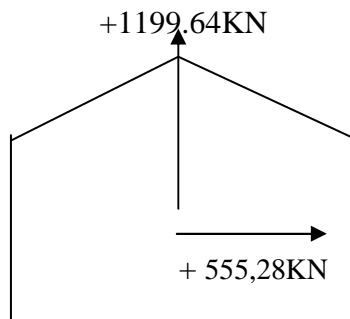


Figure II.16: Forces globales

4.1. Excentricité de la force globale horizontale :

L'excentricité de la force globale horizontale F_w doit être calculé comme suite afin de tenir compte de la torsion : (RNV99 –Chapitre 2, § 2.2.1)

➤Direction V1 : (direction principale) :

$$\text{Donc : } e = \pm \frac{87}{10} = \pm 8,7m .$$

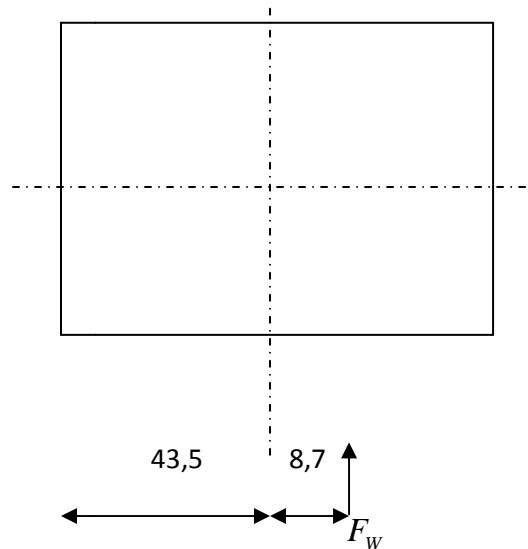


Figure II.17: excentricité de la force globale

➤Direction V2 : (direction secondaire défoncement) :

$$e = \pm \frac{30}{10} = \pm 3m .$$

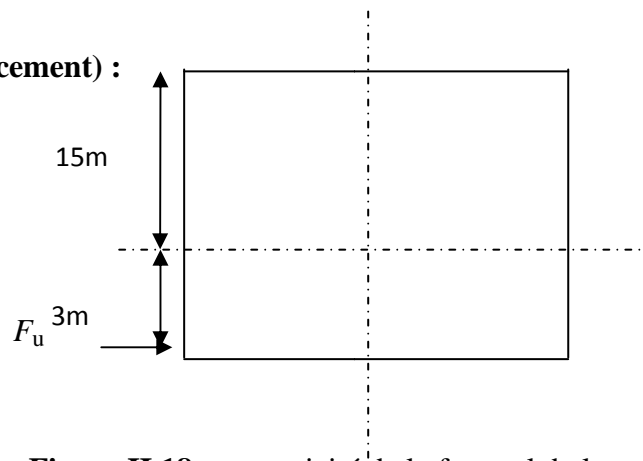


Figure II.18: excentricité de la force globale

b) Bâtiment B :

➤ **Direction V1**

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$0,784 \times 60 \times 10 = +470,4$	0
E	$0,662 \times 60 \times 10 = +397,2$	0
F	0	$1,514 \times 30 \times 2,85 \times \cos(5^\circ) = +128,95$
G	0	$1,641 \times 30 \times 2,85 \times \cos(5^\circ) = +139,77$
H	0	$0,883 \times 14,28 \times 60 \times \cos(5^\circ) = +753,67$
I	0	$0,820 \times 60 \times 87,37 \times \cos(5^\circ) = +4282,24$
F_{fr}	+191,14	0
Total	$F_w = +1058,74 \text{ kN} \rightarrow$	$F_u = +5304,63 \text{ kN} \uparrow$

Tableau II.32: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V1)

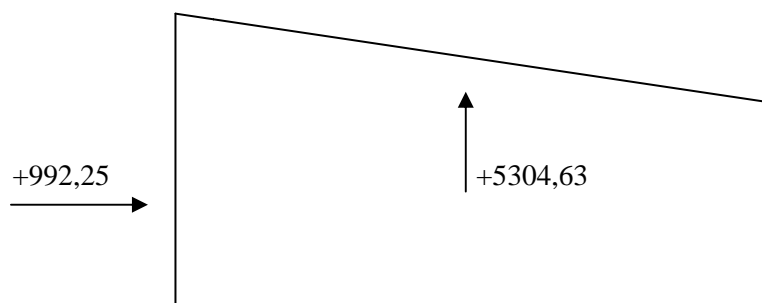


Figure II.19: Forces globales

➤Direction V2 :

Zone	Composante Horizontale (kN)	Composante verticale (kN)
D	$0,745 \times 104,5 \times 10 = +778,52$	0
E	$0,630 \times 104,5 \times 10 = +658,35$	0
F	$1,501 \times 2,85 \times 7,14 \times 2 \times \text{tg}\alpha = -5,34$	$1,501 \times 2,85 \times 7,14 \times 2 = 61,08$
G	$1,201 \times 2,85 \times 90,22 \times \text{tg}\alpha = -27,01$	$1,201 \times 2,85 \times 90,22 = 308,80$
H	$0,841 \times 57,15 \times 104,5 \times \text{tg}\alpha = -439,42$	$0,841 \times 57,15 \times 104,5 = 5022,59$
F_{fr}	225,97	0
Total	$F_w = +1191,07 \text{ kN} \rightarrow$	$F_u = +5392,47 \text{ kN} \uparrow$

Tableau II.33: Valeurs des forces horizontales et verticales (vent V2)

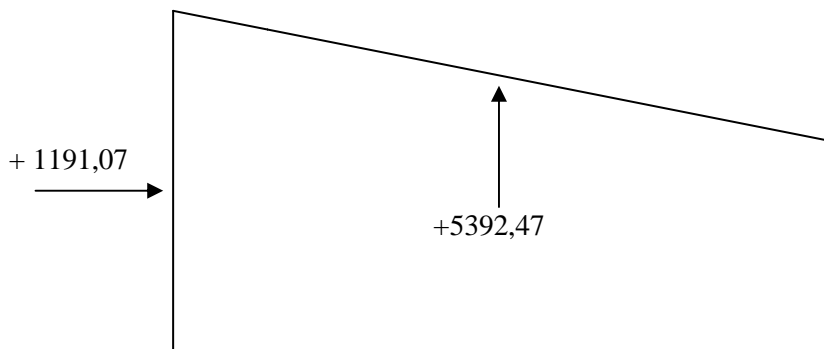


Figure II.20: Forces globales

4.2. Excentricité de la force globale horizontale :

➤Direction V1 (direction principale) :

Donc : $e = \pm \frac{104,5}{10} = \pm 10,45 \text{ m}.$

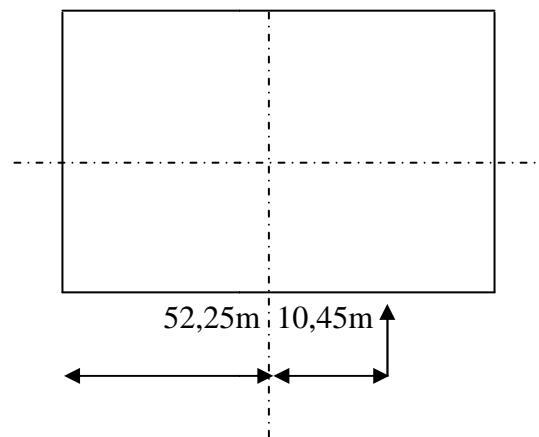


Figure II.21: excentricité de la force globale

➤ **Direction V2 (direction secondaire défoncement) :**

$$e = \pm \frac{60}{10} = \pm 6 \text{ m} .$$

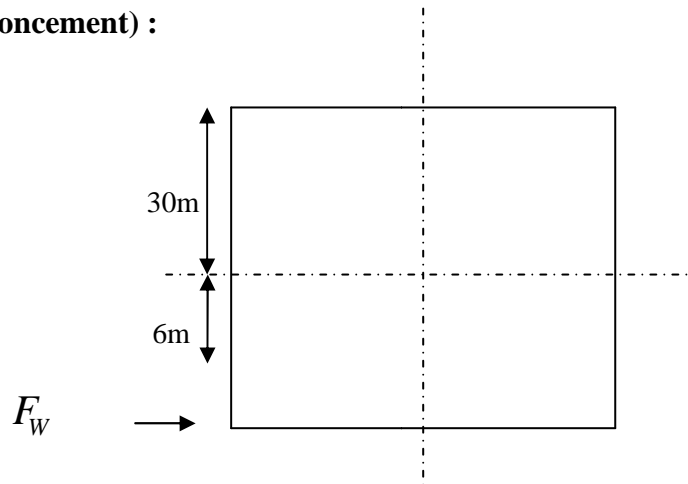


Figure II.22: excentricité de la force globale

5. Action de neige:

Le règlement (Règle Neige et vent Algérien) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

$$S = \mu \times S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{RNV99})$$

Où :

- S_k (en kN/m^2) : est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.
 - Structure implantée dans la wilaya de Bejaia(Akbou).
 - Niveau de site plat.
 - Terrain de catégorie III zone suburbaine (industrielle).

Le projet est implanté à Akbou qui est classé en zone A (zone de neige), la hauteur par rapport au niveau de la mer est $H= 185\text{m}$ donc :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \Rightarrow S_k = 0,2795 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Pour le Bâtiment A :**

La toiture est à deux versants :

$$\alpha = 8.15^\circ \quad 0 \leq \alpha \leq 15^\circ$$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0.8$$

$$S = \mu \times S_k$$

AN:

$$S = 0.2236 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Pour le Bâtiment B :**

Dans le cas de toiture à un seul versant il convient de considérer le cas 6.2.1 du RNVA 99.

$$S_k : \text{calculé déjà} \implies S_k = 0,2795 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 5^\circ$$

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ \implies \mu = 0.8$$

$$S_1 = \mu \cdot S_k = 0,8 \cdot 0,2795 = 0,223 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = 0,5 \cdot \mu \cdot S_k = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,2795 = 0,1118 \text{ KN/m}^2$$

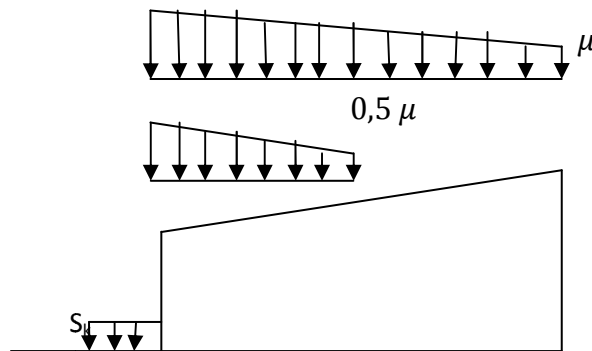


Figure II.23 : valeur de la charge caractéristique de la neige

Chapitre III:
Pré dimensionnement
des éléments

1. Etude de bardage et la couverture :

Sont destinés pour couvrir et isoler la structure de milieu extérieure (l'air libre) vis-à-vis de différentes actions comme le vent la neige...ets.

Dans notre cas on utilise des panneaux sandwich.

➤ Etude de bardage :

Pour notre cas la charge la plus défavorable est (bâtiment A : 1188N/m^2 ; bâtiment B : 1084N/m^2). On choisit un panneau de 30mm d'épaisseur et de poids de 10Kg/m^2 et l'entraxe de $2,15\text{m}$ entre les lisses.

➤ Etude de la couverture :

On a une charge de (bâtiment A : 1591N/m^2 ; bâtiment B : 1641N/m^2) d'après l'étude au vent ce qui nous donne un panneau de 40mm d'épaisseur et de poids de 17Kg/m^2 .

La charge des accessoires est égale à 3Kg/m^2

2. Etude des pannes :

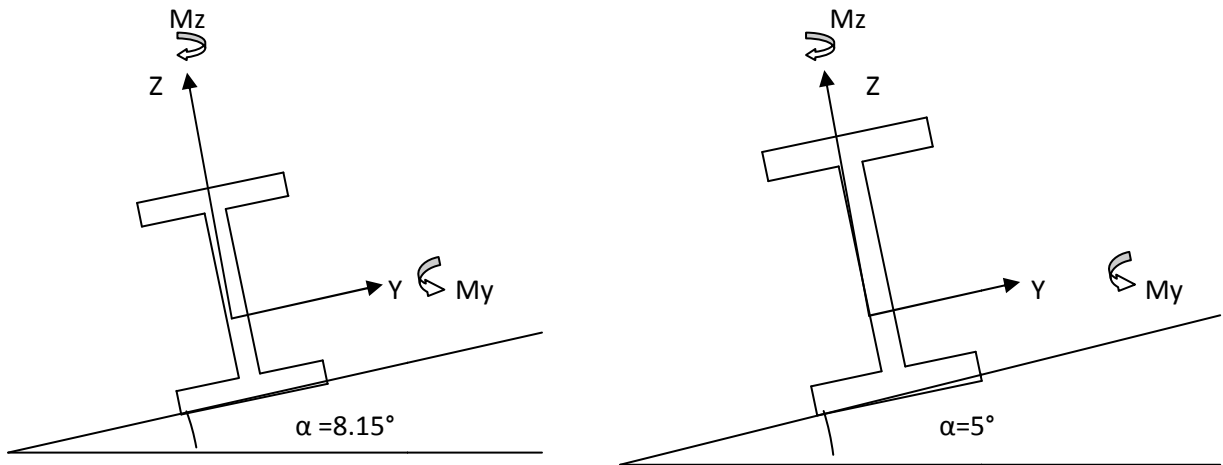
2.1. Définition :

La structure porteuse d'une toiture usuelle est constituée de pannes reposant sur les traverses de cadres ou sur les fermes, le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres ou aux fermes, elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

➤ Données de calcul:

Les pannes sont posées avec des travées de 6 m. Dans notre structure on a deux types de panne à étudier celles du bâtiment A (deux versants) et celles du bâtiment B (un versant) qui se diffèrent en fonction des pentes des versants :

- Pour la toiture en deux versants la pente de calcul sera $8,15^\circ$ (espacement des pannes $e=2\text{m}$).
- Pour la toiture d'un seul versant la pente de calcul sera 5° (espacement des pannes $e=1.5\text{m}$).



Bâtiment a deux versants (A)

Bâtiment à un seul versant (B)

Figure III.1 : position des pannes sur les versants.

2.2. Détermination des charges et surcharges (bâtiment A) :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs).....17kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache..... 3 kg / m²
- Poids propre de la panne.....12.9 kg / m

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes e = 2m

$$G = \left[(17 + 3) \times \left(\frac{2}{\cos 8,15} \right) \right] + 12,9 = 53,32 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,533 \text{ KN / ml}$$

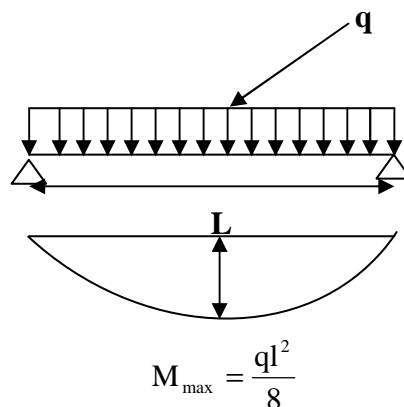


Figure III.2: Schéma statique de la panne sous charge permanente

b) Surcharge d'entretien P :

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

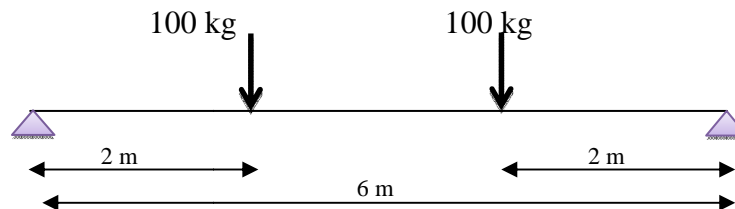


Figure III.3: Schéma statique de la panne sous charge d'entretien

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$$

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{\text{eq}} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{\text{eq}} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{\text{eq}} = 44,44 \text{ kg/ml}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dû à P aux charges ponctuelles P_{eq} .

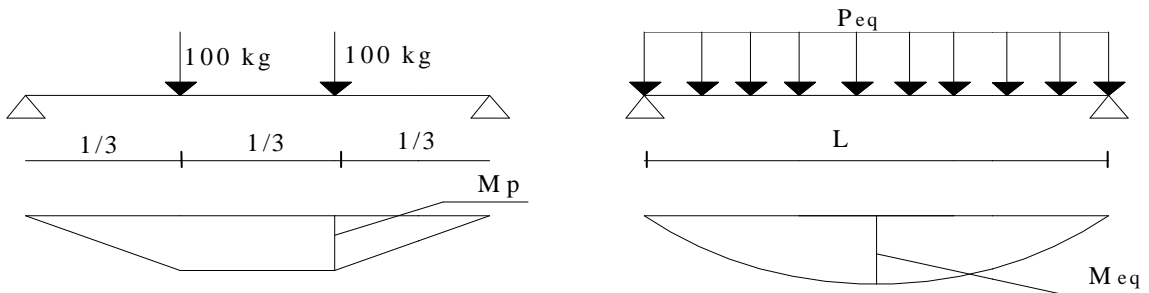


Figure III.4: Moment due à la charge d'entretien

c) Surcharge climatique dû au vent :

On calcul les pannes avec la valeur obtenue en zone F avec $C_{pi}=+0,8$ (sens **V1**).

$$V = -1,591 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,591 \times 2 = -3,18 \text{ KN/ml}$$

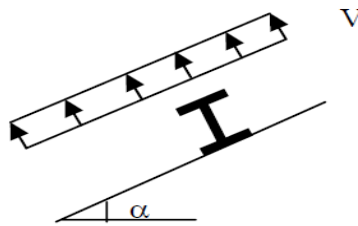


Figure III.5: schéma statique de la panne sous pression du vent.

d) Surcharge climatique de la neige :

Les pannes sont sollicitées d'une charge de neige S

$$S=0,2236 \text{ KN/m}^2$$

$$S=0,2236 \times 2 = 0,447 \text{ KN/ml}$$

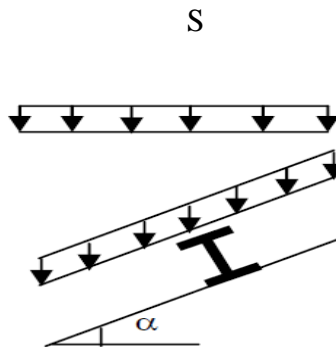


Figure III.6: schéma statique de la panne sous surcharge de la neige.

2.3. Combinaisons de charge les plus défavorables :

• **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G=0,533 \text{ KN/ml}$$

$$Q=0,444 \text{ KN/ml}$$

$$V= -3,18 \text{ KN/ml}$$

$$S=0,447 \text{ KN/ml}$$

• **Decomposition de charges:**

➤ **Axe Z-Z:**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,533 \cos 8,15 = 0,527 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,444 \cos 8,15 = 0,439 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -3,18 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,447 \cos 8,15 = 0,442 \text{KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y:**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,533 \sin 8,15 = 0,075 \text{KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,444 \sin 8,15 = 0,0629 \text{KN/ml}$$

$$V_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,447 \sin 8,15 = 0,063 \text{KN/ml}$$

2.4. Combinaisons d'actions :

- **ELU**

➤ **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot V = 0,527 - 1,5 \times 3,18 = -4,243 \text{KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,527 + 1,5 \times 0,442 = 1,374 \text{KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,527 + 1,5 \times 0,439 = 1,37 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y :**

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot S_y = 1,35 \times 0,075 + 1,5 \times 0,063 = 0,195 \text{KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,075 + 1,5 \times 0,0629 = 0,195 \text{KN/ml}$$

- **ELS**

➤ **Axe Z-Z**

$$G_z + V = 0,527 - 3,18 = -2,65 \text{KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,527 + 0,442 = 0,969 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,527 + 0,439 = 0,966 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$G_y + S_y = 0,075 + 0,063 = 0,138 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,075 + 0,0629 = 0,137 \text{KN/ml}$$

2.5. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Pour les toitures en générale (**tableau 4.1 de l'eurocode 3**)

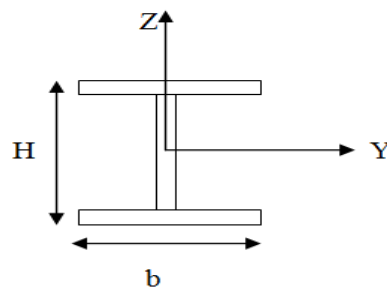
- **Axe Z-Z :**

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 0,026 \times 600^4}{3 \times 384 \times 21000} = 696,42 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 160**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 869,3 \text{ cm}^4 \\ I_z = 68,28 \text{ cm}^4 \\ A = 20,1 \text{ cm}^2 \\ H = 16 \text{ cm} \\ G = 15,8 \text{ Kg / ml} \end{array} \right.$$



Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(17 + 3) \times \left(\frac{2}{\cos 8,15} \right) \right] + 15,8 = 56,244 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,564 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,564 \cos 8,15 = 0,558 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,564 \sin 8,15 = 0,079 \text{ KN/ml}$$

2.6. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

a) Les combinaisons de calcul :➤ **Sous G et Q :**

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,558 + 1,5 \times 0,439 = 1,41 \text{ kN/ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,079 + 1,5 \times 0,0629 = 0,20 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

➤ **Sous G et S :**

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,558 + 1,5 \times 0,442 = 1,42 \text{ kN/ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,079 + 1,5 \times 0,063 = 0,20 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

➤ **Sous G et V :**

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,558 - 1,5 \times 3,18 = -4,21 \text{ kN/ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,079 + 1,5 \times 0 = 0,106 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

b) Détermination des sollicitations :• **Moments :**➤ **Sous G et V:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{4,21 \times 6^2}{8} = 18,94 \text{ kN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,106 \times 6^2}{8} = 0,47 \text{ kN.m}$$

➤ **Sous G et Q:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,411 \times 6^2}{8} = 6,34 \text{ kN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,201 \times 6^2}{8} = 0,91 \text{ kN.m}$$

➤ **Sous G et S:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,42 \times 6^2}{8} = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,201 \times 6^2}{8} = 0,91 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

➤ Effort tranchant due au vent : $T_v = \frac{q_l}{2} = \frac{4,21 \times 6}{2} = -12,63 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant due à la neige : $T_s = \frac{q_l}{2} = \frac{1,42 \times 6}{2} = 4,26 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant due au poids propre $T_G = \frac{q_l}{2} = \frac{0,558 \times 6}{2} = 1,67 \text{ KN}$

➤ Effort tranchant due aux charges d'exploitations : $T_Q = \frac{q_l}{2} = \frac{1,411 \times 6}{2} = 4,23 \text{ KN}$

1^{er} combinaison :

$$T_z = T_G + 1,5T_v = 1,67 + 1,5(-12,63) = -17,27 \text{ KN}$$

2^{eme} combinaison :

$$T_z = 1,35T_G + 1,5T_Q = 1,35 \times 1,67 + 1,5 \times 4,23 = 8,6 \text{ KN}$$

3^{eme} combinaison :

$$T_z = 1,35T_G + 1,5T_s = 1,35 \times 1,67 + 1,5 \times 4,26 = 8,64 \text{ KN}$$

c) Vérification de la résistance des pannes :

1) Vérification a l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $T_z < T_{plz}$

$$T_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (2)}$$

Avec :

T_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0,74 + (0,5 + 2 \times 0,9) \times 0,74 = 9.666 \text{ cm}^2$$

$$T_{plz} = \frac{9.666 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119.22 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$T_Z = 17,27 \text{ KN} < T_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$T_Z = 8,6 \text{ KN} < T_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$T_Z = 8,64 \text{ KN} < T_{plz} = 119.22 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

2) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :
$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

Profilé laminé IPE160 }
Flexion seule }

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{classe 1}$$

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2(1)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad \text{annexe F de EC3 (tableau F.1.2)}$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$;

$L=600 \text{ cm}$;

Z_a : coordonnée du point d'application de la charge.

Z_s : coordonnée du centre du cisaillement.

Z_g : coordonnée du centre de gravité.

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -8\text{cm} \quad \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8\text{cm} \quad \text{sous la charge verticale.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8\text{cm}$$

$$I_t = 3.6 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 3975 \text{ cm}^6 \quad , \quad G = 80770 \text{ MPa}$$

➤ **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,28}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3975}{68,28} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 68,28} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,54 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.123,9 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{14,54 \cdot 10^{-3}}} = 1,41$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,41 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,41$$

$$\chi_{LT} = 0,413$$

$$M_{sdy} = 17,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,413 \cdot 1 \cdot \frac{123,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 18,94 \text{ KN.m} > 10,93 \text{ KN.m} \quad \text{Non vérifiée}$$

Le diversement n'est pas vérifié donc on adopte des liernes.

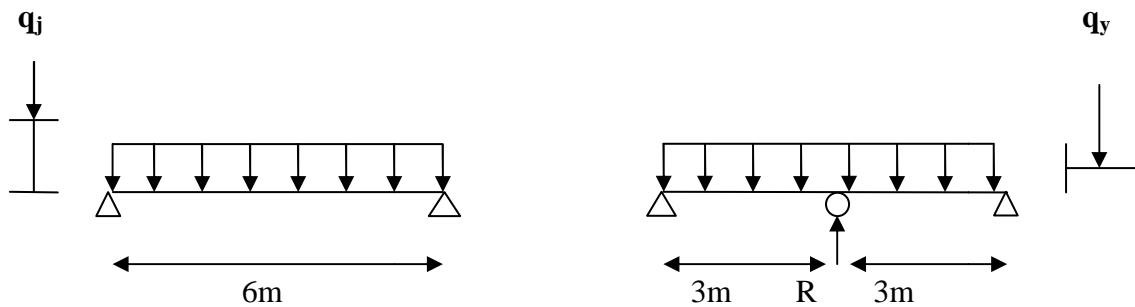


Figure III.7: les schémas statiques de la poutre après addition du lien

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

➤ **Détermination des sollicitations :**

• **Moments :**

➤ **Sous G et V:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{4,21 \times 6^2}{8} = 18,94 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y (L=3m)} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,106 \times 3^2}{8} = 0,119 \text{KN.m}$$

➤ **Sous G et Q:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,411 \times 6^2}{8} = 6,34 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,201 \times 3^2}{8} = 0,226 \text{KN.m}$$

➤ **Sous G et S:**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,42 \times 6^2}{8} = 6,39 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,201 \times 3^2}{8} = 0,226 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification au diversement :**

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,28}{(1 \times 3)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3975}{68,28} + \frac{(3)^2 \times 0,4 \times 3,6}{3,14^2 \times 68,28} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 35,43 \text{KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1.123,9 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{35,43 \cdot 10^{-3}}} = 0,90$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0,90 > 0,4$ Donc il y a risque de divergence

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire χ_{LT} à partir du tableau **5.5.2 de L'EC03**:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,90$$

$$\chi_{LT} = 0,734$$

$$M_{sdy} = 17,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,734 \cdot 1 \cdot \frac{123,9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 19,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 18,94 \text{ KN.m} < 19,43 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Condition de résistance :**

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

Sections en I et H $\longrightarrow \alpha = 2$, $\beta = 1$. **Section de classe 1 (EC03art5-35)**

➤ **Sous G et V:**

$$\left(\frac{18,94}{29,11} \right)^2 + \left(\frac{0,119}{6,13} \right)^1 = 0,44 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous G et Q:**

$$\left(\frac{6,34}{29,11} \right)^2 + \left(\frac{0,226}{6,13} \right)^1 = 0,084 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

d) Vérification à L'ELS :

1) Combinaisons de calcul :

➤ **Sous G et Q :**

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,558 + 0,439 = 0,997\text{KN} \\ q_y = 0,079 + 0,0629 = 0,142\text{KN} \end{cases}$$

➤ **Sous G et V :**

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,558 + (-3,18) = -2,62\text{KN} \\ q_y = 0,079 + 0 = 0,079\text{KN} \end{cases}$$

➤ **Sous G et S :**

$$(3) \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,558 + 0,442 = 1\text{KN} \\ q_y = 0,079 + 0,063 = 0,142\text{KN} \end{cases}$$

2.7. Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

• **Axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,62 \cdot (6)^4}{869,3 \cdot 2,1} \times 10^2 = 2,42\text{cm} < \frac{L}{200} = 3\text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

• **Axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,079 \cdot (3)^4}{68,28 \cdot 2,1} \times 10^2 = 0,058\text{cm} < \frac{L}{200} = 1,5\text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE160**.

3. Calcul des liernes :

3.1. Introduction :

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissant.

Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas attachés aux pannes faitières, ils sont donc transmis au portique par des tirants en diagonale.

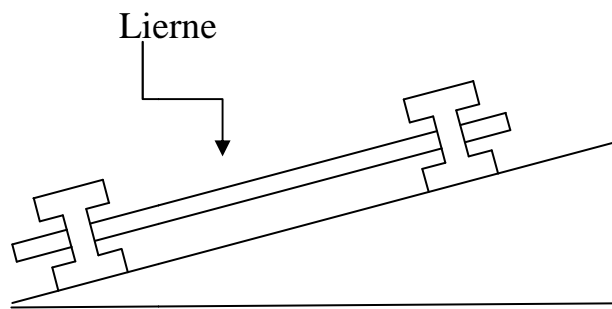


Figure III.8: Présentation du lierne

3.2. Effort de traction :

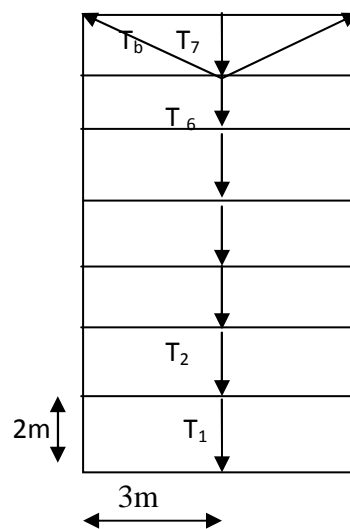


Figure III.9: représentation des efforts de traction dans les liernes

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t, \max} = \max (T_6, T_b)$$

T_b : effort de traction de brettèle

$$R = 1.25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1.25 \times 0,201 \times \frac{6}{2} = 0,75 \text{KN}$$

$$T_6 = N_{tsdi} = (2 \times 6 - 1) \frac{R}{2} = 11 \times \frac{R}{2}$$

$$T_6 = 11 \times \frac{0,75}{2} = 4,13 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_7}{\cos \theta}$$

Avec $\theta = \text{Artg } 2/3 = 33,69^\circ$

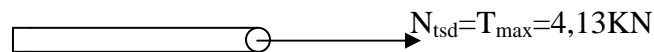
$$T_7 = (2 \times 7 - 1) \frac{R}{2} = 4,87 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{4,87}{\cos 33,69}$$

$$T_b = 2,92 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max (T_6 = 4,13, T_b = 2,92)$$

$$T_{\max} = 4,13 \text{ KN}$$



Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 4,13 \times 1}{3,14 \times 0,235}}$$

$$\phi \geq 4,73 \text{ mm}$$

On va choisir un $\text{Ø}8$ pour les liernes des pannes

4. Calcul de l'échantignolle :

4.1. Introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

4.2. Dimensionnement de l'échantignolle :

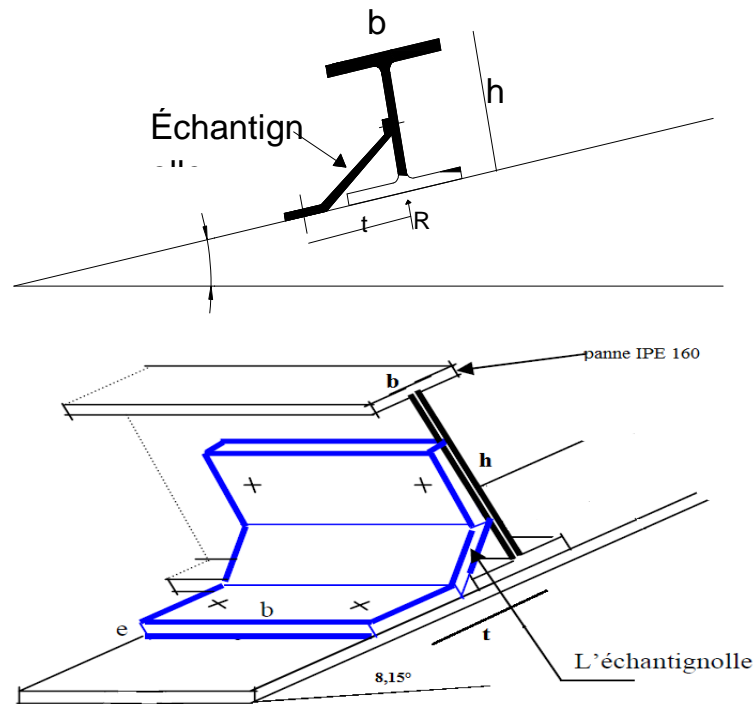


Figure III.10:détails de l'échantignolle (vue en 3D+ 2D)

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

$$\text{Pour un IPE160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8,2\text{cm} \\ h = 16\text{cm} \end{cases}$$

$$8,2 \leq t \leq 12,3\text{cm}$$

Soit $t = 10\text{cm}$.

4.2.1 Principe de dimensionnement :

On doit vérifier 2 cas :

1^{er} Cas :

$$q_y^{\max} = 0,201 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,411 \text{ .KN / ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = \frac{1,411 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 4,23 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{0,201 \cdot 6}{2}$$

$$R_2 = 0,226 \text{ KN}$$

$$M_r(1) = 4,23 \cdot 10 + 0,226 \cdot 8$$

$$M_r(1) = 44,108 \text{ KN.cm}$$

2^{eme} Cas:

$$q_z^{\max} = 4,21 \text{ KN / ml}$$

$$q_y = 0,106 \text{ KN / ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = \frac{4,21 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 12,63 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2} \quad R_2 = 0,375 \frac{0,106 \cdot 6}{2}$$

$$R_2 = 0,119 \text{ KN}$$

$$M_r(2) = 12,63 \cdot 10 + 0,119 \cdot 8$$

$$M_r(2) = 127,25 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = \max (M_r(1); M_r(2))$$

$$M_r = 127,25 \text{ KN.cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_r}{f_y \times b}}$$

$$e \geq 1,99 \text{ cm}$$

On va prendre une valeur de $e=2 \text{ cm}$.

5. Calcul des lisses de bardage :

5.1. Introduction :

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UAP) ou des profiles minces formés à froid, disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux ou éventuellement des potelles intermédiaire.

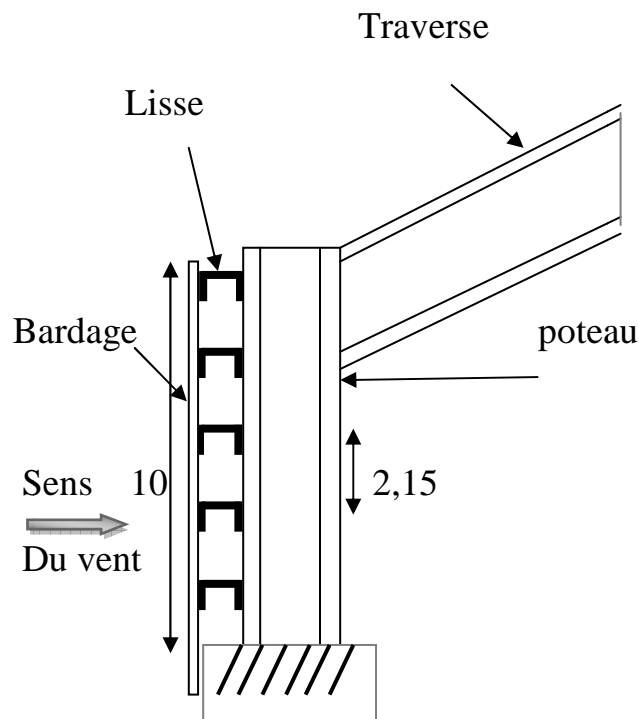


Figure III.11: Disposition des lisses de bardage.

5.2. Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes : (perpendiculaire a l'âme)

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....10 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²
- Poids propre de la lisse.....12 kg / m

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les pannes e = 2,15m

$$G = [(10 + 3) \times 2,15] + 12 = 39,95 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,399 \text{ KN / ml}$$

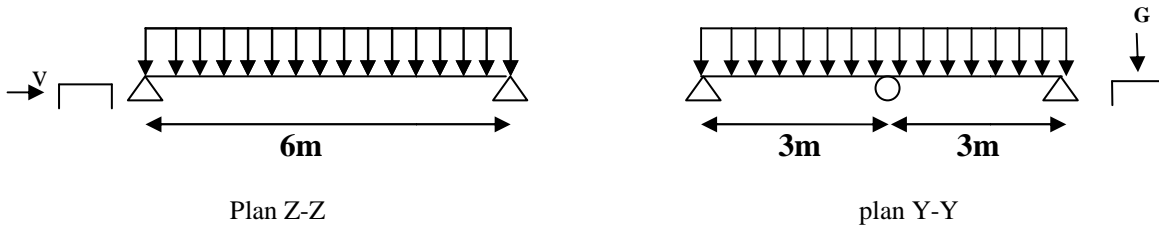


Figure III.12: Les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

b) Surcharge climatique dû au vent : (dans le plan de l'âme)

On calcul les pannes avec la valeur obtenue en zone avec $C_{pi}=+0,8$ direction V2.

$$V = -1,188 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,188 \times 2,15 = -2,55 \text{ KN / ml}$$

5.3. Combinaisons d'actions :

➤ELU:

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,399 = 0,538 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-2,55) = 3,82 \text{ KN / ml}$$

➤ELS :

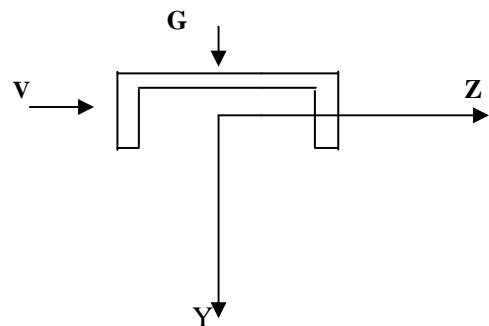
$$q_y = G = 0,399 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = V = -2,55 \text{ KN / ml}$$

5.4. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \cdot l^4}{EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$



Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_z \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2,55 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 683,03 \text{cm}^4$$

On choisit **UAP 150**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 796,06 \text{cm}^4 \\ I_z = 93,25 \text{cm}^4 \\ A = 22,84 \text{cm}^2 \\ H = 15 \text{cm} \\ G = 17,93 \text{Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = [(10 + 3) \times 2,15] + 17,93 = 45,88 \text{Kg / ml}$$

5.5 . Dimensionnement des lisses :

5.5.1- Les combinaisons de calcul :

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,458 = 0,618 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-2,55) = 3,82 \text{ KN / ml}$$

5.5.2. Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,82 \times 6^2}{8} = 17,19 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0 \text{KN.m}$$

- **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,618 \times 3^2}{8} = 0,695 \text{KN.m}$$

5.5.3. Vérification de la résistance des lisses :

a) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

Section en I et H $\alpha = 2$, $\beta = 1$. EC03Art 5-35

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{17,19}{26,85}\right)^2 + \left(\frac{0}{8,32}\right)^1 = 0,4 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{0}{26,85}\right)^2 + \left(\frac{0,695}{8,32}\right)^1 = 0,084 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous charge verticale et vent :**

$$\left(\frac{17,19}{26,85}\right)^2 + \left(\frac{0,695}{8,32}\right)^1 = 0,48 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

5.5.4. Vérification à L'ELS :

a) **Combinaisons de calcul :**

$$q_y = G = 0,458 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = V = -2,55 \text{ KN / ml}$$

b) **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

• **Axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,55 \cdot (6)^4}{796,056,2,1} * 10^2 = 2,57 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,458 \cdot (3)^4}{93,254 \cdot 2,1} = 0,246 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les lisses un **UAP150**

6. Calcul des liernes pour les lisses :

6.1. Effort de traction :

$$T_i = N_{tsdi} = (2n - 1) \frac{R}{2}$$

n : nombre de lierne.

$$N_{t, \max} = \max (T_5, T_b)$$

T_b : effort de traction de brettèle

$$T_5 = N_{tsdi} = (2 \times 5 - 1) \frac{R}{2} = 9 \times \frac{R}{2}$$

$$R = 1,25 \times q_y \times \frac{L}{2}$$

$$R = 1,25 \times 0,618 \times \frac{6}{2} = 2,32 \text{ KN}$$

$$T_5 = 9 \times \frac{2,32}{2} = 10,44 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{T_6}{\cos \theta}$$

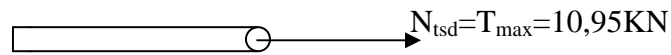
Avec $\theta = \text{Artg } 3/2,15 = 54,37^\circ$

$$T_6 = (2 \times 6 - 1) \frac{R}{2} = 12,76 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{12,76}{\cos 54,37} = 10,95 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = \max (T_5 = 10,44 ; T_b = 10,95)$$

$$T_{\max} = 10,95 \text{ KN}$$



Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} \leq N_{tsd}$$

N_{tsd} : la résistance de calcul de la section a la traction.

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \quad \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times N_{sd} \times \gamma_{m0}}{\pi \times f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 10,95 \times 1}{3,14 \times 0,235}}$$

$$\phi \geq 8,62 \text{ mm}$$

On va choisir un $\emptyset 10$ pour les liernes des lisses.

❖ **Remarque :**

On utilise les mêmes liernes pour le bâtiment B.

7. Calcul des potelets :

7.1. Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profiles en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et 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.

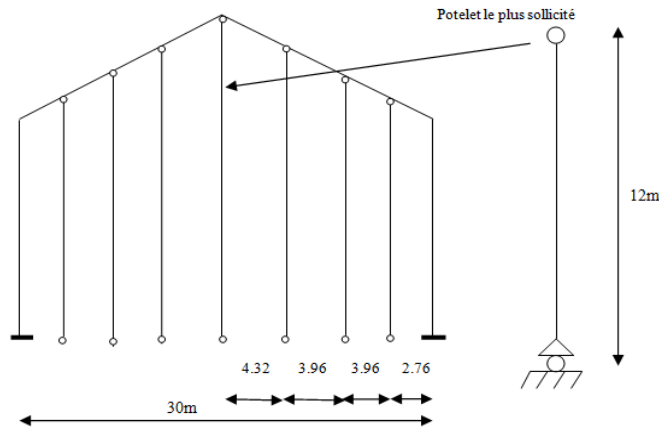


Figure III.13: représentation du potelet

7.2. Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargé :

7.2.1. charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich)10kg/m²

Poids propre de la lisse (UAP150).....17, 93kg/ml

Accessoires de pose3kg/m²

La longueur de la lisse et de : L=4.32m, et le nombre des lisses supporter par le potelet N=5lisses.

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : S= (4.32 × 12)

L'entraxe des potelets e=4.32m (c'est l'espace le plus défavorable)

$$G= (17,93 \times 5 \times 4.32) + (10+3) \times 4.32 \times 12= 1061,2daN$$

7.2.2. Surcharge climatique V:

Vent.....118, 85 kg/m²

$$V=118,85 \times 4.32=513,43daN/ml$$

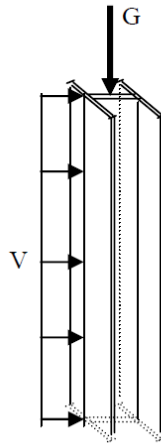


Figure III.14: les actions appliquées au potelet

7.3. Dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche :

$$V = 513,43 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = 1,5 \times V = 770,14 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{10^3 \cdot 513,43 \cdot 10^{-2} \cdot 1200^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 11002,07 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 330**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 11766,9 \text{ cm}^4 \\ I_z = 788,14 \text{ cm}^4 \\ A = 62,61 \text{ cm}^2 \\ H = 33 \text{ cm} \\ G = 49,1 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

7.3.1. Vérification de la section à la résistance :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Où $M_{c.Rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{c.Rd} = 804,33 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 17183,41 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{Q_{Z.sd} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{770,14 \cdot (12)^2}{8} = 13862,52 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = 13862,52 \text{ daN.m} \leq M_{c.Rd} = 17183,41 \text{ daN.m} \quad \text{Vérfiée.}$$

– **Incidence de l'effort normale :**

Si $N_{Sd} \leq \text{Min}(0,25N_{pl.Rd}, 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$ pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{Sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 1061,2 = 1432,62 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62,6 \cdot 2350}{1,1} = 133757,72 \text{ daN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl.Rd} = 33439,43 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 25,8 \text{ l cm}^2$$

$$0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 27569,77 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1432,62 \text{ daN} < \text{min}(33439,43; 27569,77) = 27569,77 \text{ daN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

7.3.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement (flambement flexion).

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

$$\chi_{\min} = (\chi_y; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{1200}{13,7} = 87,46$$

On suppose que la classe de la section est de classe 1 $\beta_A = 1$:

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{87,46}{93,9} \times 1 = 0,93$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EC03)

$$h/b = 330/160 = 2,06 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$.

tab5.5.3EC03

$$\chi_y = 0,714$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{200}{3,55} = 56,33$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{56,33}{93,9} \times 1 = 0,599$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; $\alpha = 0,34$.

tab5.5.3EC03

$$\chi_z = 0,842$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,714; 0,842) = 0,714$$

Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{I_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{200}{3,55}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{200}{3,55}}{\frac{33}{1,15}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 50,67$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,539$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,539 > 0,4 \longrightarrow \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,539 - 0,2) + 0,539^2 \right] = 0,68$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,913$$

$$\chi_{LT} = 0,913 < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,539(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{804,33 - 713}{713} = -0,626$$

$$\text{Avec : } \mu_y \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,626 \times 2792,13}{0,714 \times 62,61 \times 2350} = 1,016 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,599 \cdot 1,3 - 0,15 = -0,033 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,033 \cdot 2792,13}{0,842 \cdot 62,61 \cdot 2350} = 1$$

$$N_{Sd} = 2792,13 \text{ daN}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{1,5 V l^2}{8}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{1,5 \times 499,2 \times 12^2}{8} = 13478,4 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62,61 \cdot 2350}{1,1} = 133757,72 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 804,33 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 17183,42 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2792,13}{0,714 \cdot 133757,72} + \frac{1,016 \cdot 13478,4}{17183,42} = 0,82 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2792,13}{0,842 \cdot 133757,72} + \frac{1 \cdot 13478,4}{0,913 \cdot 17183,42} = 0,88 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

Conclusion

L'IPE 330 convient comme potelet.

7.4. Détermination des charges et surcharges (bâtiment B):

a) charge permanente :

Espacement entre les pannes $e = 1,5 \text{ m}$

$$G = \left[(17 + 3) \times \left(\frac{1,5}{\cos 5} \right) \right] + 12,9 = 43,01 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,430 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge d'entretien P :

Même calcul que celui du bâtiment A.

c) Surcharge climatique dû au vent :

On calcul les pannes avec la valeur obtenue en zone G avec $C_{pi}=+0,8$.

$$V = -1,641 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,641 \times 1,5 = -2,461 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

Les pannes sont sollicitées d'une charge de neige S

$$S = 0,447 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,447 \times 1,5 = 0,670 \text{ KN/ml}$$

7.5. Combinaisons de charge les plus défavorables :

• **Les charges et surcharges appliquée :**

$$G = 0,430 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,444 \text{ KN/ml}$$

$$V = -2,461 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,670 \text{ KN/ml}$$

• **Decomposition de charges:**

➤ **Axe Z-Z:**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,430 \cos 5 = 0,428 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,444 \cos 5 = 0,442 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -2,461 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,670 \cos 5 = 0,667 \text{ KN/ml}$$

➤ **Axe Y-Y:**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,430 \sin 5 = 0,037 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,444 \sin 5 = 0,038 \text{ KN/ml}$$

$$V_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,670 \sin 5 = 0,058 \text{ KN/ml}$$

7.6. Combinaisons d'actions :

- **ELU :**

- **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5 \cdot V = 0,428 - 1,5 \times 2,461 = -3,263 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot S_z = 1,35 \times 0,428 + 1,5 \times 0,667 = 1,57 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{z,\max} + 1,5 \cdot Q_z = 1,35 \times 0,428 + 1,5 \times 0,442 = 0,663 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot S_y = 1,35 \times 0,037 + 1,5 \times 0,058 = 0,137 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 \cdot G_{y,\max} + 1,5 \cdot Q_y = 1,35 \times 0,037 + 1,5 \times 0,038 = 0,107 \text{ KN/ml}$$

- **ELS:**

- **Axe Z-Z :**

$$G_z + V = 0,428 - 2,461 = -2,033 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,428 + 0,667 = 1,095 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,428 + 0,442 = 0,87 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y**

$$G_y + S_y = 0,037 + 0,058 = 0,095 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,037 + 0,038 = 0,075 \text{ KN/ml}$$

7.7. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2,033 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 544,55 \text{ cm}^4$$

On choisit **IPE 160**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 869 \text{cm}^4 \\ I_z \geq 68,3 \text{cm}^4 \\ A = 20,1 \text{cm}^2 \\ H = 16 \text{cm} \\ G = 15,80 \text{Kg/ml} \end{array} \right.$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(17 + 3) \times \left(\frac{1,5}{\cos 5} \right) \right] + 15,80 = 45,91 \text{Kg / ml}$$

$$G = 0,459 \text{KN/ml}$$

$$G_z = 0,459 \cos 5 = 0,457 \text{KN/ml}$$

$$G_y = 0,459 \sin 5 = 0,040 \text{KN/ml}$$

a) Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance

b) Les combinaisons de calcul :

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,457 + 1,5 \times 0,442 = 0,663 \text{KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,040 + 1,5 \times 0,038 = 0,111 \text{KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,457 - 1,5 \times 2,461 = -3,234 \text{KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,040 + 1,5 \times 0 = 0,054 \text{KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,457 + 1,5 \times 0,667 = 1,617 \text{KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,040 + 1,5 \times 0,058 = 0,141 \text{KN / ml} \end{cases}$$

c) Détermination des sollicitations :**• Moments :****➤ Sous G et V :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,234 \times 6^2}{8} = 14,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,054 \times 6^2}{8} = 0,243 \text{ KN.m}$$

➤ Sous G et Q :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{0,663 \times 6^2}{8} = 2,983 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,111 \times 6^2}{8} = 0,500 \text{ KN.m}$$

➤ Sous G et S :

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,617 \times 6^2}{8} = 7,276 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,141 \times 6^2}{8} = 0,634 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

– Effort tranchant due au vent :

$$T_v = \frac{q_l}{2} = \frac{3,234 \times 6}{2} = -9,70 \text{ KN}$$

– Effort tranchant due à la neige :

$$T_s = \frac{q_l}{2} = \frac{1,617 \times 6}{2} = 4,85 \text{ KN}$$

– Effort tranchant due au poids propre :

$$T_g = \frac{q_l}{2} = \frac{0,457 \times 6}{2} = 1,37 \text{ KN}$$

– Effort tranchant due aux charges d'exploitations :

$$T_q = \frac{q_l}{2} = \frac{0,663 \times 6}{2} = 2 \text{ KN}$$

1^{er} combinaison :

$$T_z = 1,371 + 1,5(-9,70) = -13,179 \text{ KN}$$

2^{eme} combinaison :

$$T_z = 1,35 \times 1,371 + 1,5 \times 2 = 4,85 \text{ KN}$$

3^{eme} combinaison :

$$T_z = 1,35 \times 1,371 + 1,5 \times 4,851 = 9,127 \text{ KN}$$

7.8. Vérification de la résistance des pannes :**a) Vérification a l'effort tranchant :**

IPE160 : $A_{vz}=9,66\text{cm}^2$ (catalogue de profilé)

$$T_{plz} = \frac{9,66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,64 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$T_z = 13,179 \text{ KN} < T_{plz} = 119,47 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$T_z = 4,100 \text{ KN} < T_{plz} = 119,47 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$T_z = 9,127 \text{ KN} < T_{plz} = 119,47 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification au diversement :

$L=600 \text{ cm}$; corruption (la perte, ruine)

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -8\text{cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 8\text{cm} & \text{sous la charge verticale.} \\ Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -8\text{cm}$$

$$I_t = 3,60 \text{ cm}^4, \quad I_w = 3960\text{cm}^6, \quad G = 80770 \text{ MPa}$$

➤ Sous le vent :

$$M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 68,30}{(1 \times 6)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,3960}{68,30} + \frac{(6)^2 \times 0,4 \times 3,60}{3,14^2 \times 68,30} + (0,459 \times (-0,08) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,08) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 14,53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,124 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{14,53 \cdot 10^{-3}}} = 1,41$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,41 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement}$$

$$\text{Courbe (a)} \rightarrow \chi_{LT} = 0,413$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$

On tire χ_{LT} à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03:

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,41$$

$$\chi_{LT} = 0,413$$

$$M_{sdy} = 14,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,433 \cdot 1 \cdot \frac{166,424 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 15,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 14,49 \text{ KN.m} < 15,39 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée.}$$

c) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

$$\alpha = 2 \quad , \quad \beta = 1.$$

➤ Sous le vent :

$$\left(\frac{14,55}{26,50} \right)^2 + \left(\frac{0,243}{5,57} \right)^1 = 0,34 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

➤ Sous charge verticale :

$$\left(\frac{7,27}{26,50} \right)^2 + \left(\frac{0,63}{5,57} \right)^1 = 0,188 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

7.9. Vérification à L'ELS :

a) Combinaisons de calcul :

$$(1) \quad \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,452 + 0,442 = 0,894 \text{ KN} \\ q_y = 0,040 + 0,041 = 0,081 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \quad \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,452 + (-2,461) = -2\text{KN} \\ q_y = 0,040 + 0 = 0,040\text{KN} \end{cases}$$

$$(3) \quad \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,452 + 0,333 = 0,785\text{KN} \\ q_y = 0,040 + 0,029 = 0,069\text{KN} \end{cases}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

• **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2 \cdot (6)^4}{869,2,1} = 1,84\text{cm} < \frac{L}{200} = 3\text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

• **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,040 \cdot (3)^4}{68,3,2,1} = 0,029\text{cm} < \frac{L}{200} = 1,5\text{cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE160**.

8. Calcul de l'échantignolle :

8.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

$$\text{Pour un IPE160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8,2\text{cm} \\ h = 16\text{cm} \end{cases}$$

$$8,2 \leq t \leq 12,30\text{cm}$$

Soit $t = 10\text{cm}$.

8.2. Principe de dimensionnement :

On doit vérifier 2 cas :

$$M_r(A) = R_1 \cdot t + R_2 \cdot (h/2)$$

1^{er} Cas :

$$q_y^{\max} = 0,111 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 0,663 \text{ KN / ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = \frac{0,663 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 1,989 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{0,111 \cdot 6}{2}$$

$$R_2 = 0,124 \text{ KN}$$

$$Mr(1) = 1,989 \cdot 10 + 0,124 \cdot 8$$

$$Mr(1) = 20,882 \text{ KN.cm}$$

2^{eme} Cas:

$$q_z^{\max} = 3,221 \text{ KN / ml}$$

$$q_y = 0,054 \text{ KN/ml}$$

$$R_1 = \frac{q_z \cdot l}{2} \quad R_1 = \frac{3,221 \cdot 6}{2}$$

$$R_1 = 9,663 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,375 \frac{q_y \cdot l}{2} \quad R_2 = 0,375 \frac{0,054 \cdot 6}{2}$$

$$R_2 = 0,060 \text{ KN}$$

$$Mr(2) = 9,663 \cdot 10 + 0,060 \cdot 8$$

$$Mr(2) = 97,11 \text{ KN.cm}$$

$$Mr = \max (Mr(1); Mr(2))$$

$$Mr = 97,663 \text{ KN.cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times M_r}{f_y \times b}} \quad e \geq 1,74 \text{ cm}$$

On va prendre une valeur de $e = 2 \text{ cm}$.

9. Calcul des lisses de bardage :

9.1. Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs).....10 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache3 kg / m²
- Poids propre de la lisse.....12 kg / m

$$G = [(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les pannes e = 2,15m

$$G = [(10 + 3) \times 2,15] + 12 = 39,95 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,3995 \text{ KN / ml}$$

b) Surcharge climatique dû au vent :

On calcul les pannes avec la valeur obtenue en zone G avec C_{pi}=+0,8 direction V2.

$$V = -1,084 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,084 \times 2,15 = -2,33 \text{ KN / ml}$$

9.2. Combinaisons d'actions :

➤ELU :

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,3995 = 0,5393 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-2,33) = 3,495 \text{ KN / ml}$$

➤ELS :

$$q_y = G = 0,3995 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = V = -2,33 \text{ KN / ml}$$

9.3. Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{3 \times 384} \frac{V \times l^4}{E} = \frac{5 \times 2,33 \times 600^4 \times 10^{-1}}{3 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 624,10 \text{ cm}^4$$

On choisit **UAP150**.

Ses caractéristiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 796,056 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 93,254 \text{ cm}^4 \\ A = 22,84 \text{ cm}^2 \\ H = 15 \text{ cm} \\ G = 17,93 \text{ Kg / ml} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Le poids propre réel G :} \\ G = [(10 + 3) \times 2,15] + 17,93 = 45,88 \text{ Kg / ml} \end{array}$$

9.4. Dimensionnement des lisses :

9.4.1. Les combinaisons de calcul :

$$q_y = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,4588 = 0,619 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = 1,5 \times V = 1,5 \times (-2,33) = 3,495 \text{ KN / ml}$$

9.4.2. Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{3,495 \times 6^2}{8} = 15,72 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

- **Sous poids propre :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,619 \times 3^2}{8} = 0,696 \text{ KN.m}$$

9.4.3. Vérification de la résistance des lisses :

- a) **Condition de résistance :**

- **Sous le vent :**

$$\left(\frac{15,72}{26,76} \right)^2 + \left(\frac{0}{8,10} \right)^1 = 0,34 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{0}{26,76}\right)^2 + \left(\frac{0,696}{8,10}\right)^1 = 0,08 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

9.4.4. Vérification à L'ELS :

a) Combinaisons de calcul :

$$q_y = G = 0,4588 \text{ KN / ml}$$

$$q_z = V = -2,33 \text{ KN / ml}$$

b) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

• **Axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2,33(6)^4}{796,056.2,1} = 2,35 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

• **Axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,4588.(3)^4}{93,254.2,1} = 0,247 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{Vérfiée}$$

Donc on choisit pour toutes les lisses un **UAP150**.

10. Calcul des fermes (bâtiment B):

10.1. Introduction :

Une ferme est un élément porteur principale de la structure des combles qui destinée à recevoir les pannes, le faitage et le chevron. Elle est constituée par l'assemblage de plusieurs pièces dont les principales sont les entrants, les arbalétriers, d'une âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement : G+1,5V
- Cas de la neige seule: 1,35G+1,5S

Le schéma statique de la ferme de versant :

La ferme de versant a une longueur de 30m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant:

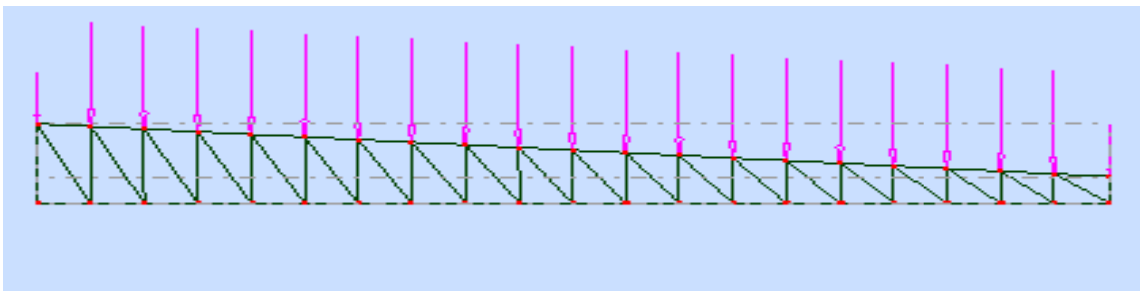
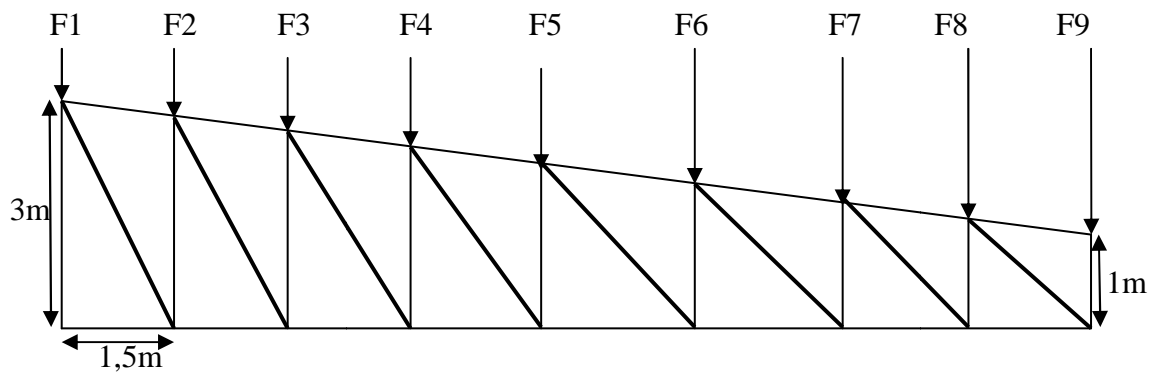


Figure III.15: Schéma statique et en 2D d'une ferme

a) Nœud intermédiaire :

$$S = 1,5 \times 6 = 9 \text{m}^2$$

• **Poids propre**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose...0, 20×9=1,8KN
- La panne (IPE 160).....0, 1580 ×6=0,948KN
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)0, 04×9=0,36KN

TOTAL.....**3,108KN**

• **Surcharges climatiques**

1) Surcharges du vent :

La zone la plus chargée est G dont $C_{pi} = 0,8$

$$q_j = 1,641 \text{KN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = -1,641 \times 9 = -14,77 \text{KN}$$

2) Surcharges de la neige :

$$S_{\max} = 0,447 \text{KN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de 9m^2

$$\text{Donc } S=0,447 \times 9 = 4,023 \text{KN}$$

a) Nœud de rive :

$$S = 1,5 \times 3 = 4,5 \text{m}^2$$

- **Poids propre :**

- Couverture + accessoires de pose..... $0,20 \times 4,5 = 0,9 \text{KN}$
- La panne (IPE 160)..... $0,1580 \times 6 = 0,948 \text{KN}$
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m²) $0,04 \times 4,5 = 0,18 \text{KN}$
- Total..... **2,028KN**

- **Surcharges du vent :**

$$V = q_j \times S = -1,641 \times 4,5 = -7,38 \text{KN}$$

- **Surcharges de la neige :**

$$S = 0,447 \times 4,5 = 2,01 \text{KN}$$

10.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges :**a) Nœud intermédiaire :**

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5V = 3,108 + 1,5(-14,77) = -19,04 \text{KN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (3,108) + 1,5 \times 4,023 = 10,23 \text{KN}$$

b) Nœud de rive :

- **Soulèvement**

$$F = G + 1,5V = 2,028 + 1,5(-7,38) = -9,04 \text{KN}$$

- **Neige**

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (2,028) + 1,5 \times 2,01 = 5,75 \text{KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT structure. Les sollicitations max dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS	(-)	(+)
	Membrures supérieure	-444,49
Membrures inférieure	- 886.84	448.98
Diagonales	- 166	238,29
Montants	- 166	90.19

Tableau III.1: Les efforts max dans les éléments de la ferme de versant

10.3. Pré dimensionnement des éléments :

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

10.3.1. Membrane supérieure :

$$N^{\max} = 877,97 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{877,97 \cdot 1}{23,5} = 37,36 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (100×100×10) de section $A_s = 38,40 \text{ cm}^2$

10.3.2. Membrane inférieure :

$$N^{\max} = 448,98 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{448,98 \cdot 1}{23,5} = 19,10 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (75×75×8) de section $A_s = 22,8 \text{ cm}^2$

10.3.3. Montants :

$$N^{\max} = 90,19 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{90,19 \cdot 1}{23,5} = 3,83 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (30×30×4) de section $A_s = 4,54 \text{ cm}^2$

10.3.4. Diagonales :

$$N^{\max} = 238,29 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{N_{pl}}$$

$$A \geq \frac{238,29 \cdot 1}{23,5} = 10,14 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×6) de section $A_s = 11,38 \text{ cm}^2$

10.4. Vérification des éléments comprimés au flambement :

10.4.1. Membrures supérieure :

$N^{\max} = -444,48 \text{ kN}$ (-) pour la compression

$$l_k = 150 \text{ cm}$$

$$2L(100 \times 100 \times 10) \Rightarrow A = 38,40 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$I_\beta = I_z$: L'inertie d'une seule cornière.

A_c : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\beta = 2 \times 176,7 = 353,4 \text{ cm}^4 ; I_y : \text{d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2[176,7 + 19,2(2,82 + 0,5)^2] = 776,66 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{353,4}{38,40}} = 3,03 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{776,66}{38,40}} = 4,49 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{150}{3,03} = 49,50$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{4,49} = 33,40$$

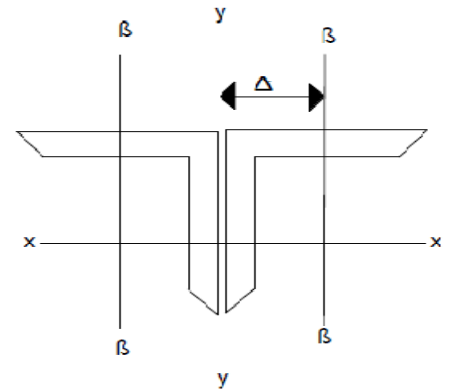
$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \epsilon$$

$$\epsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{49,50}{93,9} \right] = 0,52$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{33,40}{93,9} \right] = 0,35$$



$$\bar{\lambda}_y = 0,52 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,35 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,832$$

$$\chi_z = 0,923$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,832$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{\text{crd}} = 0,832 \cdot 1,38 \cdot 4 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 682,54 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 444,49 \text{KN} < N_{\text{crd}} = 682,54 \text{KN}$$

Vérifiée

10.4.2. Membres inférieures :

$$N^{\text{max}} = -886,84 \text{KN} \text{ (-) pour la compression}$$

$$l_k = 150 \text{cm}$$

$$2L(75 \times 75 \times 8) \Rightarrow A = 22,80 \text{cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 58,87 = 117,74 \text{cm}^4 \quad ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 2[58,87 + 11,4(2,13 + 0,5)^2] = 275,44 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{117,74}{22,80}} = 2,27 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{275,44}{22,80}} = 3,47 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{150}{2,27} = 66,08$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{150}{3,47} = 43,22$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{66,08}{93,9} \right] = 0,70$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{43,22}{93,9} \right] = 0,46$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,70 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,46 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,725$$

$$\chi_z = 0,865$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,725$$

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{\text{crd}} = 0,725 \cdot 1 \cdot 22,80 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 353,14 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 886,84 \text{ KN} > N_{\text{crd}} = 353,14 \text{ KN}$$

Non Vérifiée

On augmente la section des cornières à **2L (120×120×12)**

$$2L(120 \times 120 \times 12) \Rightarrow A = 55 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 367,7 = 735,4 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[367,7 + 27,5(3,40 + 0,5)^2 \right] = 1571,95 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{735,4}{55}} = 3,65 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{1571,95}{55}} = 5,34 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 41,09$$

$$\lambda_z = 28,09$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{41,09}{93,9} \right] = 0,43 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{28,09}{93,9} \right] = 0,30 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,881$$

$$\chi_z = 0,949$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,881$$

$$N_{\text{crd}} = 0,881 \cdot 1.55 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 1035,17 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 886,84 \text{KN} < N_{\text{crd}} = 1035,17 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

10.4.3. Montants :

$$N^{\text{max}} = -166 \text{KN}$$

$$l_k = 289 \text{cm}$$

$$2L(30 \times 30 \times 4) \Rightarrow A = 4,54 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 1,8 = 3,6 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[1,8 + 2,27(0,88 + 0,5)^2] = 12,24 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{3,6}{4,54}} = 0,89 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{12,24}{4,54}} = 1,64 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{289}{0,89} = 324,71$$

$$\lambda_z = \frac{289}{1,64} = 176,21$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{324,17}{93,9} \right] = 3,45 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{176,21}{93,9} \right] = 1,87 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,102$$

$$\chi_z = 0,220$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,102$$

$$N_{\text{crd}} = 0,495 \cdot 1.4,54 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 9,89 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 166 \text{KN} > N_{\text{crd}} = 9,89 \text{KN} \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières a **2L (80×80×8)**

$$2L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 24,6 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_{\alpha} = 2 \times 72,25 = 144,5 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[72,25 + 12,3(2,26 + 0,5)^2] = 331,89 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{144,5}{24,6}} = 2,42 \text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{331,89}{24,6}} = 3,67 \text{cm}$$

$$\lambda_y = 119,42$$

$$\lambda_z = 78,74$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{119,42}{93,9} \right] = 1,27 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{78,74}{93,9} \right] = 0,83 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,402$$

$$\chi_z = 0,643$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,402$$

$$N_{\text{crd}} = 0,402 \cdot 24,6 \cdot 1 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 211,26 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 166 \text{KN} < N_{\text{crd}} = 211,26 \text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

10.4.4. Diagonales :

$$N^{\max} = -166\text{KN}$$

$$I_k = 335\text{cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 6) \Rightarrow A = 11,38\text{cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 12,84 = 25,68\text{cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[12,84 + 5,69(1,45 + 0,5)^2 \right] = 68,95\text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{25,68}{11,38}} = 1,50\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{68,95}{11,38}} = 2,46\text{cm}$$

$$\lambda_y = 223,33$$

$$\lambda_z = 136,17$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{223,33}{93,9} \right] = 2,37$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{136,17}{93,9} \right] = 1,45$$

$$\bar{\lambda}_y = 2,37 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,45 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,120$$

$$\chi_z = 0,331$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,120$$

$$N_{\text{crd}} = 0,120 \cdot 1 \cdot 11,38 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 29,17\text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 120,64\text{KN} > N_{\text{crd}} = 29,17\text{KN}$$

On augmente la section des cornières à **2L (80×80×8)**

$$2L(80 \times 80 \times 8) \Rightarrow A = 24,6\text{cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 72,25 = 144,5 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[72,25 + 12,30(2,26 + 0,5)^2 \right] = 331,89 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{144,5}{24,6}} = 2,42 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{331,89}{24,6}} = 3,67 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 138,42$$

$$\lambda_z = 91,28$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{138,42}{93,9} \right] = 1,47 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{91,28}{93,9} \right] = 0,97 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,324$$

$$\chi_z = 0,558$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,324$$

$$N_{\text{crd}} = 0,324 \cdot 24,6 \cdot 1,1 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 170,27 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 166 \text{ KN} < N_{\text{crd}} = 170,27 \text{ KN}$$

Vérifiée

10.5. Conclusion :

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (100×100×10)
Membrures inférieures	2L (120×120×12)
Les diagonales	2L (80×80×8)
Les montants	2L (80×80×8)

Tableau III.2: Les sections de la ferme choisies

10.6 .Vérification avec le poids propre réel :

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT. Les sollicitations maximales dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS	(-)	(+)
Membrures supérieure	-448,05	875,34
Membrures inférieure	-884.18	452.57
Diagonales	-165.51	237.58
Montants	-165.51	237.58

Tableau III.3:Les efforts max dans les éléments de la ferme avec le poids propre réel

10.6.1. Vérification des éléments comprimés au flambement :

On vérifie directement les nouvelles résultats avec les résultats précédentes.

10.6.1.1. Membrures supérieure :

$$N_{sd} = 448,05\text{KN} < N_{crd} = 682,54\text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

10.6.1.2. Membrures inférieures :

$$N_{sd} = 884,18\text{KN} < N_{crd} = 1035,17\text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

10.6.1.3. Diagonales :

$$N_{sd} = 165,51\text{KN} < N_{crd} = 170,27\text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

10.6.1.4. Montants :

$$N_{sd} = 165,51\text{KN} < N_{crd} = 211,26\text{KN} \quad \text{Vérifiée}$$

10.6.2. Conclusion :

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (100×100×10)
Membrures inférieures	2L (120×120×12)
Les diagonales	2L (80×80×8)
Les montants	2L (80×80×8)

Tableau III.4:Les sections de la ferme choisies pour le versant

11. Calcul des potelets :

11.1. Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus charge :

11.1.1. charges permanentes G :(verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich)10kg/m²

Poids propre de la lisse (UAP150).....17,93.kg/ml

Accessoires de pose3kg/m²

$$G = (17,93 \times 5 \times 4,5) + (10+3) \times 4,5 \times 9,25 = 944,55 \text{ daN}$$

11.1.2. Surcharge climatique :

- Le vent :

Le nombre de lisses=5

$$V = -1.084 \text{ KN/m}^2$$

$$V = 1.084 \times 4,5 = -4,878 \text{ KN/m}$$

11.2. Dimensionnement du potelet :

La vérification de la flèche se fait comme suite :

Sous la condition de flèche :

$$V = 4,878 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = 1,5 \times V = 7,317 \text{ KN / ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V.l^4}{E.I} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{10^3 \cdot 487,8 \cdot 10^{-2} \cdot 9,25^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 4787,58 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 270**.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 5789,78 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 419,86 \text{ cm}^4 \\ A = 45,94 \text{ cm}^2 \\ H = 270 \text{ cm} \\ G = 36,1 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

11.3. Vérification de la section a la résistance :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$$

Ou $M_{c.Rd}$ est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

$$M_{c.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{c.Rd} = 484 \times \frac{2350.10^{-2}}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{Q_{Z.sd} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{Y.sd} = \frac{731,7 \cdot (9,25)^2}{8} = 7825,76 \text{ daN.m}$$

$$M_{Y.sd} = 7825,76 \text{ daN.m} \leq M_{ply.Rd} = 10340 \text{ daN.m}$$

Incidence de l'effort normale :

Si $N_{sd} \leq \text{Min}(0,25N_{pl.Rd}, 0,5A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$ pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35 \times G = 1,35 \times 944,55 = 1275,14 \text{ daN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,9 \cdot 2350}{1,1} = 98059,09 \text{ daN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl.Rd} = 24514,77 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 19611,8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1275,14 \text{ daN} < \text{min}(24514,77; 19611,8) = 19611,8 \text{ daN}$$

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

11.4. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

$$\chi_{\min} = (\chi_y; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{925}{11,2} = 82,58$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{82,58}{93,9} \times 1 = 0,87$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EC03)

$$h/b = 270/135 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,753$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{215}{3,02} = 71,19$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{71,19}{93,9} \times 1 = 0,75$$

Axe de flambement $z-z \longrightarrow$ courbe de flambement b ; $\alpha=0,34$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,755$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,753; 0,755) = 0,753$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{215}{3,02}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{215}{3,02}}{\frac{27}{1,02}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 61,94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,65$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,65 > 0,4 \longrightarrow$ Il y a risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,65 - 0,2) + 0,65^2 \right] = 0,758$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = 0,87$$

$$\chi_{LT} = 0,87 < 1$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0,65(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -0,78$$

Avec : $\mu \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,12 \times 1413,34}{0,714 \times 42,24 \times 2350} = 1 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_Z \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot 0,75 \cdot 1,3 - 0,15 = -0,0037 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_Z \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,0037 \cdot 1275,14}{0,755 \cdot 45,9 \cdot 2350} = 1$$

$$N_{Sd} = 1275,14 \text{ daN}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{1,5 V l^2}{8}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{1,5 \times 487,8 \times 9,25^2}{8} = 7825,76 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{45,9 \cdot 2350}{1,1} = 98059,09 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 484 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 10340 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y.Sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1275,14}{0,753 \cdot 98059,09} + \frac{1 \cdot 7825,76}{10340} = 0,77 \leq 1$$

Vérifiée

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y.Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1275,14}{0,755.98059,09} + \frac{1.7825,76}{0,87.10340} = 0,88 \leq 1$$

Vérifiée

Conclusion

L'IPE 270 convient comme potelet.

Chapitre IV:
Calcul des
contreventements

1. Introduction :

Les stabilités et les contreventements, ont pour fonction principale de reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales (les effets du vent, les actions dynamiques du séisme...) sollicitant un ouvrage, ainsi que d'empêcher de grandes déformations sous ces mêmes sollicitations horizontales.

L'importance des stabilités et des contreventements est très grande, elle représente le facteur principal de la sécurité de l'ouvrage.

2. Contreventements de toiture (poutre au vent) :

La poutre au vent sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

➤ Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

2.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

a) Bâtiment A :

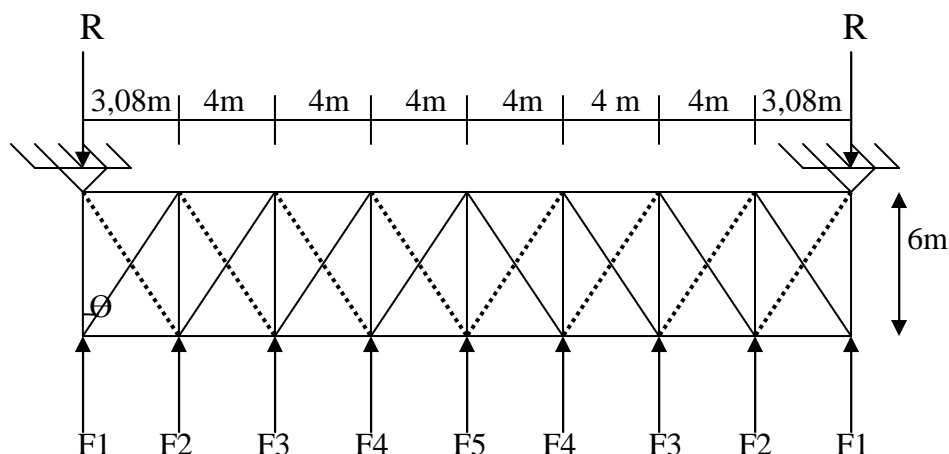


Figure IV.1 : Schéma statique de la poutre au vent

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1 \times b}{2 \times 16} \right) + \frac{F_{fr}}{16}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2 \times b}{2 \times 8} \right) + \frac{F_{fr}}{8}$$

Dans notre projet nous avons : $V=85,84 \text{ daN/m}^2$

$$b= 30,16 \text{ m}$$

$$F_{fr}=10531,51 \text{ daN}$$

$$F_1 = \left(85,84 \times \frac{10}{2} \times \frac{30,16}{16} \right) + \frac{10531,51}{16} = 2580,28 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(85,84 \times \frac{10,41}{2} \times \frac{30,08}{8} \right) + \frac{10531,51}{8} = 5222,44 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(85,84 \times \frac{10,94}{2} \times \frac{30,16}{8} \right) + \frac{10531,51}{8} = 5312,66 \text{ daN}$$

$$F_4 = \left(85,84 \times \frac{11,46}{2} \times \frac{30,16}{8} \right) + \frac{10531,51}{8} = 5396,8 \text{ daN}$$

$$F_5 = \left(85,84 \times \frac{12}{2} \times \frac{30,16}{8} \right) + \frac{10531,51}{8} = 5484,18 \text{ daN}$$

2.1.1. Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémités (le plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \theta + F_1 = R$$

$$\text{Avec : } R = \frac{\sum F_i}{2}$$

$$R = 21254,27 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{3,08}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{3,08}{6} = 27,17^\circ$$

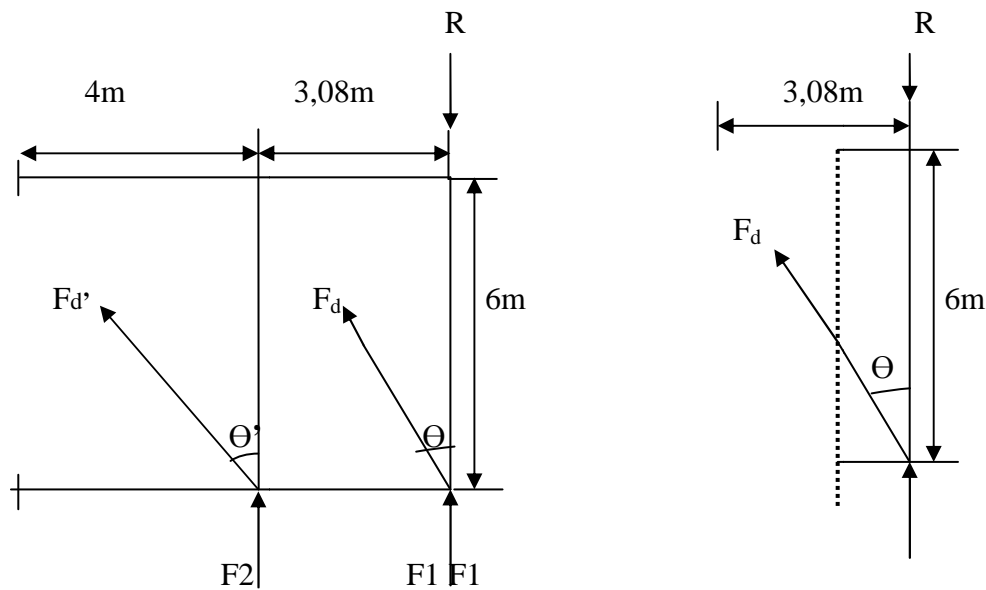


Figure IV.2 : Présentations des forces sur le nœud

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{21254,27 - 2580,28}{\cos 25,17^\circ} = 20633,1 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 30949,65 \text{ daN} = 309,49 \text{ KN}$$

$$\tan \theta' = \frac{4}{6} \Rightarrow \theta' = \arctg \frac{4}{6} = 33,69^\circ$$

$$F_{d'} = \frac{R - F_1 - F_2}{\cos \theta} = \frac{21254,27 - 2580,28 - 5222,44}{\cos 33,69^\circ} = 16166,73 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_{d'} = 24250,1 \text{ daN} = 242,5 \text{ KN}$$

2.1.2. Section de la diagonale :

$$F_d = \max (F_d, F_{d'}) = F_d$$

$$F_d = 20633,1 \text{ daN}$$

Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{305,53.1}{23,5} = 13 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L90×90×9** et trous de 16mm.

$$\text{Section nette : } A_{\text{net}} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (9 \times 0,9) - (1,6 \times 0,9) = 6,66 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (9 - 0,9) \times 0,9 = 7,29 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,73$$

$$A_{\text{net}} = 6,66 + 0,73 \times 7,29 = 11,98 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{\text{Sd}} \leq N_{\text{u,Rd}}$$

$$\text{Ou } N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 \cdot 11,98 \cdot 36}{1,25} = 310,52 \text{ KN}$$

$$N_{\text{Sd}} = 309,49 \text{ KN} < N_{\text{u,Rd}} = 310,52 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc la cornière **L90×90×9** est convient pour les diagonales de la poutre au vent.

2.2. Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

b) Bâtiment B :

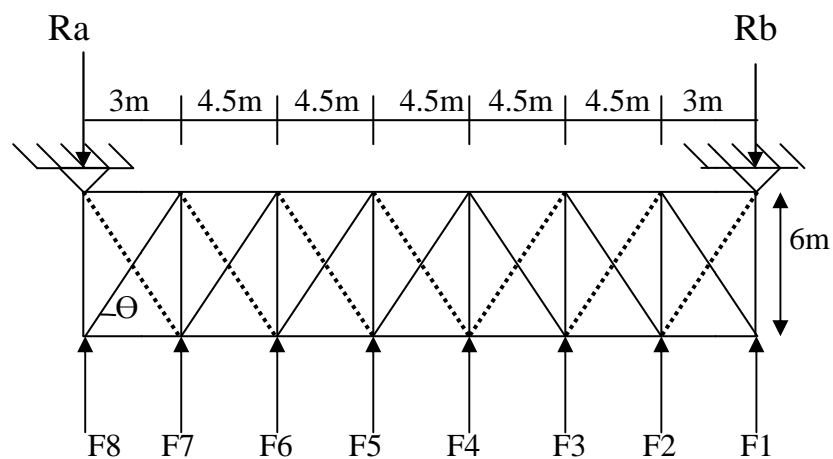


Figure IV.3 : Schéma statique de la poutre au vent

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1 \times b}{2 \times 14} \right) + \frac{F_{fr}}{14}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2 \times b}{2 \times 7} \right) + \frac{F_{fr}}{7}$$

Dans notre projet nous avons : $V=78,40\text{daN/m}^2$

$$b= 30\text{m}$$

$$F_{fr}=19114,65\text{daN}$$

$$F_1 = \left(78,40 \times \frac{10}{2} \times \frac{30}{14} \right) + \frac{19114,65}{14} = 2205,33\text{daN}$$

$$F_2 = \left(78,40 \times \frac{10,24}{2} \times \frac{30}{7} \right) + \frac{19114,65}{7} = 4450,98\text{daN}$$

$$F_3 = \left(78,40 \times \frac{10,60}{2} \times \frac{30}{7} \right) + \frac{19114,65}{7} = 4511,46\text{daN}$$

$$F_4 = \left(78,40 \times \frac{10,96}{2} \times \frac{30}{7} \right) + \frac{19114,65}{7} = 4571,94\text{daN}$$

$$F_5 = \left(78,40 \times \frac{11,32}{2} \times \frac{30}{7} \right) + \frac{19114,65}{7} = 4632,42\text{daN}$$

$$F_6 = \left(78,40 \times \frac{11,68}{2} \times \frac{30}{7} \right) + \frac{19114,65}{7} = 4692,9\text{daN}$$

$$F_7 = \left(78,40 \times \frac{12,04}{2} \times \frac{30}{7} \right) + \frac{19114,65}{7} = 4813,86\text{daN}$$

$$F_8 = \left(78,40 \times \frac{12,28}{2} \times \frac{30}{14} \right) + \frac{19114,65}{14} = 3762,18\text{daN}$$

2.2.1. Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprenant aucun effort.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémités (le plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Par la méthode de RDM :

$$R = 13864,16 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{3}{6} \Rightarrow \theta = \arctg \frac{3}{6} = 26,6^\circ$$

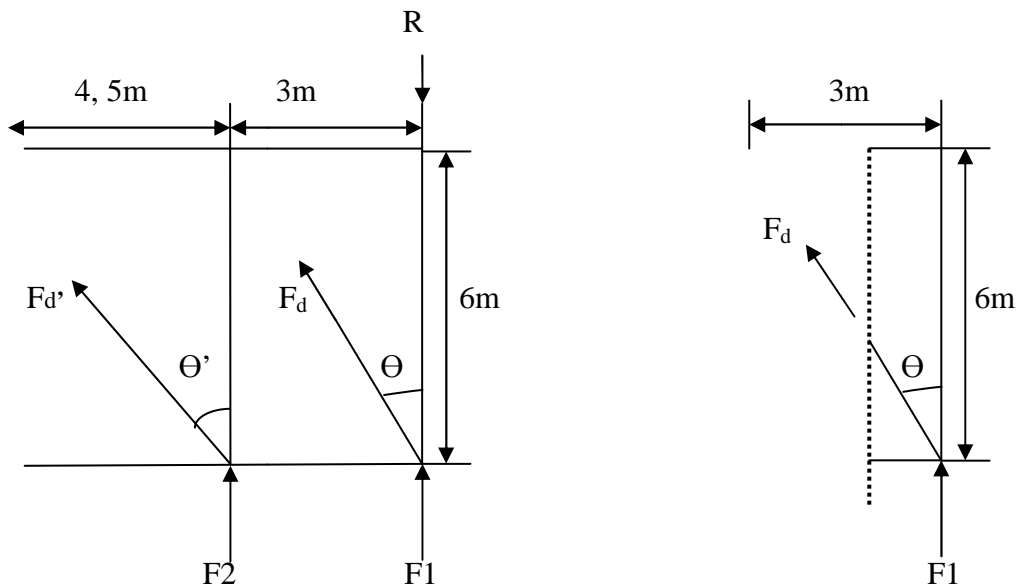


Figure IV.4 : présentations des forces sur le nœud

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{13864,16 - 1929,66}{\cos 26,6^\circ} = 13347,24 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \times F_d = 20020,87 \text{ daN} = 200,20 \text{ KN}$$

$$F_{d'} = \frac{R - F_1 - F_2}{\cos \theta'} = \frac{13864,16 - 1929,66 - 3894,61}{\cos 36,85^\circ} = 10047,24 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \times F_{d'} = 15070,86 \text{ daN} = 150,70 \text{ KN}$$

2.2.2. Section de la diagonale :

$$F_d = \max (F_d, F_{d'}) = F_d$$

$$F_d = 13347,24 \text{ daN}$$

Calcul de la section brute A

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{200,20 \cdot 1}{23,5} = 8,51 \text{ cm}^2$$

On adopte une cornière **L75×75×8** et trous de 16mm.

$$\text{Section nette : } A_{\text{net}} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = (7,5 \times 0,8) - (1,6 \times 0,8) = 4,72 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (7,5 - 0,8) \times 0,8 = 5,36 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,725$$

$$A_{\text{net}} = 4,72 + 0,725 \times 5,36 = 8,60 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

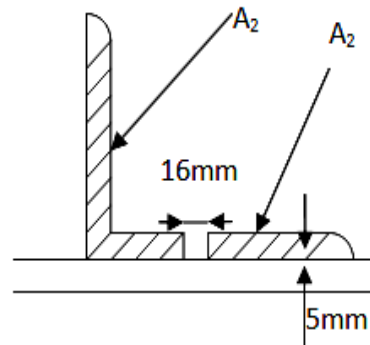
$$N_{Sd} \leq N_{u,Rd}$$

$$\text{Ou : } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 8,60 \cdot 36}{1,25} = 222,91 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 200,20 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 222,91 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc les cornières de **L75×75×8** sont acceptables pour la poutre au vent.



3. Calcule de la poutre sablière:

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement horizontale, donc elle est soumise à un effort horizontal et sont propre poids, d'ou une vérification en flexion composée.

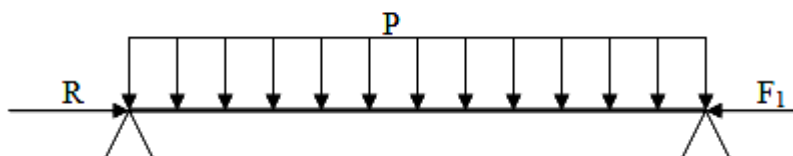


Figure IV.5: Schéma statique de la poutre sablière

La poutre sablière de rive reçoit la réaction de poutre au vent de pignon calculé précédemment et l'effort F_1 .

$$F = F_1 = 2580,28 \text{ daN}$$

$$R = 21254,27 \text{ daN}$$

3.1. Pré dimensionnement :

$$N^{\max} = R - F_1 = 18673,9 \text{ daN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{18673,9}{2350} = 7,94 \text{ cm}^2$$

On adopte un profilé **HEA 140**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_y = 1033 \text{ cm}^4 \\ I_z = 389,3 \text{ cm}^4 \\ A = 31,4 \text{ cm}^2 \\ H = 13,3 \text{ cm} \\ G = 24,7 \text{ Kg/ml} \end{array} \right.$$

3.2. Vérification de la résistance de la poutre sablière :

a) Vérification au flambement :(flambement flexion N+M)

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

$$\chi_{\min} = (\chi_y; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe **y-y** (hors plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{600}{5,73} = 104,71$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{104,71}{93,9} \times 1 = 1,11$$

Courbe de flambement : (voire tableau 5.5.3 EC 3)

Pour les sections tubulaires laminées a chauds la courbe de flambement ce la courbe **a**

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha=0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,589$$

Calcul de coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 1,11(2 \cdot 1,3 - 4) + \frac{173,5 - 165,4}{165,4} = -1,506$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$N_{sd} = 18673,9 \text{ daN}$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,506 \times 18673,9}{0,589 \times 31,4 \times 2350} = 1,64 \quad \text{Avec } k_y \geq 1,5$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{Gl^2}{8}$$

$$M_{Y.Sd} = \frac{24,7 \times 6^2}{8} = 111,15 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{31,4 \cdot 2350}{1,1} = 67081,81 \text{ daN}$$

$$M_{ply.Rd} = 173,5 \times \frac{2350 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 3706,59 \text{ daN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{18673,9}{0,589 \cdot 67081,81} + \frac{1,64 \cdot 111,15}{3706,59} = 0,519 < 1 \quad \text{Vérifiée}$$

Alors on adopte des profilés **HEA 140** pour les sablières.

4 .Calcul de la palée de stabilité en long pans:

4.1. Définition :

Une palée de stabilité est un élément de structure inscrit dans un plan vertical et capable de s'opposer à une force horizontale parallèle à son plan. Elle est destinée à assurer la stabilité des parois ou file d'ossature vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter.

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

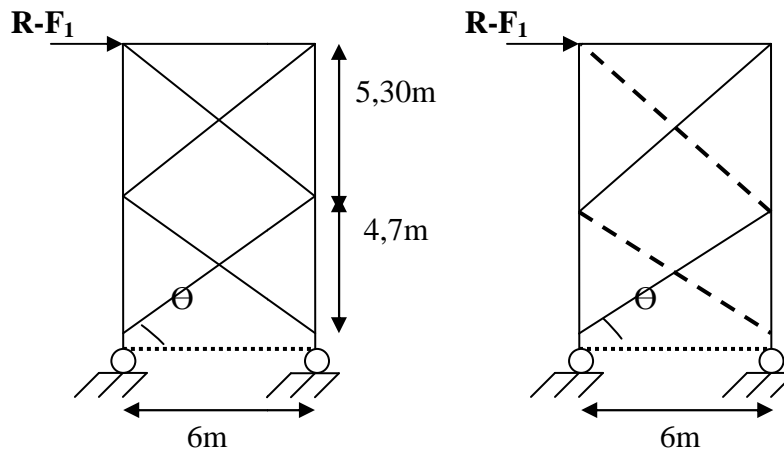
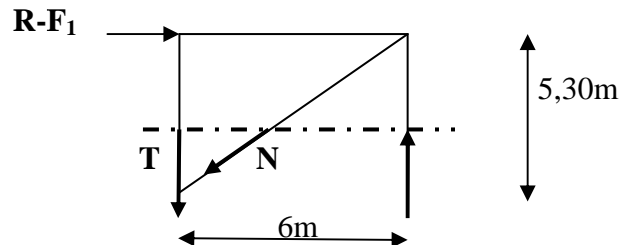


Figure IV.6 : Schéma statique de palée de stabilité en long pan (bâtiment A)

4.2. Calcul de la palée de stabilité de rive en long pans (bâtiment A) :

➤ Par la méthode des coupures :

Effort de traction dans la diagonale tendue :



$$N \cos \theta = R - F_1$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{5,30}{6} = 0,88$$

$$\theta = \operatorname{arctg} 0,88 = 41,45^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \theta}$$

$$N = 24914,14 \text{ daN}$$

4.2.1. Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1,5N = 1,5 \cdot 24914,14 = 37371,21 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{37371,21 \cdot 1}{2350} = 15,9 \text{ cm}^2$$

On adopte double cornière **2 L80×80×8** et trous de 16mm.

4.2.2. Vérification de la section nette au droit des trous de fixation :

La condition à vérifié est : $N_{Sd} \leq N_{u,Rd}$

$$\text{Où : } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Section nette : $A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$

$$A_1 = 2[(8 \times 0,8) - (1,6 \times 0,8)] = 10,24 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2[(8 - 0,8) \times 0,8] = 11,52 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,72$$

$$A_{net} = 10,24 + 0,72 \times 11,52 = 18,53 \text{ cm}^2$$

Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{Sd} \leq N_{u,Rd}$$

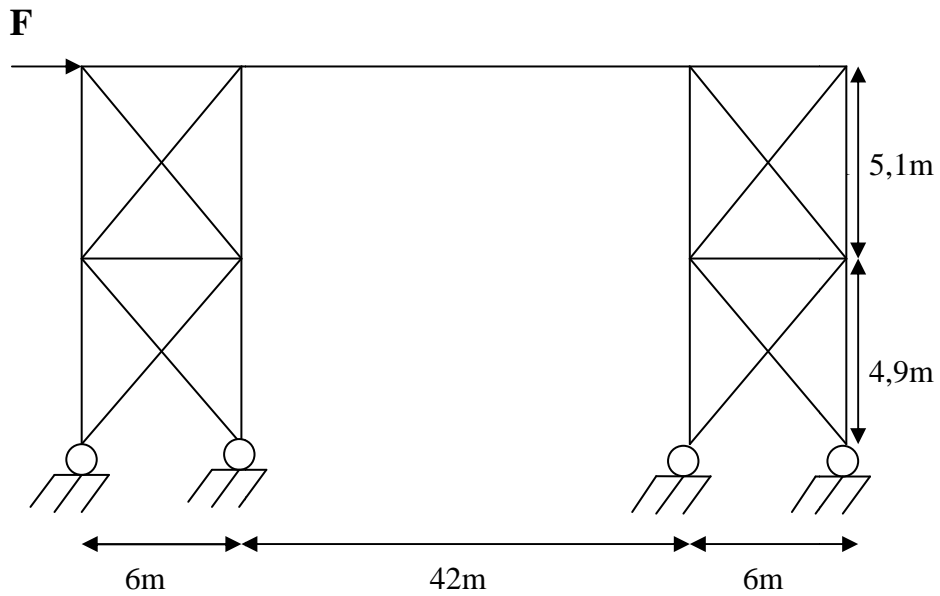
$$\text{Ou } N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 18,53 \cdot 36}{1,25} = 480,29 \text{ KN}$$

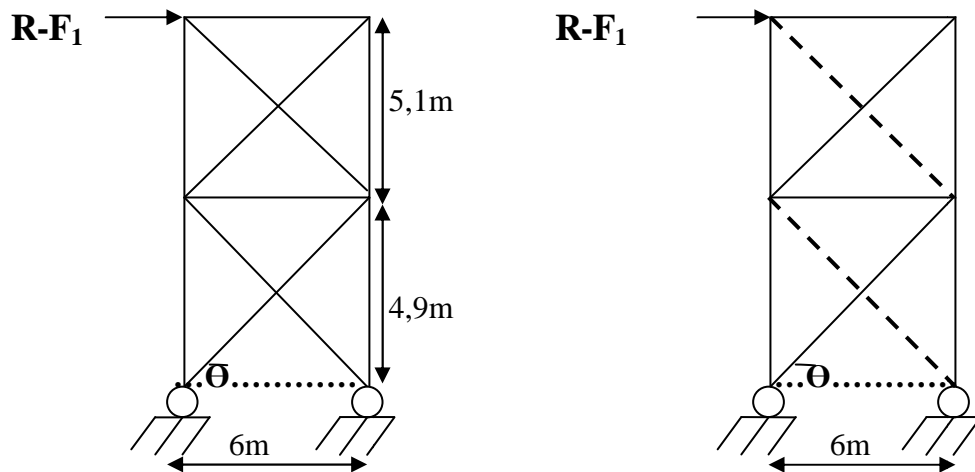
$$N_{Sd} = 373,71 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 480,29 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

4.3. Calcul de la palée de stabilité de rive en long pan (Bâtiment B):

On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent :



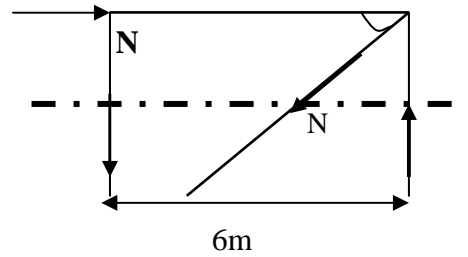
➤ Evaluation des charges :



Par la méthode des coupures l'effort de traction dans la diagonale tendue :

$$N \cos \theta = R - F_1$$

$$\text{tg} \theta = \frac{5,1}{6} = 0,85$$

R-F₁

$$\theta = \arctg 0,85 = 40,36^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \theta}$$

$$N = \frac{13864,16 - 1929,66}{\cos 40,36} = 15662,26 \text{ daN}$$

4.3.1. Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1,5N = 1,5 \times 15662,26 = 23493,40 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{23493,40 \times 1}{2350} = 10,00 \text{ cm}^2$$

On adopte double cornière **2 L60 × 60 × 6** et trous de 16mm.

4.3.2. Vérification de la section nette au droit des trous de fixation :

La condition à vérifier est : $N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$

$$\text{Où : } N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = 2[(6 \times 0,6) - (1,6 \times 0,6)] = 5,28 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2[(6 - 0,6) \times 0,6] = 6,48 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,709$$

$$A_{net} = 5,28 + 0,709 \times 6,48 = 9,02 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 9,09 \times 36}{1,25} = 235,61 \text{KN}$$

$$N_{Sd} = 234,93 \text{KN} < N_{u,Rd} = 235,61 \text{KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc **2L60x60x6** est convient pour les diagonales de palée de stabilité.

Chapitre V:
Etude sismique

1. Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts (ruines de constructions et perte de vies humaines). Il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Pour cela elles doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règles parasismique algériennes (RPA99 V2003).

L'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

2. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

3. Analyse de la structure :

3.1. Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.

- Les chargements dynamiques :
 - Les effets sismiques.

3.2. Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.2.1. La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la Zone **IIa** et un Groupe d'usage **1B** ($H=12,25m$ et $14,28 m < 17m$)

$A = 0.20$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2 / 3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0 / T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T_1, T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Dans notre cas : site (S3) $\longrightarrow T_1 = 0.15s$; T_2 (sec) = $0.5s$.

Donc :

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1.08 > 0.7$

$$\eta = 1.08$$

➤ Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 12,25$ m (pour le bâtiment A).

$h_N = 14,28$ m (pour le bâtiment B).

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

D'où : $C_T = 0,085$

Donc : $T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 12,25^{3/4} = 0,548s$ Bâtiment A

$T = C_T h_N^{3/4} = 0,085 \times 14,28^{3/4} = 0,62s$ Bâtiment B

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0.09h_N / \sqrt{D}$$

A) Bâtiment A :

►La 1^{er} partie (36m) :

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dx = 30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,197\text{s}$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 36 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,18\text{s}$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0,548\text{s}; 0,197\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,197\text{s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0,51\text{s}; 0,18) \Rightarrow T_y = 0,18\text{s}$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,5\text{s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

- **Sens transversal :**

Portique autostables ordinaires **R=4**

- **Sens longitudinal :**

Ossature contreventée par palée triangulées en X **R=4**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la constriction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité "q"	P _q
1. conditions minimales sur les files porteuses	0
2. Redondance en plan	0,05
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0,1

Tableau V.1: Pénalité de vérification

$$Q = 1 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0 = 1,1$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas β = 0,5

$$W_G = 1351,71 \text{ KN}$$

$$W_Q = 646,74 \text{ KN}$$

$$W = 1998,45 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,2 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 1998,45 = 296,76 \text{ KN}$$

$$V = 296,76 \text{ KN}$$

➤ la 2^{ème} partie 48m :

- Sens transversal :

$$dx = 30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,197\text{s}$$

- Sens longitudinal :

$$dy = 48 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,155\text{s}$$

$$T_x = \min (T; T_x) = \min (0,548\text{s}; 0,197\text{s}) \Rightarrow T_x = 0,197\text{s}$$

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0,548\text{s}; 0,155) \Rightarrow T_y = 0,155\text{s}$$

$$W_G = 2262,36\text{KN}$$

$$W_Q = 1078,78\text{KN}$$

$$W = 3341,14\text{KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,2 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 3341,14 = 496,15\text{KN}$$

$$V = 496,15 \text{ KN}$$

b) Bâtiment B :

➤ La 1^{er} partie 54m :

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Sens transversal :

$$dy = 60 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,165\text{s}$$

- Sens longitudinal :

$$dx = 54 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,174\text{s}$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_Y = \min (T; T_y) = \min (0,62\text{s}; 0,165\text{s}) \Rightarrow T_Y = 0,165\text{s}$$

$$T_X = \min (T; T_x) = \min (0,62\text{s}; 0,174) \Rightarrow T_X = 0,174\text{s}$$

T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,5\text{s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q = 1,1 \text{ (calculé déjà)}$$

$$R=4$$

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Dans notre cas $\beta = 0,5$

$$W_G = 2770,01 \text{ KN}$$

$$W_Q = 983,01 \text{ KN}$$

$$W = 2770,01 + 0,5 \times 983,01 = 3261,51 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,20 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 3261,51 = 484,33 \text{ KN}$$

$$V = 484,33 \text{ KN}$$

➤ **La 2^{ème} partie 48 m :**

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dx = 60 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,165 \text{ s}$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 48 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,185 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T; T_x) = \min(0,62 \text{ s}; 0,165 \text{ s}) \Rightarrow T_x = 0,165 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T; T_y) = \min(0,62 \text{ s}; 0,185 \text{ s}) \Rightarrow T_y = 0,185 \text{ s}$$

T_x et T_y sont inférieurs à $T_2 = 0,4 \text{ s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

$$R=4$$

$$Q=1,1$$

$$\beta = 0,5$$

$$W_G = 2491,97\text{KN}$$

$$W_Q = 911,08\text{KN}$$

$$W = 2491,97 + 0,5 \times 911,08 = 2947,51\text{KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,20 \times 2,7 \times 1,1}{4} \times 2947,51 = 437,70\text{KN}$$

$$V = 437,70 \text{ KN}$$

3.2.2. Principe de la méthode spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,10 \quad A = 0,2 \quad \eta = 1.08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,5s$$

b) Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au dessus du sol et T_K la période du mode K.

c) Résultat de calcul :

➤La 1^{er} partie 36m (bâtiment A) :

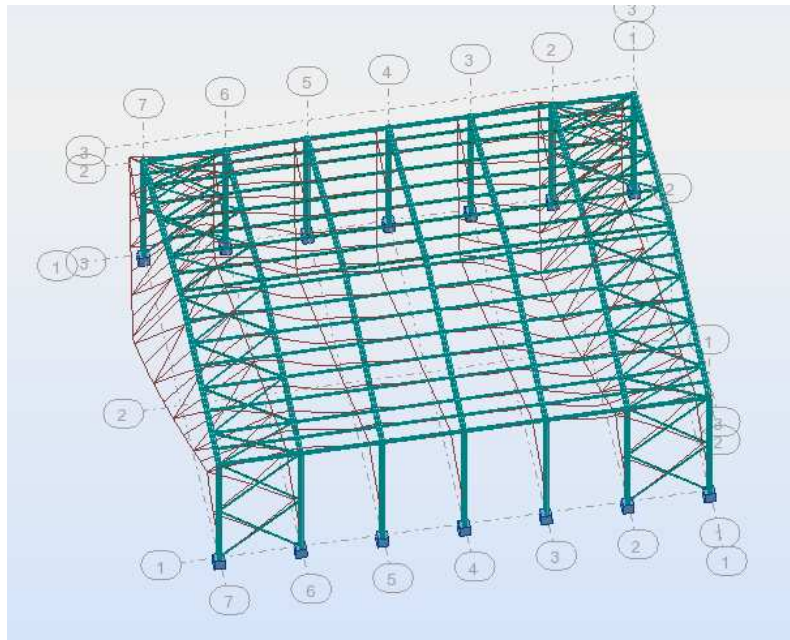
1) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,48	0,00	75,09	0,00	75,09
3/ 2	0,42	90,79	75,09	90,79	0,00
3/ 3	0,41	90,79	75,09	0,00	0,00
3/ 4	0,38	93,08	75,09	2,29	0,00
3/ 5	0,34	93,08	75,09	0,00	0,00
3/ 6	0,24	93,08	75,09	0,00	0,00
3/ 7	0,19	93,08	96,45	0,00	21,36
3/ 8	0,10	93,08	96,45	0,00	0,00
3/ 9	0,09	93,08	96,45	0,00	0,00
3/ 10	0,09	93,08	96,45	0,00	0,00

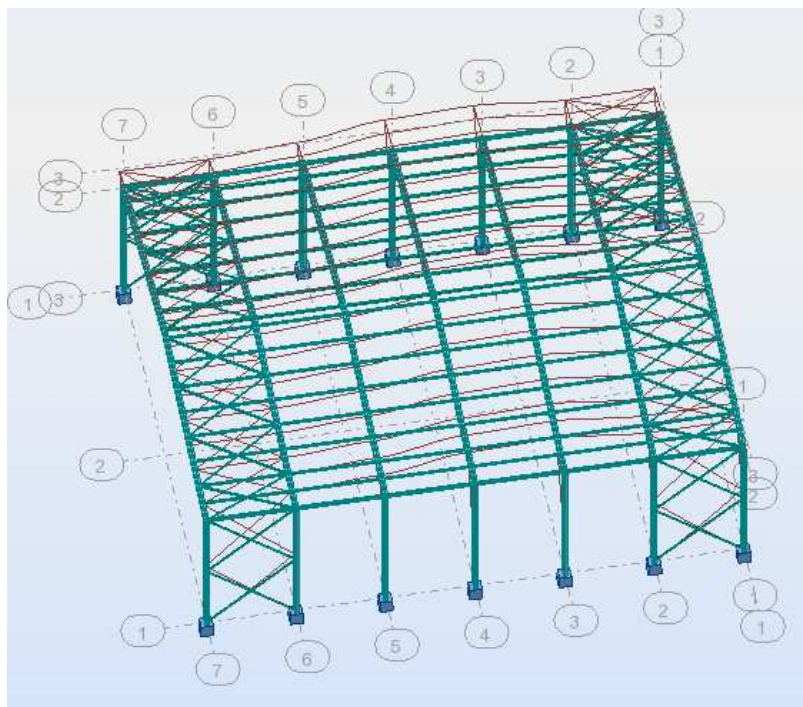
Tableau V.2: pourcentage de participation de masse du bâtiment A (1^{er} partie)

2) Les réponses modales de la structure :

- **Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,48$ s, taux de participation de la masse 75,09%**

**Figure V.1 : Mode de déformation (1)**

- **Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0,42$ s, taux de participation de la masse 90,79%**

**Figure V.2: Mode de déformation (2)**

- Mode 3 : Rotation, période T = 0,41s

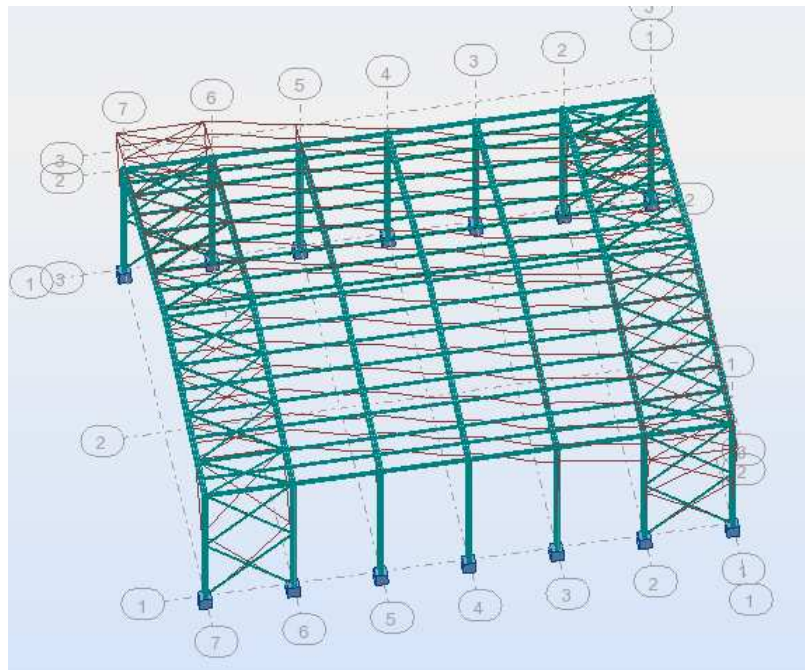


Figure V.3 : Mode de déformation (3)

►La 2^{ème} Partie 48m (Bâtiment A) :

1) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0,59	0,00	76,36	0,00	76,36
3/ 2	0,42	91,32	76,36	91,32	0,00
3/ 3	0,42	91,32	76,36	0,00	0,00
3/ 4	0,40	91,67	76,36	0,35	0,00
3/ 5	0,39	91,67	76,36	0,00	0,00
3/ 6	0,37	93,69	76,36	2,02	0,00
3/ 7	0,35	93,69	76,36	0,00	0,00
3/ 8	0,33	93,73	76,36	0,04	0,00
3/ 9	0,32	93,73	76,36	0,00	0,00
3/ 10	0,29	93,73	76,36	0,00	0,00

Tableau V.3: pourcentage de participation de masse du bâtiment A (partie 2)

2) Les réponses modales de la structure :

• Déformation modale :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,59$ s, taux de participation de la masse 77,33%**

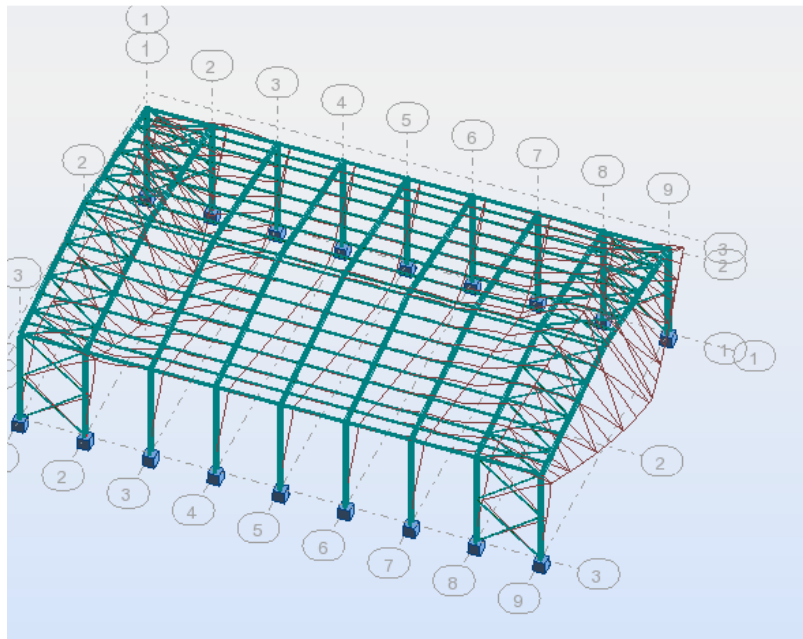


Figure V.4 : Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0,43$ s, taux de participation de la masse 90,6%**

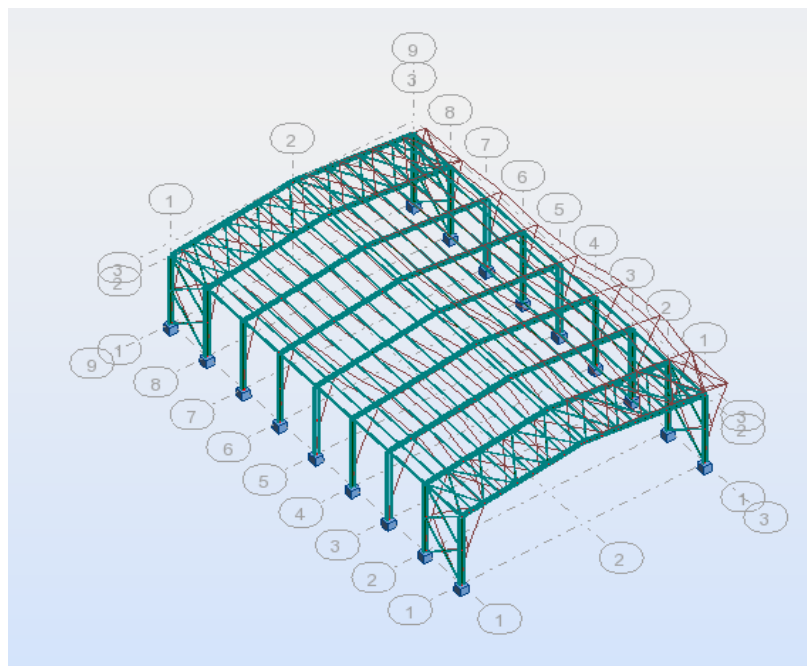


Figure V.5 : Mode de déformation (2)

- Mode 3 : Rotation, période T = 0,42s

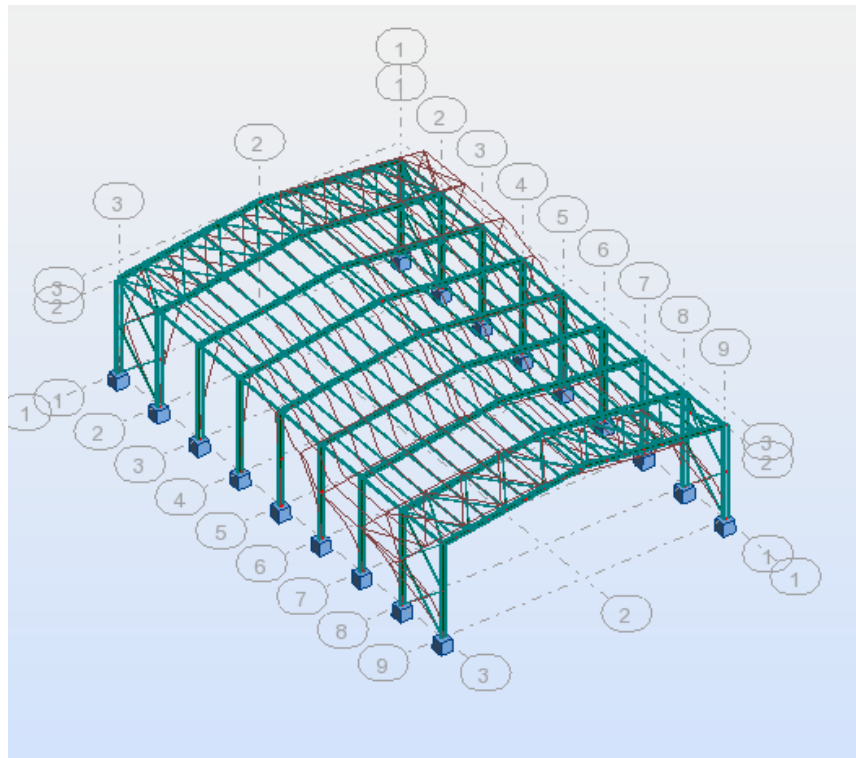


Figure V.6 : Mode de déformation (3)

➤ La 1^{er} partie de longueur 54m (bâtiment B):

1) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,80	0,00	78,32	0,00	78,32	303205,31	303205,31
4/ 2	0,66	77,23	78,32	77,23	0,00	303205,31	303205,31
4/ 3	0,64	77,23	78,32	0,00	0,00	303205,31	303205,31
4/ 4	0,62	92,68	78,32	15,44	0,00	303205,31	303205,31
4/ 5	0,60	92,68	78,32	0,00	0,00	303205,31	303205,31
4/ 6	0,57	94,50	78,32	1,82	0,00	303205,31	303205,31
4/ 7	0,54	94,50	78,32	0,00	0,00	303205,31	303205,31
4/ 8	0,54	94,50	78,44	0,00	0,12	303205,31	303205,31
4/ 9	0,52	94,59	78,44	0,09	0,00	303205,31	303205,31
4/ 10	0,50	94,59	78,44	0,00	0,00	303205,31	303205,31

Tableau V.4: pourcentage de participation de masse du bâtiment B (1^{er} partie)

1) Les réponses modales de la structure :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,80s$, taux de participation de la masse $78,32\%$**

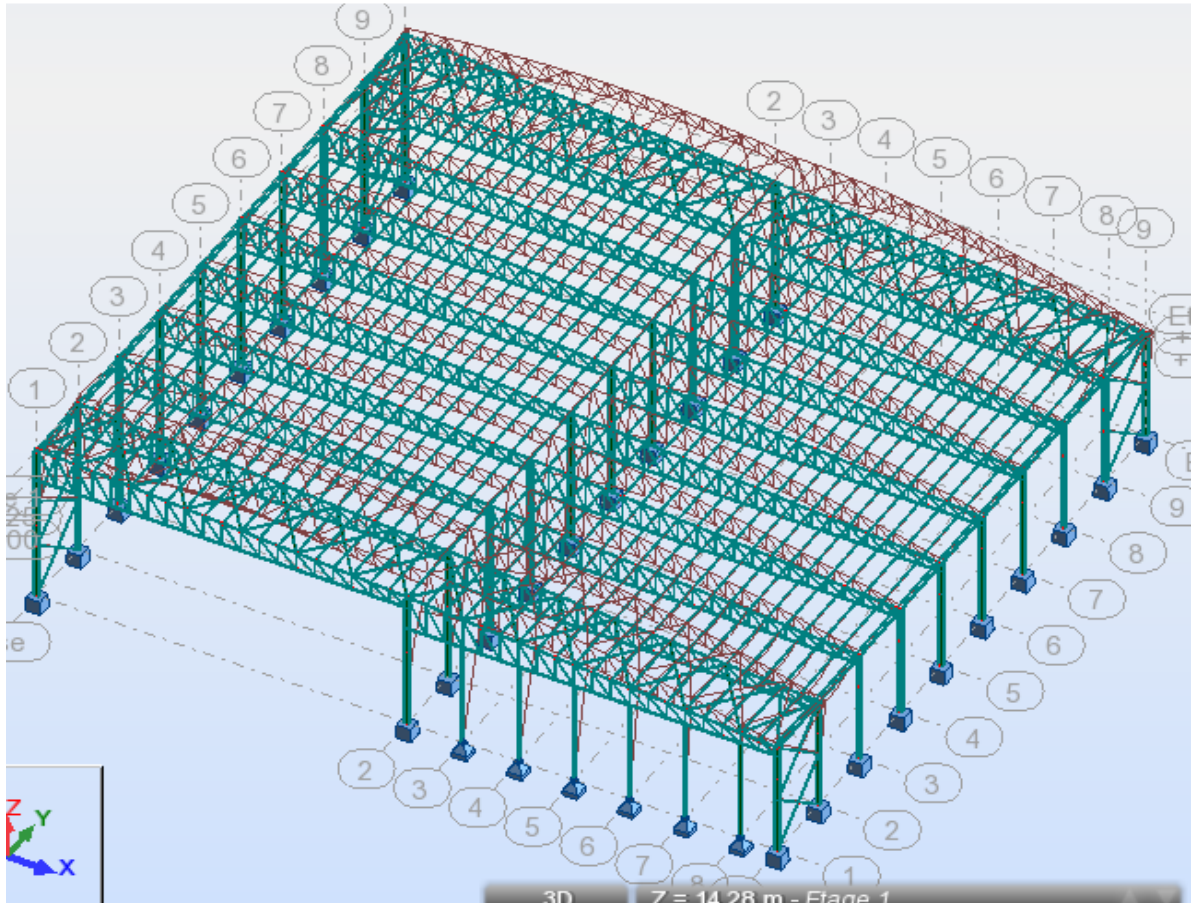


Figure V.7: Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0,66s$, taux de participation de la masse $77,33\%$**

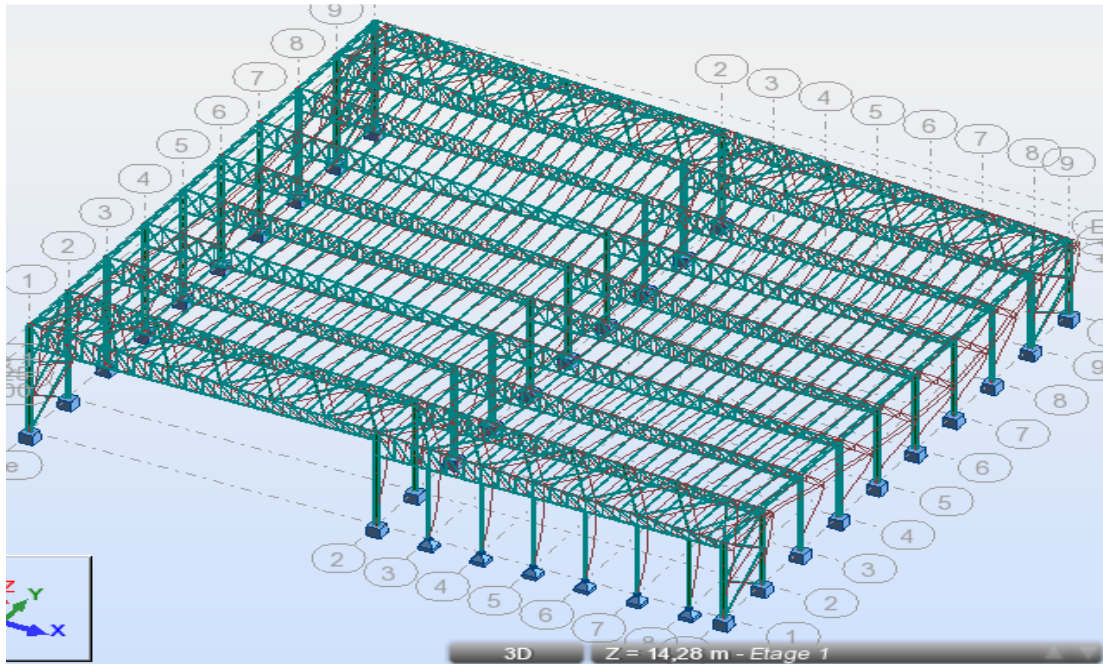


Figure V.8 : Mode de déformation (2)

- **Mode 3 : Rotation, période $T = 0,64s$**

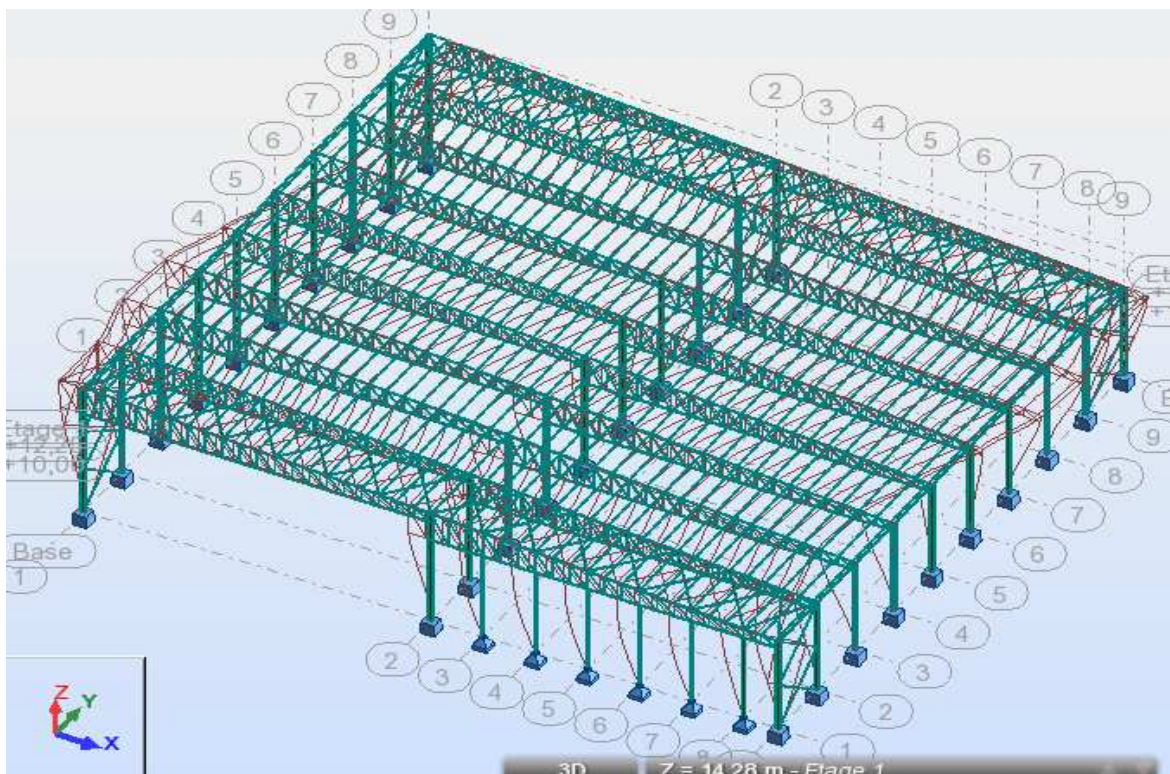


Figure V.9 : Mode de déformation (3).

➤ 2^{ème} partie de longueur 48m (Bâtiment B):

1) Pourcentage de participation de masse :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	0,75	0,01	78,68	0,01	78,68	269351,32	272015,48
4/ 2	0,66	71,97	78,70	71,96	0,02	269351,32	272015,48
4/ 3	0,63	72,46	78,70	0,49	0,00	269351,32	272015,48
4/ 4	0,60	92,55	78,70	20,09	0,00	269351,32	272015,48
4/ 5	0,57	93,03	78,71	0,48	0,01	269351,32	272015,48
4/ 6	0,54	94,52	78,72	1,48	0,01	269351,32	272015,48
4/ 7	0,51	94,53	78,72	0,02	0,00	269351,32	272015,48
4/ 8	0,44	94,61	78,73	0,07	0,01	269351,32	272015,48
4/ 9	0,37	94,61	78,73	0,00	0,00	269351,32	272015,48
4/ 10	0,37	94,61	78,73	0,00	0,00	269351,32	272015,48

Tableau V.5: pourcentage de participation de masse dans le bâtiment B (la 2^{ème} partie)

2) Les réponses modales de la structure :

- Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,75s$, taux de participation de la masse 78,68%

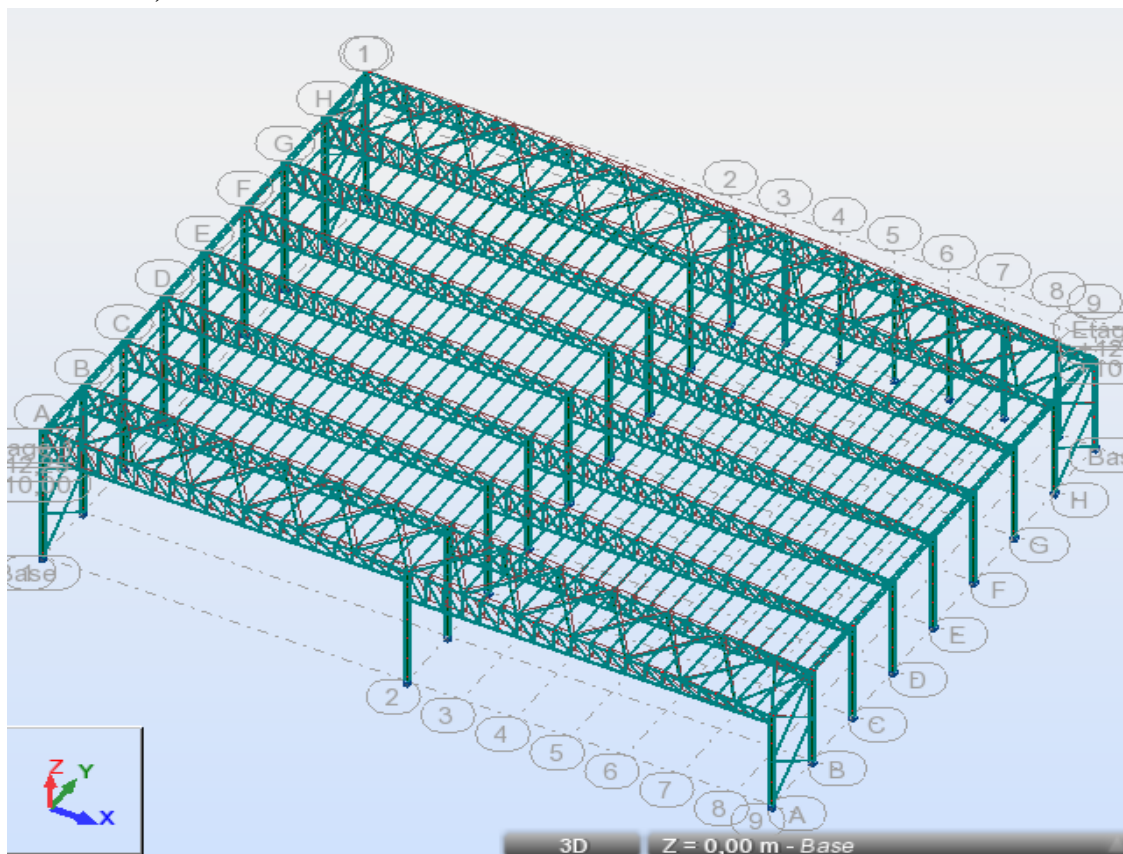


Figure V.10 : Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0,66s$, taux de participation de la masse 71,97%**

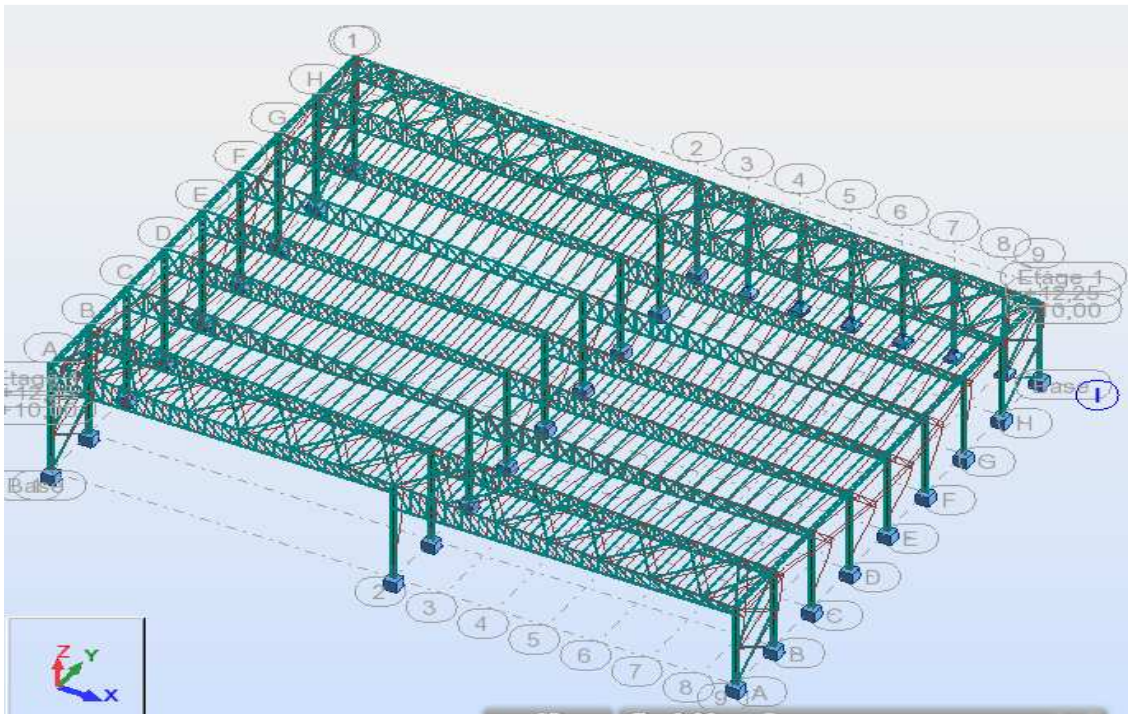


Figure V.11: Mode de déformation (2).

- **Mode 3 : Rotation, période $T = 0,63s$**

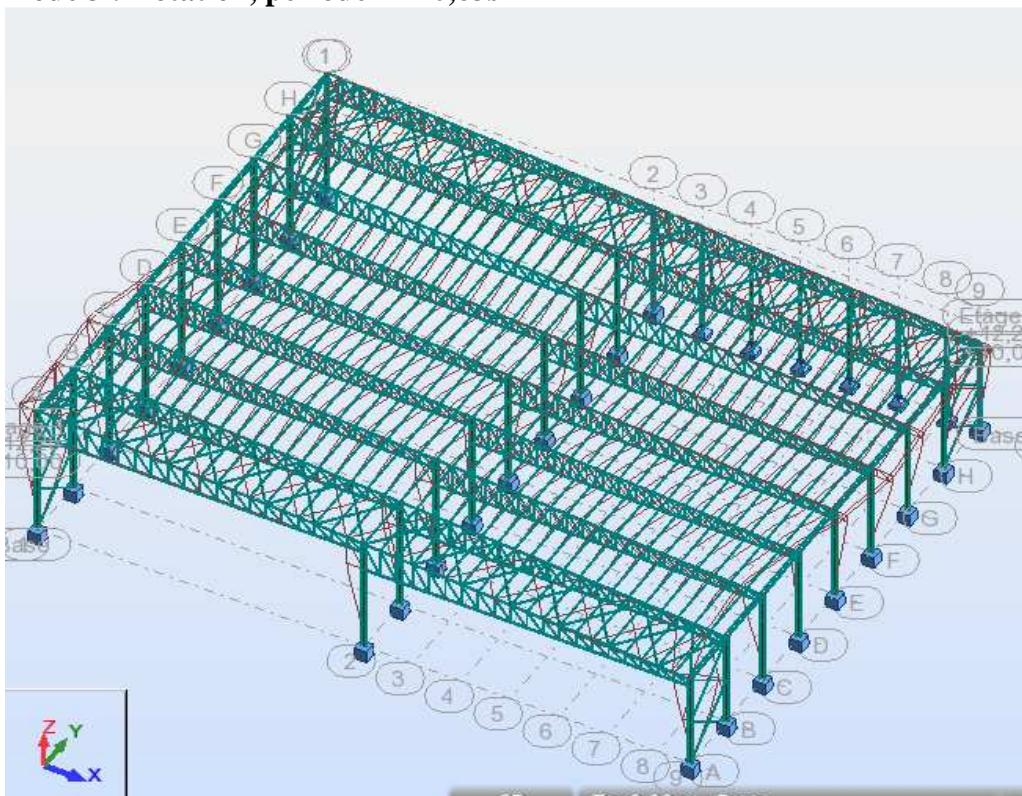


Figure V.12: Mode de déformation (3).

4. Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

4.1. Les combinaisons de calcul :

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

V : Action du vent.

V1D : Vent sur la façade principale (pignon) avec dépression intérieure.

V1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.

V3D : Vent sur le long pan avec dépression intérieure.

V3S : Vent sur le long pan avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + V1D	G + V1D
G + V1S	G + V1S
G + V3D	G + V3D
G + V3S	G + V3S
G + S	G + Q
1,35G + 1,5 Q	G + S
1,35G + 1,5 S	G + 0,9(Q + S)
1,35(G + Q + V1S)	G + 0,9(Q + V1S)
1,35(G + Q + V1D)	G + 0,9(Q + V1D)
1,35(G + Q + V3S)	G + 0,9(Q + V3S)
1,35(G + Q + V3D)	G + 0,9(Q + V3D)
1,35(G + Q + S)	
G + Q + E	
G + Q - E	
G + E	
G - E	
0,8G + E	
0,8G - E	

Tableau V.6 : Combinaisons de calcul.

4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :

a) La 1^{ère} Partie 36m (bâtiment A):

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	496,15	396,92	347,28	Non vérifiée
Sens yy	496,15	396,92	276,4	Non vérifiée

Tableau V.7: Vérification de l'effort tranchant à la base de bâtiment A (1^{er} partie)

b) La 2^{ème} Partie (48 m) :

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	296.76	237.4	193.07	Non vérifiée
Sens yy	296.76	237.4	122.36	Non vérifiée

Tab. V.8: Vérification de l'effort tranchant à la base de bâtiment A (2^{ème} partie)

D'après l'article 4.3.6 de l'RPA, si $V_t < 0,8V$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) en multipliant E_x , E_y par le rapport $0.8V/V_t$ respectivement.

c) la 1^{er} partie 54m (bâtiment B) :

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	484,33	387,46	331,32	Non vérifiée
Sens yy	484,33	387,46	320,15	Non vérifiée

Tableau V.9: Vérification de l'effort tranchant à la base de bâtiment B (1^{er} partie)

b) la 2^{ème} partie (L=48m) :

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	437,70	387,46	273,64	Non vérifiée
Sens yy	437,70	387,46	293,51	Non vérifiée

Tableau V.10: Vérification de l'effort tranchant à la base de bâtiment B (2^{ème} partie)

D'après l'article 4.3.6 de l'RPA, si $V_t < 0,8V$ on doit augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) en multipliant E_x , E_y par le rapport $0.8V/V_t$ respectivement.

4.3. Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(1) I}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

a) Bâtiment A :

►La 1^{ere} Partie (36 m) :

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	0,5	0,5
Suivant Y	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	0,3	0,1
Suivant Z	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	5,4	4,8

Tableau V.11: Déplacement max en situation durable dans la partie 1.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1250}{150} = 8.33\text{cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1250}{125} = 10\text{cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{4800}{200} = 24\text{cm} \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inferieurs aux déplacements admissibles.

➤ La 2^{ème} partie (48m) :

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+V1D)	1,35(G+Q+S)	0,4	0,5
Suivant Y	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	0,3	0,1
Suivant Z	1,35(G+Q+V2D)	1,35(G+Q+S)	5,3	4,2

Tableau V.12: Déplacement max en situation durable dans la partie 2.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{1250}{150} = 8.33\text{cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1250}{125} = 10\text{cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{3600}{200} = 18\text{cm} \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

b) Bâtiment B :

La 1^{er} partie (L=54m) :

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+V1S)	1,35(G+Q+S)	0,6	1,5
Suivant Y	1,35(G+Q+V1S)	1,35(G+Q+S)	2,2	1,2
Suivant Z	1,35(G+Q+V1S)	1,35(G+Q+S)	2,8	6,5

Tableau V.13: Déplacement max en situation durable dans la 1^{ère} partie.

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{1428}{150} = 9,52\text{cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1428}{125} = 11,42\text{cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{5400}{200} = 27\text{cm} \end{cases}$$

Les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

b) La 2^{ème} partie (L=48m) :

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1,35(G+Q+V1D)	1,35(G+Q+S)	0,6	1,6
Suivant Y	1,35(G+Q+V1D)	1,35(G+Q+S)	1,7	1
Suivant Z	1,35(G+Q+V1D)	1,35(G+Q+S)	2	4,8

Tableau V.14: Déplacement max en situation durable dans la 2eme partie

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{1428}{150} = 9,52\text{cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{1428}{125} = 11,42\text{cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{4800}{200} = 24\text{cm} \end{cases}$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (**art 4.4.3**) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (**art 5.10**).

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=4

a) Bâtiment A :**➤Partie 1 : (L=36m) :**

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,1	0,9	0,8	6,5

Tableau V.15 : Déplacement relatif des niveaux dans la partie 1.

$$\frac{h}{100} = \frac{1250}{100} = 12.5\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12,5 cm, donc ils sont vérifiés.

➤Partie 2 : (L=48m) :

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,3	1,8	1,2	7,2

Tableau V.16: Déplacement relatif des niveaux dans la partie 2.

$$\frac{h}{100} = \frac{1250}{100} = 12.5\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12,5 cm, donc ils sont vérifiés.

b) Bâtiment B :**c) ➤Partie 1 : (L=54m) :**

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,3	0,72	1,9	2,9

Tableau V.17: Déplacement relatif des niveaux dans la 1^{ère} partie

$$\frac{h}{100} = \frac{1450}{100} = 14,50\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 14,50cm, donc ils sont vérifiés.

►Partie 2 : (L=48m) :

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	0,3	0,60	1,2	2,4

Tableau V.18: Déplacement relatif des niveaux dans la 2^{ème} partie

$$\frac{h}{100} = \frac{1450}{100} = 14,50\text{cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 14,50cm, donc ils sont vérifiés.

4.4. Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

a) Bâtiment A :

➤Partie 1 : (L=36m)

• Sens X-X :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
12,5	0,8	1998,45	296,76	12,5	0,064	0,0043

Tableau V.19: Effet P- Δ suivant X-X dans la partie 1

$\theta_k = 0,0043 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

• Sens Y-Y :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
12,5	6,5	1998,45	296,76	12,5	0,52	0,035

Tableau V.20: Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie 1

$\theta_k = 0,035 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

➤Partie 2 : (L= 48m)

• Sens X-X :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
12,5	1,2	3341,14	496,15	12,5	0,096	0,0064

Tableau V.21 : Effet P- Δ suivant X-X dans la partie 2

$\theta_k = 0,0064 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

• Sens Y-Y :

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
12,5	7,2	3341,14	496,15	12,5	0,57	0,038

Tableau V.22 : Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie 2

$\theta_k = 0,038 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

b) Bâtiment B :**►Partie 1 (L=54m) :**• **Sens X-X :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
14,28	1,9	3261,51	484,33	14,28	0,133	0,0089

Tableau V.23: Effet P- Δ suivant X-X dans la partie 1

$\theta_k = 0,0089 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

• **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
14,28	2,9	3261,51	484,33	14,28	0,203	0,013

Tableau V.24 : Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie 1

$\theta_k = 0,013 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

►Partie 2 (L=48m) :• **Sens X-X :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
14,28	1,2	2947,51	437,70	14,28	0,084	0,0056

Tableau V.25: Effet P- Δ suivant X-X dans la partie 2

$\theta_k = 0,0056 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

• **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
14,28	2,4	2947,51	437,70	14,28	0,168	0,011

Tableau V.26: Effet P- Δ suivant Y-Y dans la partie 2

$\theta_k = 0,011 < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

5. Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon paragraphe 4.43 de RPA99 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations .

$$d_{\min} = 1.5 + 1.9 + 1.2 = 46 \text{mm} \quad \text{vérifiée selon x}$$

$$d_{\min} = 1.5 + 2.9 + 7.2 = 116 \text{mm} \quad \text{vérifiée selon y}$$

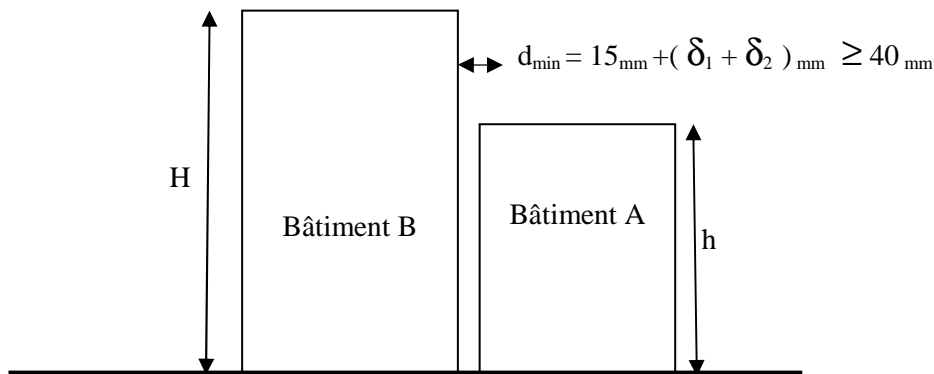


Figure V.13 : largeur minimum du joint sismique

5.1. Conclusion :

Dans le cas où la longueur et la largeur d'une structure $>50\text{m}$, il doit y avoir un joint entre les deux bâtiments qui ont un comportement différent :

- Selon x (entre bâtiment A et B) : $d_{\min} = 46 \text{mm}$.
- Selon y (entre les deux parties de chaque bâtiment) : $d_{\min} = 116 \text{mm}$.

Chapitre VI:
Vérification des
éléments de la
structure

1. Vérification des éléments avec le logiciel ROBOT (bâtiment A) :

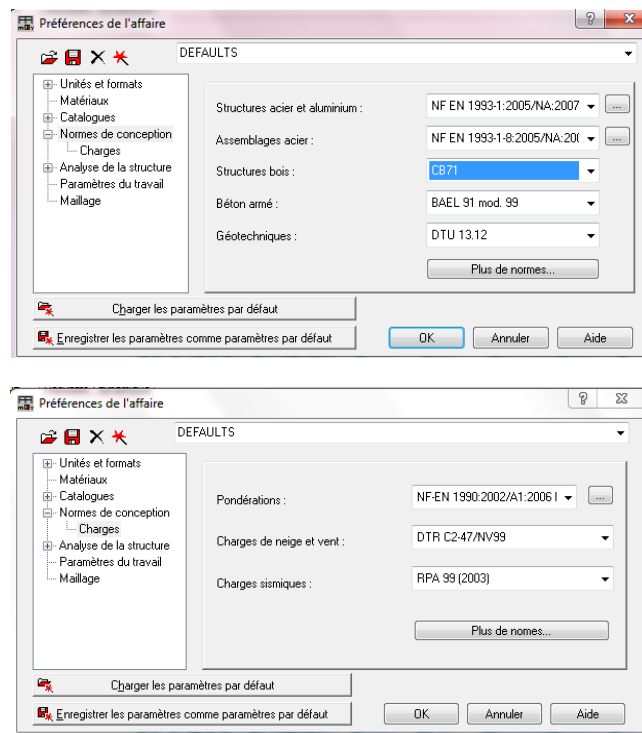
1.1. Introduction :

Autodesk Robot Structural Analysis est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède a la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tiré du logiciel ROBOT.

1.2. Les étapes à suivre :

Avant de commencer la modélisation de la structure, on doit au préalable définir quelques paramètres (préférence de l'affaire) concernant les règlements adopté pour les calculs et les unités.



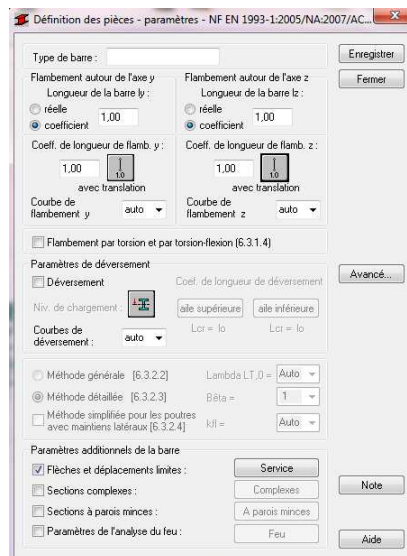
Après avoir modalisé la structure, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges calculées auparavant à laquelle elle est soumise.

Notre structure est soumise aux charges suivantes :

- ✓ Poids propre de la structure.
- ✓ Charges permanentes (panneau sandwich...)
- ✓ Charges d'exploitation.
- ✓ Charges climatiques (vent, neige).
- ✓ Charge sismique.

Une fois terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, accidentelles) avec lesquelles le logiciel effectue le dimensionnement et les vérifications.

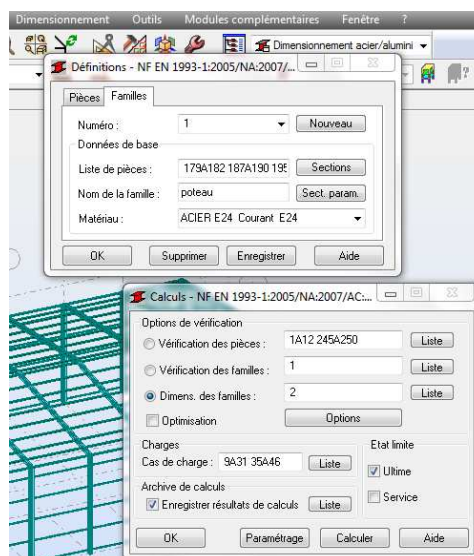
Ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement (dimensionnement barres acier-options) pour le calcul à l'ELU, ainsi que les déplacements et les flèches limites pour le calcul à l'ELS, selon le type de chaque élément.



Après avoir effectué toutes les étapes, on pourra passer à l'étape de pré dimensionnement des éléments de la structure, en procédant comme suite :







On doit créer pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille et ça en sélectionnant la liste de tous les éléments de même type et la liste des profilés avec lesquels on veut que le logiciel dimensionne notre élément avec.

On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats proposés par le logiciel, le profilé le mieux adapté à notre cas.



1.3. Dimensionnement et vérification :

1.3.1. Les traverses :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 traverse						
16 traverse_16	 HEA 340	ACIER E24	105.06	202.74	1.04	27 1.35(G+Q+V1S)
	 HEA 360		99.40	203.59	0.94	
	 HEA 400		89.88	206.18	0.80	
16 traverse_16	 IPE 550	ACIER E24	67.72	339.69	1.13	27 1.35(G+Q+V1S)
	 IPE 600		62.28	324.73	0.90	
	 IPE 750137		50.01	278.20	0.83	

Remarque : on a le choix entre un IPE600 et un HEA 360 on opte pour un HEA 360.

- **Note de calcul robot pour les traverses(HEA360) :**

NORME : *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : 1 traverse

PIECE : 16 traverse_16
15.13 m

POINT : 7

COORDONNEE : x = 1.00 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 27 1.35(G+Q+V1S) (1+2+6)*1.35

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 360

h=35.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=116.66 cm ²	Az=48.96 cm ²	Ax=142.76 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=33089.80 cm ⁴	Iz=7886.84 cm ⁴	Ix=147.00 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wply=2088.63 cm ³	Wplz=802.29 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N,Ed = 786.33 kN	My,Ed = -267.65 kN*m	Mz,Ed = -10.05 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 3354.81 kN	My,pl,Rd = 490.83 kN*m	Mz,pl,Rd = 188.54 kN*m	Vy,T,Rd = 1506.51 kN
Nb,Rd = 3354.81 kN	My,c,Rd = 490.83 kN*m	Mz,c,Rd = 188.54 kN*m	Vz,Ed = -104.84 kN
	MN,y,Rd = 433.05 kN*m	MN,z,Rd = 188.54 kN*m	Vz,T,Rd = 646.15 kN
	Mb,Rd = 412.67 kN*m		Tt,Ed = -1.34 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 1.00	Mcr = 905.72 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.80
Lcr,low=15.13 m	Lam_LT = 0.74	fi,LT = 0.84	XLT,mod = 0.84

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

kyz = 1.00



en z :

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.17} = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$




$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_x/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

1.3.2. Les pannes:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 panne						
50 panne_50	 IPE 140	ACIER E24	104.53	362.83	1.12	15 1.35G+1.5Q
	 IPE 160		91.22	325.39	0.78	
	 IPE 180		80.91	292.38	0.56	

- Note de calcul robot pour les pannes(IPE160) :

NORME : [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : 1 panne

PIECE : 50 panne_50

POINT : 7

COORDONNEE : x = 0.50 L =

3.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 15 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 160

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm ²	Az=9.66 cm ²	Ax=20.09 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm ⁴	Iz=68.31 cm ⁴	Ix=3.53 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=123.87 cm ³	Wplz=26.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = -2.22 kN	M _{y,Ed} = -7.78 kN*m	M _{z,Ed} = -0.02 kN*m	V _{y,Ed} = 0.04 kN
N _{t,Rd} = 472.15 kN	M _{y,pl,Rd} = 29.11 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 6.13 kN*m	V _{y,c,Rd} = 186.30 kN
	M _{y,c,Rd} = 29.11 kN*m	M _{z,c,Rd} = 6.13 kN*m	V _{z,Ed} = -0.16 kN
	M _{N,y,Rd} = 29.11 kN*m	M _{N,z,Rd} = 6.13 kN*m	V _{z,c,Rd} = 131.03 kN
	M _{b,Rd} = 9.92 kN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 1.00	M _{cr} = 10.90 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.34
L _{cr,low} = 6.00 m	L _{am_LT} = 1.63	f _{i,LT} = 1.92	XLT,mod = 0.34

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

1.3.3. Les Poteaux:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteau						
5 Poteau_5	HEA 400	ACIER E24	59.39	136.25	0.87	27 1.35(G+Q+V1S)

- Note de calcul robot pour les poteaux (HEA400) :

NORME : [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1 Poteaux
-9.00 m

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.90 L

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 27 1.35(G+Q+V1S) (1+2+6)*1.35

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=191.00 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm ³	Wplz=872.88 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 171.73 kN	M _{y,Ed} = 753.04 kN*m	M _{z,Ed} = -0.48 kN*m	V _{y,Ed} = -0.58 kN
N _{c,Rd} = 5122.53 kN	M _{y,pl,Rd} = 935.86 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 281.45 kN*m	V _{y,T,Rd} = 2304.03 kN
N _{b,Rd} = 3004.92 kN	M _{y,c,Rd} = 935.86 kN*m	M _{z,c,Rd} = 281.45 kN*m	V _{z,Ed} = -753.04 kN
	M _{y,V,Rd} = 915.68 kN*m	M _{N,z,Rd} = 281.45 kN*m	V _{z,T,Rd} = 1080.79 kN
			T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly = 10.00 m Lam_y = 0.28
 Lcr,y = 5.00 m Xy = 0.98
 Lamy = 26.12 kyy = 0.79



en z :

Lz = 10.00 m Lam_z = 1.02
 Lcr,z = 7.00 m Xz = 0.59
 Lamz = 95.46 kyz = 0.69

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.82 < 1.00$ (6.2.8)
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.65 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.70 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Profil correct !!!

1.3.4. La poutre sablière:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 sablière						
106 poutre sabli	HEA 140	ACIER E24	104.63	170.45	0.97	27 1.35(G+Q+V1S)

- Note de calcul robot pour les poutres sablière (HEA140) :

NORME : [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles

FAMILLE : 1 sablière

PIECE : 106 poutre sabliere_106 **POINT :** 7

COORDONNEE : x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 27 1.35(G+Q+V1S) (1+2+6)*1.35

MATERIAU :

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 140

h=13.3 cm gM0=1.00 gM1=1.00
 b=14.0 cm Ay=26.36 cm2 Az=10.13 cm2 Ax=31.42 cm2
 tw=0.6 cm Iy=1033.13 cm4 Iz=389.32 cm4 Ix=8.16 cm4
 tf=0.9 cm Wply=173.50 cm3 Wplz=84.85 cm3

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N_{Ed} = -121.46 kN My_{Ed} = 5.22 kN*m Mz_{Ed} = -28.05 kN*m Vy_{Ed} = 9.33 kN
 Nt_{Rd} = 1063.41 kN My_{pl,Rd} = 76.35 kN*m Mz_{pl,Rd} = 36.78 kN*m Vy_{T,Rd} = 511.81 kN
 My_{c,Rd} = 76.35 kN*m Mz_{c,Rd} = 36.78 kN*m Vz_{Ed} = 0.90 kN
 MN_{y,Rd} = 76.35 kN*m MN_{z,Rd} = 36.78 kN*m Vz_{T,Rd} = 195.66 kN
 Tt_{Ed} = -0.03 kN*m
 Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

$$L_y = 4.10 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 4.10 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 169.11$$

$$\lambda_{m,y} = 1.80$$

$$X_y = 0.25$$

$$k_{zy} = 1.71$$



en z :

$$L_z = 4.10 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 4.10 \text{ m}$$

$$L_{amz} = 111.66$$

$$\lambda_{m,z} = 1.19$$

$$X_z = 0.48$$

$$k_{zz} = 0.95$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.9.3.(1))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3(\tau_{y,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.26 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\lambda_{m,y} = 169.11 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \lambda_{m,z} = 111.66 < \lambda_{m,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} * N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.77 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

- **Conclusion:**

Donc après les vérifications de tous les éléments de notre structure, on conclut que notre choix est adéquat et donc notre structure est stable.

2. Vérification des éléments par calcul manuel (bâtiment B) :

2.1. Introduction :

Après un pré dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D sous Robot, on se rapproche ainsi du cas réel avec les vraies sollicitations, on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

2.2. Vérification des éléments de la ferme:

Les vérifications à faire sont :

2.2.1. A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1}$$

2.2.2. Au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

2.3. La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

- Membrures supérieures :

- Traction :

$$N_{sd} = 153,37 \text{KN}$$

$$A_s = 38,4 \text{cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{38,4 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 820,36 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 153,37 \text{KN} < N_{rd} = 820,36 \text{KN}$$

Vérifiée

- Flambement :

$$N_{sd} = -545,76 \text{KN}$$

$$2L100 \times 100 \times 10 \Rightarrow A = 38,4 \text{cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 176,7 = 353,4 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[176,7 + 19,2(2,82 + 0,5)^2 \right] = 776,66 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{353,4}{38,4}} = 3,03\text{cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{776,66}{38,4}} = 4,49\text{cm}$$

$$\lambda_y = 49,50$$

$$\lambda_z = 33,40$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{49,50}{93,9} \right] = 0,52 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{33,40}{93,9} \right] = 0,35 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,832$$

$$\chi_z = 0,923$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,832$$

$$N_{\text{crd}} = 0,832 \cdot 1 \cdot 38,4 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 682,54\text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 545,76\text{KN} < N_{\text{crd}} = 682,54\text{KN}$$

Vérifiée

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		Combinaisons	$N_{\text{sd}}(\text{KN})$	$N_{\text{rd}}(\text{KN})$	$N_{\text{sd}}/N_{\text{rd}}$	Observations
Membrures supérieurs	Compression	1,35(G+S+Q)	-545,76	682,54	0,79	Vérifier
	Traction	G + 1,5V1D	153,37	820,36	0,18	Vérifier
Membrane inférieurs	Compression	1,35(G+S+Q)	-323,84	1035,17	0,31	Vérifier
	Traction	G + 1,5V1D	119,13	1175	0,10	Vérifier
Diagonales	Compression	G + 1,5V1D	-80,67	170,27	0,47	Vérifier
	Traction	1,35(G+S+Q)	271,96	525,54	0,51	Vérifier
Montants	Compression	1,35(G+S+Q)	-132,47	211,26	0,62	Vérifier
	Traction	G + 1,5V2D	38,72	525,54	0,073	Vérifier

Tableau VI.1 : Vérification des éléments de la ferme

2.3. Vérification des diagonales des contreventements poutre au vent:

Les efforts maximum obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) sont représentés dans le tableau suivant :

Elément	Combinaisons	N _{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+S)	-90,24
Traction	G + 1,5V2D	26,61

Tableau VI.2 : les efforts dans les diagonales de poutre au vent.

2.3.1. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: **L75x75x8** (A=11,40cm²)

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{11,40 \times 23,5}{1} = 267,9 \text{KN} \\ N_{sd} &= 26,61 \text{KN} < N_{rd} = 267,9 \text{KN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

2.3.2. Vérification au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 90,24 \text{KN}$$

$$l_k = 337 \text{cm}$$

$$L(75 \times 75 \times 8) \Rightarrow A = 11,40 \text{cm}^2$$

$$I_y = 58,87 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{58,87}{11,40}} = 2,27 \text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{337}{2,27} = 148,45$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \text{ avec } \beta_w = 1 \quad \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{148,45}{93,9} \right] = 1,58 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = 0,290$$

$$N_{rd} = 0,290 \times 1 \times 11,40 \times \frac{23,5}{1,1} = 70,62 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 90,24 \text{ KN} > N_{rd} = 70,62 \text{ KN} \quad \text{NON vérifiée.}$$

On augmente la section à **L (100×100 ×10)**

$$N^{\max} = 90,24 \text{ KN}$$

$$l_k = 337 \text{ cm}$$

$$L(100 \times 100 \times 10) \Rightarrow A = 19,20 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 176,70 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{176,70}{19,20}} = 3,03 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_k}{i_y} = \frac{337}{3,03} = 111,22$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1 \quad \lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{111,22}{93,9} \right] = 1,18 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$$\chi_y = 0,443$$

$$N_{rd} = 0,443 \times 1 \times 19,20 \times \frac{23,5}{1,1} = 181,71 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 90,24 \text{ KN} < N_{rd} = 181,71 \text{ KN}$$

Vérifiée

2.4. Vérification de la poutre sablière:

2.4.1. Les sollicitations :

Il s'agit de vérifier la poutre sablière sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Elément	Combinaisons	N_{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+V1D)	-38,32
Traction	G +1,5V1D	8,72

Tableau VI.3 : Sollicitations dans la poutre sablière.

2.4.2. Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min\{0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl}\}$$

$$\left. \begin{aligned} 0,5A_w \cdot f_y &= 0,5 \times 31,4 \times 23,5 = 368,95 \text{KN} \\ 0,25N_{pl} &= 0,25 \times 31,4 \times 23,5 = 184,47 \text{KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 184,47 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 8,72 \text{KN} < N^{\max} = 184,47 \text{KN}$$

Vérifiée

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

2.4.3. Vérification aux instabilités :**- Vérification au flambement :**

$$N^{\max} = -38,32 \text{KN}$$

$$l_k = 600 \text{cm}$$

$$\text{HEA140} \Rightarrow A = 31,4 \text{cm}^2$$

$$I_Y = 1033 \text{cm}^4$$

$$I_Z = 389,3 \text{cm}^4$$

$$i_Y = 5,73 \text{cm}$$

$$i_Z = 3,52 \text{cm}$$

$$\lambda_Y = \frac{600}{5,73} = 104,71$$

$$\lambda_Z = \frac{600}{3,52} = 170,45$$

$$\bar{\lambda}_Y = \left[\frac{104,71}{93,9} \right] = 1,11 > 0,2 \quad ; \quad \bar{\lambda}_Z = 1,81 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{b} &= \frac{133}{140} = 0,95 \\ t_f &= 8,5 \text{mm} \leq 100 \text{mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \text{courbe b} & \text{selon Y-Y} \\ \text{courbe C} & \text{selon Z-Z} \end{cases}$$

$$\chi_y = 0,529$$

$$\chi_z = 0,250$$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,250$$

$$N_{\text{crd}} = 0,250 \times 1 \times 31,5 \times \frac{23,5}{1,1} = 168,23 \text{KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 38,32 \text{KN} < N_{\text{crd}} = 168,23 \text{KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

2.5. Vérification des diagonales de la palée de stabilité : 2(60×60×6)

Elément	Combinaisons	N_{sd} (KN)
Compression	1,35(G+Q+V1D)	-45
Traction	1,35(G+Q+V1D)	37

Tableau VI.4 : les efforts dans les diagonales de la palée de stabilité.

2.5.1. Vérification à la traction :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{rd}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{\text{rd}} &= \frac{13,82 \times 23,5}{1} = 324,77 \text{KN} \\ N_{\text{sd}} &= 37 \text{KN} < N_{\text{rd}} = 324,77 \text{KN} \end{aligned} \right\}$$

Vérifiée

2.5.2. Vérification au flambement :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{rd}} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 45 \text{KN}$$

$$l_k = 388 \text{cm}$$

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{cm}^4$$

$$I_z = 2[22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2] = 105,94 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,81 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{105,94}{13,82}} = 2,76 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{349}{1,81} = 192,81$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{349}{2,76} = 126,44$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{192,81}{93,9} \right] = 2,05 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{126,44}{93,9} \right] = 1,34$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = 2,05 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 1,34 > 0,2 \end{cases}$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_y = 0,188$$

$$\chi_z = 0,335$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,188$$

$$N_{rd} = 0,188 \times 1 \times 13,82 \times \frac{23,5}{1,1} = 55,50 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 45 \text{ KN} < N_{rd} = 55,50 \text{ KN} \quad \text{Vérifié.}$$

2.6. Vérification des poteaux HAE400 :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

combinaison	h (m)	N (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	V _z (kN)
1,35(G+Q+V2D)	14,28	-88,50 +293,07	M _y ⁺ =132,32 M _y ⁻ =-109,53	M _z ⁺ =16,27 M _z ⁻ =-6,74	89,07

Tableau VI.5 : sollicitations sur le poteau HEA400

2.6.1. Vérification à la résistance :

- **Classe de la section :**

Classification de la semelle

$$\text{on a : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150\text{mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89 < 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09 < 72\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

Il faut vérifier que : $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{Sd} = 89,07\text{kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 57,33 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 707,12\text{kN} > V_{Sd}$$

$$V_{Sd} < 0,5V_{Rd} \quad \text{pas de réduction du moment plastique.}$$

- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{Sd} = 109,53\text{kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 2562 \times 10^3}{1,1} \times 10^{-6} = 547,33\text{kN.m} > M_{Sd} \quad \text{Non vérifiée}$$

- **Vérification à l'effort normal :**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{159 \times 23,5}{1,1} = 3396,81 \text{ kN}$$

$$N_{S,d} = 88,50 \text{ kN} < N_{pl,rd} \quad (\text{condition vérifiée})$$

2.6.2. Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{Zsd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{\min}

$$\chi_{\min} = (\chi_y ; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort **y-y** (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\eta_1 = \frac{K_C}{K_C + K_{ferme}}$$

$$\eta_2 = 0$$

$$K_C = \frac{I_y}{L} = \frac{45070}{1428} = 31,56 \text{ cm}^3$$

$$K_{ferme} = \frac{I_{ferme}}{L} = \frac{2526459,62}{3000} = 842,15 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0,036$$

$$l_{cr} = 14,59 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{1459}{16,84} = 86,63$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{86,63}{93,9} \times 1 = 0,92$$

Courbe de flambement : (voire tableau 1)

$$h/b = 390/300 = 1,30 > 1,2$$

Axe de flambement **y-y** → courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$ (tableau 3).

$$\chi_y = 0,721$$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique)

$$\lambda_z = \frac{215}{7,34} = 29,29$$

$$l_z = 2,15m \quad \text{Entraxe des lisses}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{29,29}{93,9} \times 1 = 0,31$$

Axe de flambement **z-z** → courbe de flambement b ; $\alpha = 0,34$ (tableau 3).

$$\chi_z = 0,944$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,721; 0,944) = 0,721$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{\left[(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{h} \right)^2 \left(\frac{i_z}{t_f} \right) \right] \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{215}{7,34}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{215}{7,34}}{\frac{39}{1,9}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 26,87$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0,5} = 0,28$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,28 < 0,4$ \longrightarrow Il n'y a pas de risque de déversement

Calcul de coefficient K_y K_z :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

- **Calcul des coefficients réducteurs :**

Suivant (Y-Y)

$$\psi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = -\frac{109,53}{132,32} = -0,82$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,22$$

$$\mu_y = 0,92(2 \cdot 1,22 - 4) + \frac{2562 - 2311}{2311} = -1,32$$

$$\mu_z = 0,225$$

Avec $\mu_y \leq 0,9$

$$\mu_z \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,32 \times 293,07}{0,721 \times 159 \times 23,5} = 1,14 \quad \text{Avec } k_y \leq 1,5$$

$$k_z = 0,98$$

$$N_{sd} = 293,07 \text{KN}$$

$$M_{Y.Sd} = 132,32 \text{KN.m}$$

$$M_{Z.Sd} = 16,27 \text{KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{159.23,5}{1} = 3736,5 \text{KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 2562 \times \frac{23,5 \cdot 10^{-2}}{1,1} = 547,33 \text{KN.m}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl.Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z \cdot M_{zsd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{293,07}{0,721 \cdot 3736,5} + \frac{1,14 \cdot 132,32}{547,33} + \frac{0,98 \cdot 16,27}{186,48} = 0,47 \leq 1$$

Vérifiée

3. Conclusion :

Toutes les vérifications sont satisfaisante alors notre structure est stable.

▪ Remarque :

On a fait deux cas pour la vérification des éléments de la structure

- ✓ Le 1^{er} cas : vérification avec le logiciel ROBOT (bâtiment A).
- ✓ Le 2^{emme} cas : vérification manuel (bâtiment B).

Chapitre VII:
calcul des assemblages

1. Introduction :

Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires (poutres, poteaux, barres) doivent être reliés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenu par soudure ou par boulons de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.
- Les assemblages semi-rigides.

2. Assemblage poteau - traverse :

-l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

-l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

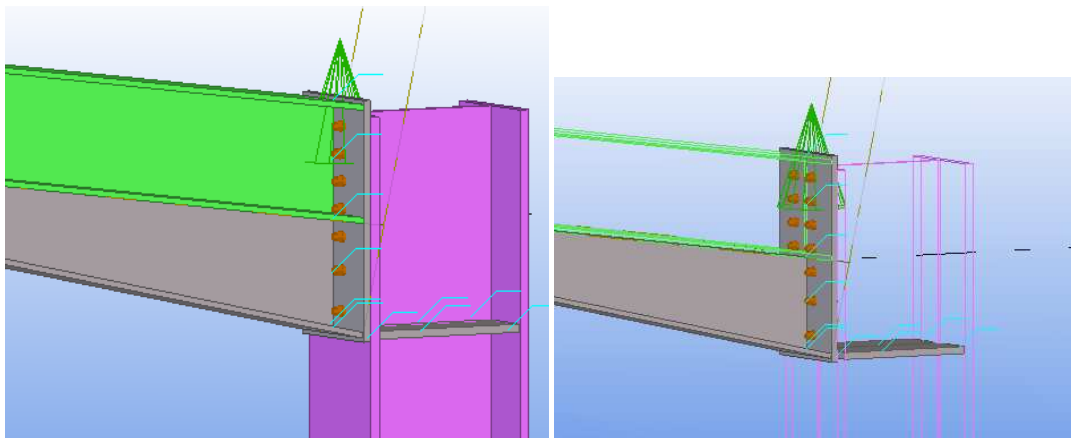


Figure VII.1 : Vue en 3D de l'assemblage poteau-traverse

a) La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons M 20 de diamètre $\varnothing 20$ de classe 10.9

Nombre de boulons = 14

Nombre de files : $n=2$

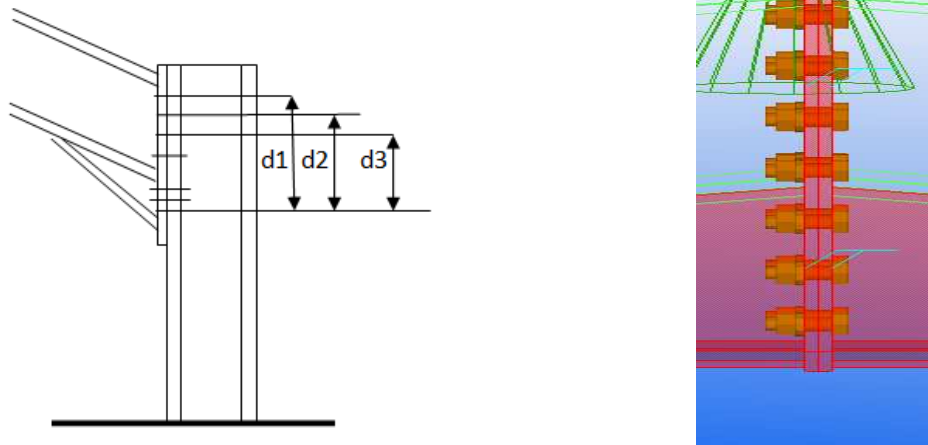


Figure VII.2 : Vue détaillée de la disposition des boulons

Section nominale du boulon $A = 314 \text{ mm}^2$

Section résistante de la partie fileté : $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Poteau HEA400

Traverse: HEA360

$M_{\max} = 236,22 \text{ KN.m}$

$N_{\max} = 157,08 \text{ KN}$

$V_{sd_{\max}} = 56 \text{ KN}$

b) Condition de résistance des boulons :

● **Entre axe des boulons :**

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 22 \text{ mm}$

(tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 180 \text{ mm}$

● **Pince longitudinale :**

$$e_1 \geq 1.5d_0$$

$$e_1 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

● **Pince transversale :**

$$e_2 \geq 1.5d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 60 \text{ mm}$.

c) Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures de boulons.

$$d_1 = 600 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 500 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 400 \text{ mm.}$$

$$N_i = \frac{Msd \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{236,22 \times 0.60}{0.5} = 283,46 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{236,22 \times 0.50}{0.50} = 236,22 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{236,22 \times 0.40}{0.50} = 188,97 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_P$ avec : $F_P = 0,7 \times f_{ub} \times A_S$

$$A_S \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{236,22 \cdot 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 168,72 \text{ mm}^2$$

Soit un boulons de diamètre $d_0 = 22\text{mm}$; de classe 10.9 ; $A_S = 245\text{ mm}^2$

✓ **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_S = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN par boulon}$$

Soit $171,5 \times 2 = 343 \text{ KN}$ par rangée.

$$M_R = \frac{343 \times 0,5}{0,5} = 343 \text{ KN.m}$$

✓ **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\text{Par boulons : } V_1 = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{56}{12} = 4,66 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_S = \frac{K_S \times \mu \times m \times F_p}{\gamma M_b}$$

Avec :

$$\mu = 0,4$$

$$K_S = 1$$

$$\gamma M_S = 1,25$$

$$m = 1$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_S = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN Par boulon.}$$

$$F_p = 343 \text{ KN par rangée.}$$

$$F_S = \frac{1 \times 0,4 \times 1 \times 171,5}{1,25} = 54,88 \text{ KN.}$$

$$V_1 = 4,66 \text{ KN} < F_S = 54,88 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

✓ **Résistance de l'âme du poteau en traction :**

$$F_t = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma M_0}$$

Avec :

$$b_{eff} = t_f + 2t_f + 5(t_f + r)$$

$$b_{eff} = 17,5 + 2 \times 17,5 + (17,5 + 27) = 97 \text{ mm.}$$

$$f_t = 235 \times 10 \times \frac{97}{1,1} = 207,22 \text{ KN.}$$

✓ **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

$$V_R = 0,58 f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma M_0}$$

$$V_R = 0,58 \times 235 \times 350 \times \frac{10}{1,1} = 433,68 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f} = \frac{236,22}{0,332} = 711,5 \text{ KN}$$

$$F_v = 711,5 \text{ KN} > V_R = 433,68 \text{ KN.}$$

⇒ Nécessité de poser une fourrure d'âme (épaisseur 10mm)

$$\text{D'où : } t_w = 10 + 10 = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Et : } V_R = 0,58 \times 235 \times 350 \times \frac{20}{1,1} = 867,36 \text{ KN}$$

$$V_R = 867,36 \text{ KN} > F_v = 711,5 \text{ KN.}$$

Conclusion :

Notre assemblage calculé satisfait les conditions de calcul.

3. Assemblage traverse – traverse :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée, il est sollicité par des efforts de combinaison la plus défavorable.

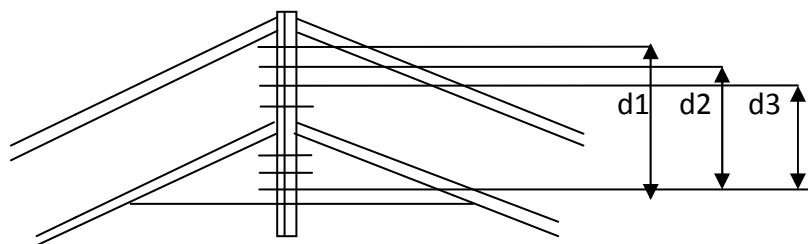
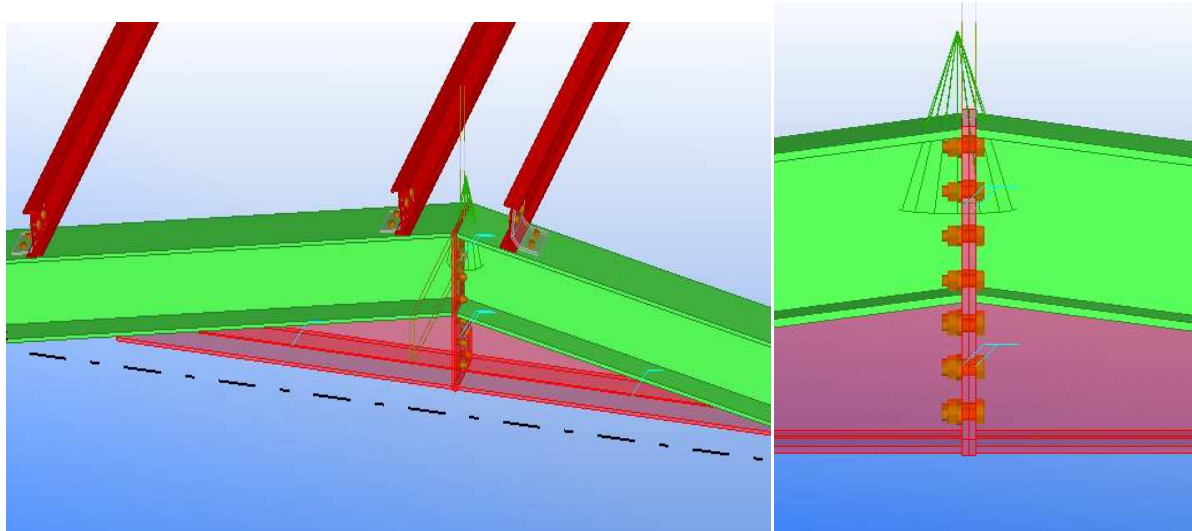


Figure VII.3 : Vue détaillée de l'assemblage traverse- traverse

a) Choix des diamètres des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on a choisit de boulons de diamètre M27 de haute résistance et de classe 10.9.

✓ Effort de calcul :

$$M_{\text{Max}} = 127,68 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{Max}} = 14,45 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{Max}} = 20,16 \text{ KN.}$$

b) Disposition des boulons :

Les pièces ne sont pas soumises aux intempéries et ne sont pas situées dans des conditions favorisant l'oxydation.

•Entre axe des boulons :

$$P_1 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3d_0$$

Avec : $d_0 = 24$ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 100$ mm

$$P_2 \geq 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 100$ mm

•Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1,5d_0$$

$$e_1 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

On prend : $e_1 = 50$ mm.

• Pince transversale :

$$e_2 \geq 1,5d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 45$ mm.

c) Détermination des efforts dans les boulons :

$$d_1 = 500 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 400 \text{ mm.}$$

$$d_3 = 300 \text{ mm.}$$

$$\sum d_i^2 = (500)^2 + (400)^2 + (300)^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_e \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{127,68 \times 0,50}{0,5} = 126,68 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{127,68 \times 0,40}{0,5} = 102,15 \text{ KN.}$$

$$N_3 = \frac{127,68 \times 0,30}{0,5} = 76,6 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec : $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{126,68 \cdot 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 90,48 \text{ mm}^2$$

Soit un boulons de diamètre $d_0 = 14\text{mm}$ et de classe 10.9 ; $A_s = 115 \text{ mm}^2$

✓ **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 115 = 80,5 \text{ KN par boulon.}$$

Soit : 161 KN par rangée.

$$M_R = \frac{161 \times 0,5}{0,50} = 161 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 127,68 \text{ KN.m} < M_R = 161 \text{ KN.m}$$

Vérifiée.

✓ **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\text{Par boulons : } V_1 = \frac{V_{sd_{Max}}}{n} = \frac{20,16}{10} = 2,016 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_S = \frac{K_s \times \mu \times m \times F_p}{\gamma M_b}$$

Avec :

$$\mu = 0,3$$

$$K_S = 1$$

$$\gamma_{M_s} = 1,25$$

$$m = 1$$

$$F_S = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times 80,5}{1,25} = 19,32 \text{ KN.}$$

$$V_1 = 2,016 \text{ KN} < F_S = 19,32 \text{ KN}$$

vérifiée.

Conclusion :

L'assemblage calculé est satisfait.

4. Assemblage des éléments de la ferme:

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	388,04	339,97	150,90	97,65
Section	2L (100×100×10)	2L (120×120×12)	2L(60×60×6)	2L(60×60×6)

Tableau VII.1: Efforts dans les éléments de la ferme

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

4.1 Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VII.2: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

- Pour les membrures supérieures $200\text{KN} < N = 388,04\text{KN} < 450 \text{ KN}$

- Pour les membrures inférieures $200\text{KN} < N = 339,97\text{KN} < 450\text{ KN}$
 - Pour les diagonales $N = 150,90\text{KN} \leq 200\text{ KN}$
 - Pour les montants $N = 97,65\text{ KN} < 200\text{ KN}$
- Donc on choisit $e = 10\text{mm}$.

4.1.1 Pré dimensionnement de la gorge:

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \quad \text{avec :}$$

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 10\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 10\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \Rightarrow a = 5\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures :

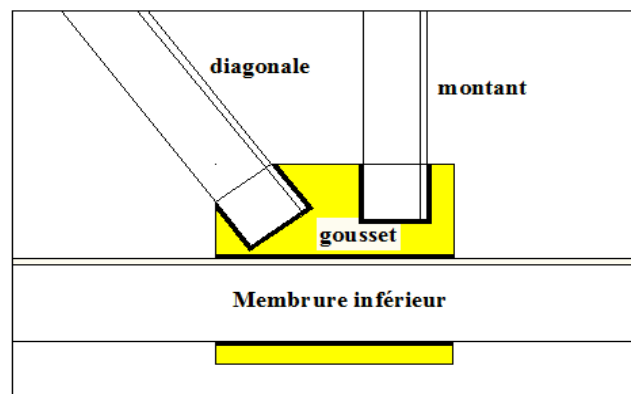


Figure VII.4 : Détails d'assemblage Gousset-éléments de la ferme

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.}$$

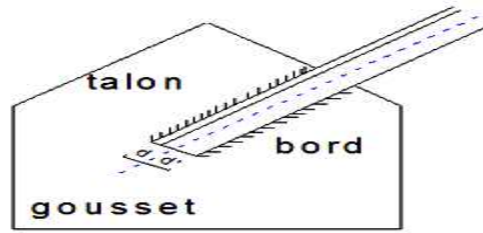


Figure VII.5 : longueurs des soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$N/2$: effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0} = 1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 5$ mm

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d(cm)	L _{talon} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (100*100*10)	2,82	7,18	10	18	5
Membrure inférieure	2L (120*120*12)	3,4	8,6	11	16	5
Diagonale	2L (60*60*6)	4,31	1,69	5	7	5
Montant	2L (60*60*6)	4,31	1,69	3	4	5

Tableau VII.3: dimensions des cordons de soudure

5. Assemblage poteau – ferme : (HEA400- 60*60*60)

5.1 Disposition des boulons :

L'assemblage sera sollicité par un moment M qui résulte des efforts de traction dans les membrures supérieur et inférieur ainsi que dans les diagonal, et aussi d'un effort tranchant V due à l'effort de traction dans le dernier montant.

Pour avoir un bon encastrement on va changer les montants qui sont assemblés aux poteaux constitués de 2L (60*60*6) par 2L (120*120*12); cela nous permettra d'utiliser les boulons M24.

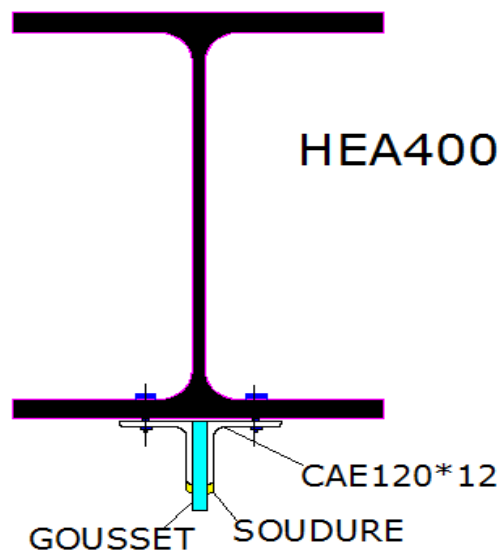


Figure VII.6 : assemblage poteau-cornière

Boulon M24 $\rightarrow d_0 = 26\text{mm}$

Cornière 2L (120×120×12), $t = 12\text{mm}$

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 36\text{mm} \leq e_1 \leq 180\text{mm} \\ 66\text{mm} \leq p_1 \leq 210\text{mm} \end{cases}$$

Soit $e_1 = 5\text{ cm}$ $P_1 = 8\text{ cm}$

On a la hauteur de montant est 50 cm on choisira 8 rangées de boulons.

L'assemblage est sollicité par un moment M_u du à la combinaison (1,35(G+Q+S)) et un effort tranchant V_u .

- L'ELU :

$$\begin{cases} M_U = 127,59 \text{ KN.m} \\ V_U = 110,03 \text{ KN} \end{cases}$$

- L'ELS :

$$\begin{cases} M_U = 94,51 \text{ KN.m} \\ V_U = 81,51 \text{ KN} \end{cases}$$

Les 3 rangées de boulons supérieures travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$$d_1 = 50 - (4 + 1) = 45 \text{ cm}$$

$$d_2 = 45 - 8 = 37 \text{ cm}$$

$$d_3 = 37 - 8 = 29 \text{ cm}$$

$$d_4 = 29 - 8 = 21 \text{ cm}$$

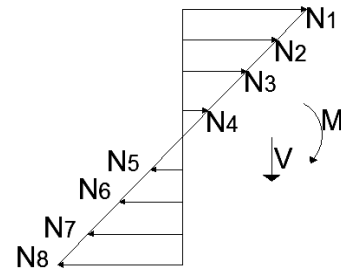


Figure VII.7 : distribution des efforts

- L'ELU :

$$N_1 = \frac{127,59 \times 0,45}{(0,45)^2 + (0,37)^2 + (0,29)^2 + (0,21)^2} = 122,78 \text{ KN}$$

$$N_1 = 122,78 \text{ KN}$$

- L'ELS :

$$N_1 = \frac{94,51 \times 0,45}{(0,45)^2 + (0,37)^2 + (0,29)^2 + (0,21)^2} = 90,95 \text{ KN}$$

$$N_1 = 90,95 \text{ KN}$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$L'ELU : V_{sd} = \frac{110,03}{16 \times 1} = 6,87 KN$$

$$L'ELS : V_{sd} = \frac{81,51}{16 \times 1} = 5,09 KN$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

Art 5.6 EC03

F_p : effort de précontrainte

F_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800$ MPa

$$\gamma_{ms} : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_{ms} = 1,25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1,1 \Rightarrow ELS \end{cases}$$

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

Art 5.5.6.2CCM97

n : nombre de plan de contacte n=1

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0,3$ surface brossée

5.2-Vérification à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est : $L = 400 - (2 \times 40) = 320$ mm

$$15 \times d = 15 \times 24 = 360 \text{ mm}$$

$L = 320 \text{ mm} > 15 \times d = 360 \text{ mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit avec un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{320 - 360}{200 \times 24} \right) = 0,99$$

➤ **L'ELU :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{122,78}{2} = 61,39 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 61,39 \text{ KN.}$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 3,53 \times 80 - 0,8 \times 61,39]}{1,25} = 35,65 \text{ KN}$$

$$V_R = 35,65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6,87 \text{ KN} < 35,65 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **L'ELS :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{90,95}{2} = 45,47 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 45,47 \text{ KN}$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 3,53 \times 80 - 0,8 \times 45,47]}{1,1}$$

$$V_R = 43,99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 5,09 \text{ KN} < 43,99 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

6. Assemblage de couvre joint de la ferme :**6.1-Détail d'assemblage du couvre joint :**

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser la ferme en trois parties.

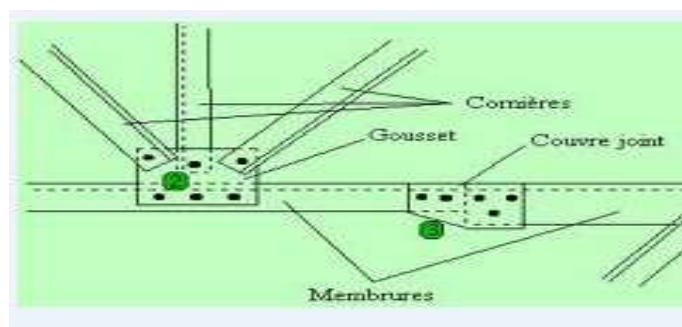
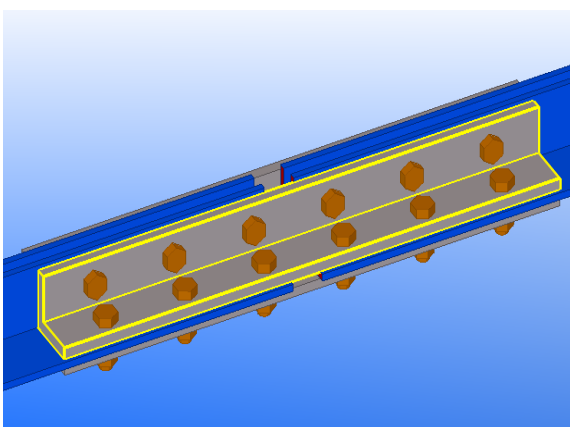


Figure VII.8 : présentation du couvre joint de la ferme

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite à un effort de cisaillement dans les boulons.

On considérera forfaitairement 18 boulons de classe 8.8

6.2- Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :✓ **Calcul de G :**

Poids de la ferme : 29,63kN

Poids des pannes : $20 \times 0,158 \times 6\text{m} = 18,96\text{kN}$

Poids de la couverture : $0,17 \times 30\text{m} \times 6\text{m} = 30,6\text{kN}$

$G = 79,19\text{kN} \Rightarrow PG = 79,19/30 = 2,63\text{kN/m}$

✓ **Calcul de S:**

$S = 0,447\text{kN/m}^2 \times 180\text{m}^2 = 80,46\text{kN} \Rightarrow PS = 180/30 = 2,682\text{kN/m}$

✓ **Calcul de V:**

$V = -1,641\text{kN/m}^2 \Rightarrow PW = -1,641 \times 6\text{m} = -9,846\text{kN/m}$

-1^{er} CAS : G + 1,5 V

$P_u = 2,63 - 1,5 \times 9,846 = -12,14\text{kN/m}$

$$M_{\max} = \frac{12,14 \times 30^2}{24} = 455,25 \text{ KN.m}$$

$M(x=10,00\text{m}) = M(x=20,00\text{m}) = 455,25\text{kN/m}$

-2^{eme} CAS: 1,35 G + 1,5 S

$P_u = 1,35 \times 2,63 + 1,5 \times 2,684 = 7,57\text{kN/m}$

$$M_{\max} = \frac{7,57 \times 30^2}{24} = 283,87 \text{ KN.m}$$

$M(x=10,00\text{m}) = M(x=20,00\text{m}) = 283,87\text{kN/m}$

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5 V. Le couvre joint sera sollicité a un effort de traction qui vaut :

$$N = \frac{M_{\max}}{h} = \frac{415,50}{1,5} = 277 \text{ KN}$$

Alors on calcul avec l'effort le plus défavorable $N_{\max} = 277 \text{ KN}$

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite :

$$F_{V.sd} = \frac{N_{\max}}{n.p} = \frac{277}{18.2} = 7,69 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} = 0,5 A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V.sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 7,69 \times 10^3}{0,5 \times 800} = 24,03 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M 12 avec $A_s=0,84\text{cm}^2$ et $d_0=13\text{mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right\} d'ou \left\{ \begin{array}{l} 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 108\text{mm} \\ 18,6\text{mm} \leq p_1 \leq 126\text{mm} \end{array} \right\}$$

Soit : $e_1 = 50 \text{ mm}$ $P_1 = 80 \text{ mm}$

6.3-Vérifications :

6.3.1- Assemblage trop long :

Longueur du couvre joint : 500 mm

Longueur de l'assemblage : $L = 500 - 2 \times 50 = 400\text{mm}$

$L > 15 d = 180 \text{ mm}$; Donc l'assemblage est trop long.

- Calcul du coefficient réducteur β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{500 - 180}{200 \times 12} \right) = 0,86$$

$$F_{V.rd} = 0,5 \cdot \beta \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{V.rd} = 0,5 \cdot 0,86 \cdot 0,84 \cdot \frac{80}{1,25} = 23,11 \text{ KN} > F_{V.sd} = 7,69 \text{ KN}$$

Vérifiée

6.3.2- Pression diamétrale :

$$B_{P,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,28; 1,80; 1,22; 1)$$

$$F_{P,rd} = 77,76 \text{ KN} > F_{V.sd} = 7,69 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

6.3.3- Rupture de la section nette :

$$N_{u.Rd} = 0,9 A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$A_{net} = 2(A_1 + \xi A_2)$$

$$A_1 = (l - d_0) \times e = (100 - 13) \times 10 = 870 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 1620 - (13 \times 10) - 870 = 620 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \cdot A_1}{3 \cdot A_1 + A_2} = \frac{3 \cdot 870}{3 \cdot 870 + 620} = 0,80$$

$$A_{net} = 2(870 + 0,80 \cdot 620) = 2732 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = 0,9 \cdot 2732 \frac{360}{1,25} = 708,13 \text{ KN} > N = 277 \text{ KN}$$

7. Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

7.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

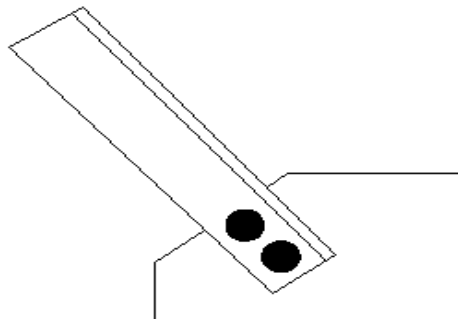


Figure VII.9: assemblage diagonale-gousset

$$N_{ELU} = 90,24 \text{ KN}$$

$$N_{ELS} = 26,84 \text{ KN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance par cisaillement est donnée:

$$F_{SRd} = \frac{K_S \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$\text{Boulon de classe 8.8} \Rightarrow f_u = 800 \text{ MPa}$$

Les diagonales : L (100×100×10)

Boulon M18, $A_s = 1,92\text{cm}^2$

D'où :

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \times 1,92 \times 80 = 107,52\text{KN}$$

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{107,52}{1,25} = 25,80\text{KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_v = \frac{N/2}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_v \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{SRd} \cdot p} = \frac{90,29/2}{25,8 \times 1} = 1,74$$

Soit $n=2$ Boulons pour chaque cornière.

✓ **Vérification à l'ELS:**

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{26,84}{1,1} = 7,32\text{KN}$$

$$F_v = \frac{26,84/2}{2 \times 1} = 6,71\text{KN}$$

$$F_{SRd} = 7,32 > F_v = 6,71\text{KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

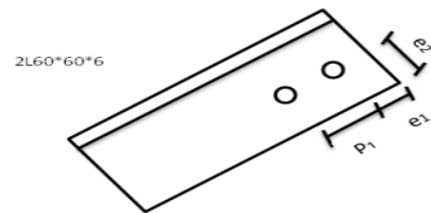


Figure VII.10: disposition des boulons

Donc on admet les boulons 2M18 de classe 8.8

✓ **Disposition des boulons:**

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120\text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120\text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140\text{mm} \end{cases}$$

On opte pour un gousset de 8mm et des boulons M18, $d_0=20\text{mm}$

Soit :

$$\begin{cases} e_1 = 60\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \\ p_1 = 70\text{mm} \end{cases}$$

7.2. Vérifications :

➤ Pression diamétrale :

$$B_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{p,rd} = 107,52 \text{ KN} > F_{V,sd} = \frac{90,29}{4} = 22,57 \text{ KN}$$

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

7.3. Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme :

Forfaitairement, on vérifiera l'assemblage pour 3 boulons ordinaires de classe 8.8

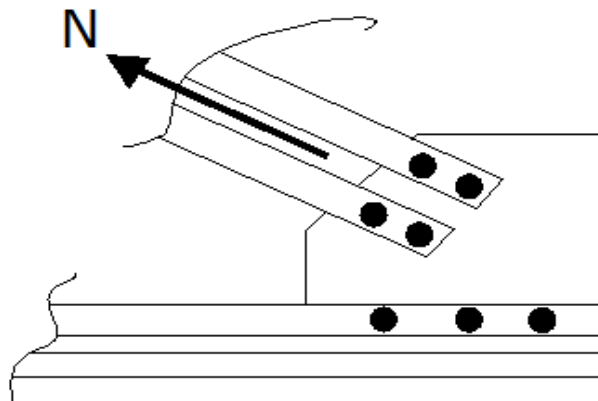


Figure VII.11 : Assemblage gousset – membrure supérieure

a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$N = 90,29 \text{ KN}$$

$$N_v = 90,29 \sin 42,02 = 60,43 \text{ KN}$$

$$N_h = 90,29 \cos 42,02 = 67,07 \text{ KN}$$

n: nombre de boulon

$$N_{IV,H} = \frac{N_{V,H}}{n} \quad N_{IV} = \frac{60,43}{3} = 20,14 \text{ KN} \quad N_{IH} = \frac{67,07}{3} = 22,35 \text{ KN}$$

D'où l'effort de cisaillement $F_{V,sd}$ sur le boulon est:

$$F_{V,sd} = \sqrt{N_{IV}^2 + N_{IH}^2} = \sqrt{20,14^2 + 22,35^2} = 45,09 \text{ KN}$$

b) Vérification à la résistance des boulons :

•Au cisaillement seul :

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 1,150 \times \frac{80}{1,25} = 36,80 \text{ KN} > 26,84 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

8. Assemblage de l'échantignole :

8.1. Assemblage de la panne sur l'échantignole:

On dimensionnera les boulons au cisaillement, chaque boulon reprend une seule panne.
Voir la figure suivante :

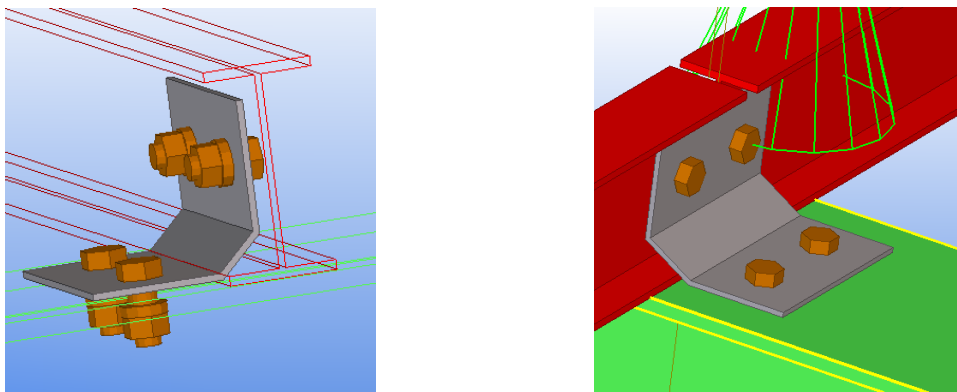


Figure VII.12: vue en 3D de l'assemblage d'échantignole (sur traverse)

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.
Soit un boulon ordinaire M de classe 6.8.

$$F_{ub} = 600 \text{ Mpa.}$$

$R_{Vz \max} = 12,63 \text{ kN}$ et celui due au vent (voire chapitre III calcul de l'échantignolle du bloc A).

$$F_{V,sd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{12,63}{2} = 6,315 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = 0,5 A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \cdot F_{V,sd}}{0,5 \cdot f_{ub}} = \frac{1,25 \times 6,31 \times 10^3}{0,5 \times 600} = 26,29 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M 12 avec $A_s=0,84\text{cm}^2$ et $d_0=13\text{mm}$.

$$F_p = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times 60 / 1,25 = 20,23 \text{ KN} > \frac{12,63}{2} = 6,315 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

8.2 Assemblage de l'échantignolle sur la traverse (bâtiment A) :

Dans ce cas, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, le cas le plus défavorable et celui du vent (tiré du chapitre3) :

$$R_1 = 12,63 \text{ KN}$$

$$R_2 = 0,119 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 \cdot F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 36,41 \text{ KN}$$

$$F_{t.sd} = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 20,23 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0,059}{20,23} + \frac{6,315}{1,4 \times 36,41} \right) = 0,0029 + 0,123 = 0,126 \leq 1 \quad \text{Vérifiée}$$

8.3. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure (bâtiment B) :

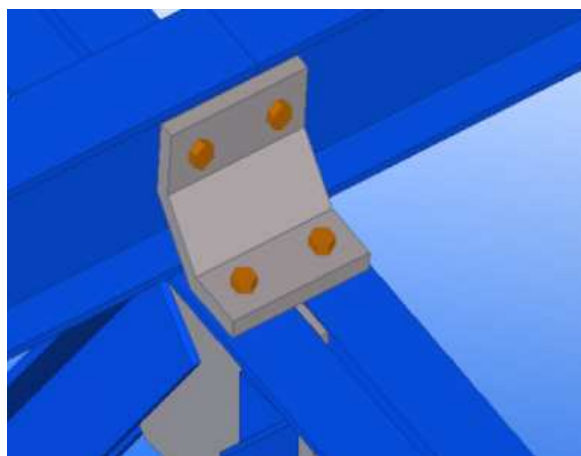


Figure VII.13: vue en 3D de l'assemblage d'échantignolle (sur membrures)

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément à un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$$V_Z = -31,42 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1,22 \text{ KN}$$

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4.F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 36,41 \text{ KN}$$

$$F_{t.sd} = 0,5 \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times 0,843 \times \frac{60}{1,25} = 20,23 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{0,61}{20,23} + \frac{15,71}{1,4 \times 36,41} \right) = 0,338 \leq 1 \quad \text{Vérfiée}$$

9. Assemblage poteau- poutre sablière :

9.1. Assemblage poteau – platine :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorable suivantes :

$$\begin{cases} N = 41,84 \text{ kN} \\ V_{sd} = 26,02 \text{ kN} \end{cases} \quad \text{à l'ELU}$$

9.1.1. Dimensionnement des boulons :

$$N \leq n.F_p$$

n: nombre de boulon par rangée (n=2)

$$F_p = 0,7 A_s F_{ub}$$

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N}{n.0,7F_{ub}} = 37,35 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons ordinaire de type M(12) avec $A_s=84 \text{ mm}^2$

9.1.2. Vérifications nécessaires :

On doit vérifier que :

$$\frac{F_{V.sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots (I)$$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{2} = 20,92kN$$

$$F_{t,Rd} = 0,9A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 48,38kN$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np} = 13,01kN$$

$$F_{V,Rd} = 0,6A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 32,25kN$$

$$\text{Donc : } (I) \Rightarrow \frac{13,01}{32,25} + \frac{20,92}{42,32} = 0,897 < 1 \quad \text{vérifiée}$$

- Vérification du poinçonnement

On doit vérifier que :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} \quad ; \quad \gamma_{Mb} = 1,5$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times 20,5 \times 3,6 \frac{360}{1,25} = 40,04kN > 20,92kN$$

Pas de risque de poinçonnement.

9.2. Assemblage platine – poutre sablière :

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.

On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

On prend l'épaisseur de la platine $e = 10\text{mm}$

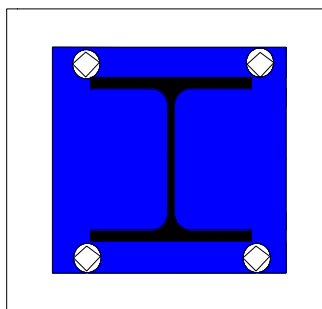


Figure VII.14 : assemblage platine poutre par cordon de soudure

9.2.1. Calcul des gorges de soudure :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre. Elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5t_w$$

On prend $a = 3\text{mm}$

9.2.2. Distribution des efforts sur les différents cordons :

Les cordons reprennent V_{sd}

$$F_{W,Sd} = 26,02kN$$

La longueur du cordon : $L_w = 2\pi.R = 357,96mm$

9.2.3. Vérification :

$$F_{W,Sd} \leq F_{W,Rd}$$

$F_{W,Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{W,Rd} = a.L_w \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3}}$$

$$F_{W,Rd} = 3.357,96 \frac{360}{0,8.1,25\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 297,60kN > F_{W,Sd} = 26,02kN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

10. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités):

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction.

$N_{sd} = 36.96$ KN (effort de traction maximal dans les diagonale obtenu par le logiciel robot)

10.1 Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VII.4: épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

On a :

Pour les diagonales des palées de stabilité :

$$N_{t,Sd} = 36,96kN < 200.$$

Donc on prend : $e = 8mm$

10.2 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8 et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

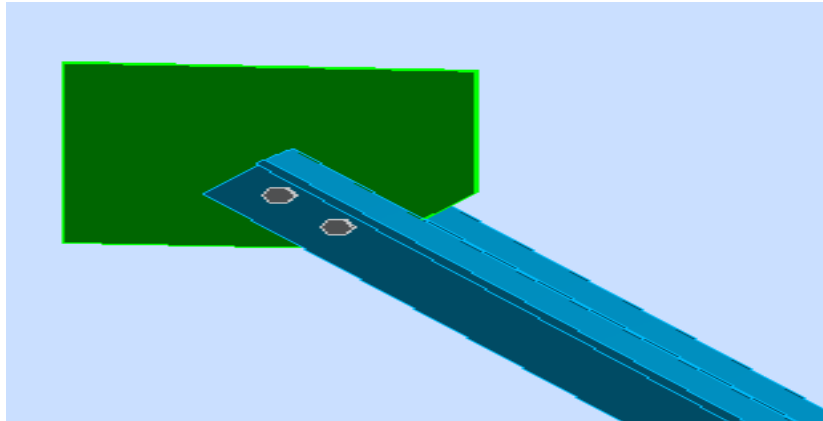


Figure VII.15 : assemblage des diagonales sur gouset.

- **Distribution de l'effort normale sur les boulons**

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n.p} \quad \text{Avec : } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

$$F_{V,sd} = \frac{36,96}{2.2} = 9,24 \text{ kN}$$

- **Dimensionnement des boulons**

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6 A_s f_{ub}}{\gamma_{Ms}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times f_{ub}} \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\Rightarrow A_s \geq 32,08 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(12) avec un diamètre $\phi 13$ des trous:

$$f_{ub} = 600 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

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

$$A_s = 84 \text{ mm}^2$$

- **Disposition géométrique**

Cornière 2L (80*80*8).

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1,5d_0 < e_2 \end{array} \right. \quad d' \text{ ou } \quad \left\{ \begin{array}{l} 15,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \text{ mm} \\ 28,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 112 \text{ mm} \\ 19,5 < e_2 \end{array} \right.$$

$$\text{On prend : } e_1 = 5 \text{ cm}$$

$$P_1 = 10 \text{ cm}$$

10.3 Vérifications :

10.3.1. Assemblage trop long :

$$\text{Longueur de l'assemblage : } L = 180 - 2 \times 80 = 20 \text{ mm}$$

$$L < 15 d = 180 \text{ mm} ; \text{ Donc l'assemblage n'est pas long.}$$

Vérifiée.

10.3.2. Pression diamétrale :

$$F_{p,rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

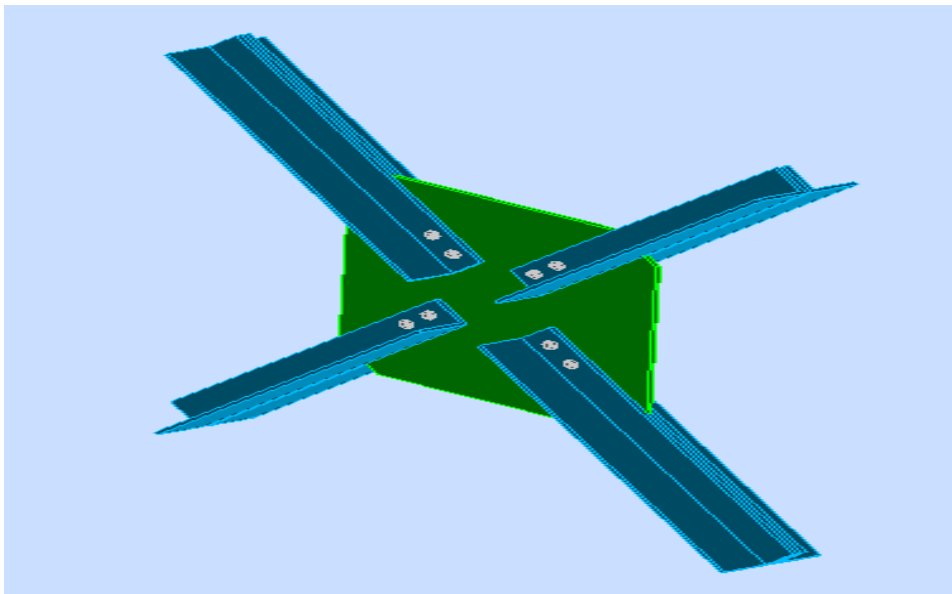
$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = (1,28; 0,064; 1,66; 1)$$

$$F_{PRd} = 2,5 \times 0,064 \times 360 \times \frac{12 \times 8}{1,25} = 44,23 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 44,23 \text{ KN} > F_{V,sd} = 9,24 \text{ KN}$$

Vérifiée.

Il n'y a pas risque de la pression diamétrale

10.4 Assemblage de la palée en croix :**Figure VII.16 :** Assemblage des palées de stabilité

- **Résistance des boulons au cisaillement :**

$$F_{VRd} = 0,5 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 0,5 \times 600 \times \frac{84 \times 2}{1,25} \times 10^{-3} = 40,32 \text{ KN}$$

- **Nombre de boulons :**

$$n \geq \frac{N_{sd}}{F_{VRd}} = \frac{36,96}{40,32} = 0,91 \text{ on prend 2 boulons M12 par rangée.}$$

10.5. Vérification :

- **Vérification à la pression diamétrale :**

$$f_{bRd} = 2,5 \times \alpha \times f_u \times \frac{d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{bRd} = 2,5 \times 0,064 \times 360 \times \frac{12 \times 8}{1,25} = 44,23 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq n \times f_{bRd} \Rightarrow \frac{N_{sd}}{n} \leq f_{bRd}$$

$$N_{sd} = \frac{36,96}{2} = 18,48 \text{ KN} < f_{bRd} = 44,23 \text{ KN}.$$

- **Résistance des boulons au cisaillement :**

$$F_{VRd} = 0,6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times 600 \times \frac{84 \times 2}{1,25} \times 10^{-3} = 48,38 \text{ KN}$$

$$F_{VRd} = 48,38 \text{ KN} > F_{V.sd} = 9,24 \text{ KN}$$

- **Vérification à la traction :**

$$F_{tRd} = 0,9 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times 600 \times \frac{84}{1,25} = 362,88 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 36,96 \text{ KN} < F_{tRd} = 362,88 \text{ KN}.$$

Vérifiée.

11. calcul des pieds de poteaux :

11.1- Introduction :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par de raidisseurs.

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour du poteau, telles que la ligne 1-1 et 2-2 (Figure VII.17).

Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte à faux, et il faut vérifier que la section de la tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

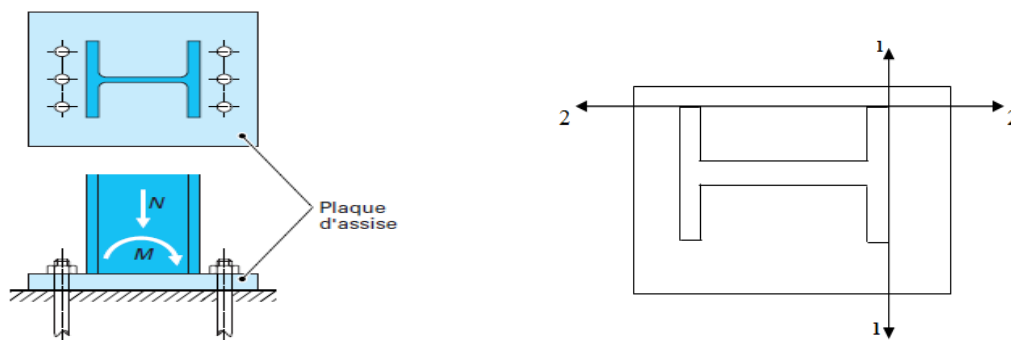


Figure VII.17 : Présentation du pied du poteau

11.2 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux (Pied de poteau encastré HEA400):

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable $N_t = 472,23 \text{ KN}$. (Avec N_t effort de traction obtenu par le logiciel robot)

$$b = h + 2c$$

h : la hauteur de la section HEA400 $\Rightarrow h = 390 \text{ mm}$

c : le débord donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

On prend : $c = 120 \text{ mm}$

D'où : $b = h + 2c = 390 + 2 \times 120 = 730 \text{ mm}$

$$a = b' + 2c = 300 + 2 \times 120 = 630 \text{ mm}$$

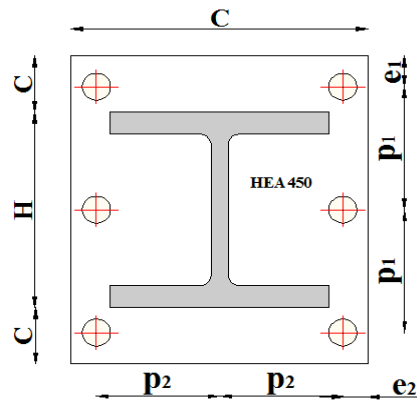


Figure VII.18 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 6 tiges :

$$\frac{N_t}{6} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{3\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 472,23}{3,3,14 \times 23,5}} = 2,06 \text{ cm}$$

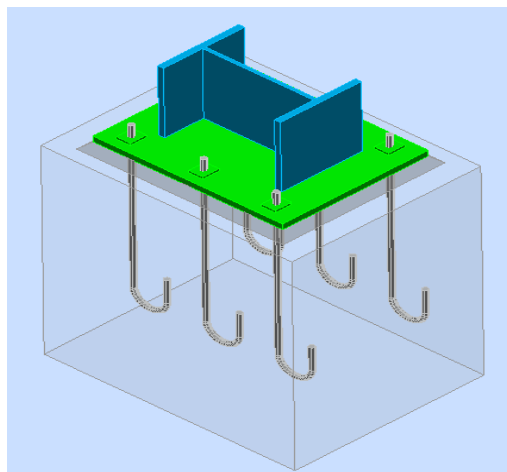


Figure VII.19 : Disposition des tiges d'ancrages

Donc : $\phi = 3 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 30 mm de diamètre.

11.2.1. Vérification de la tige d'ancrage :

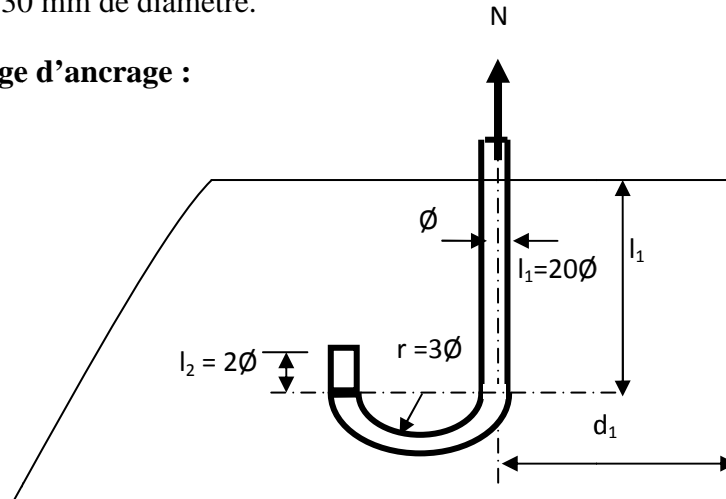


Figure VII.20 : Tige d'encrage du pied du poteau

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 9 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 6 \text{ cm}$$

$$d_1 = 6 \text{ cm}$$

$$N_a = 95,63 \text{ KN} \geq \frac{N_t}{6} = 78,7 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

11.2.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{147,42}{472,23} = 0,312 \text{ m}$$

$$h = H_{\text{HEA400}} + C = 39 + 12 = 51 \text{ cm}$$

$$h/6 = 51/6 = 8,5 \text{ cm}$$

$$e = 31,2\text{cm} > \frac{h}{6} = \frac{51}{6} = 8,5\text{cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 2 \times \left(\frac{\pi \phi^2}{4} \right) = 14,13\text{cm}^2$$

$$A = 14,13\text{cm}^2 \quad (A : \text{aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = e \times \frac{h - 2c}{2} = 44,73\text{cm}$$

$$l = 44,73\text{cm}$$

$$h = 51\text{cm}$$

$$b = 73\text{cm}$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 + (-21)h'^2 + 779,22h' - 39740,27 = 0$$

$$h' = 33,3564\text{ cm}$$

11.2.3. Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 472,23 \times 44,73}{73 \times 33,3564 \left(51 - \frac{33,3564}{3} \right)} = 0,43\text{MPa} < f_{ub} = 14,2\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

11.2.4. Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{472,23}{14,13} \cdot \frac{44,73 - 51 + \frac{33,3564}{3}}{\left(51 - \frac{33,3564}{3} \right)} = 4,062\text{MPa} \leq f_y = 235\text{MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

11.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

11.3.1. Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

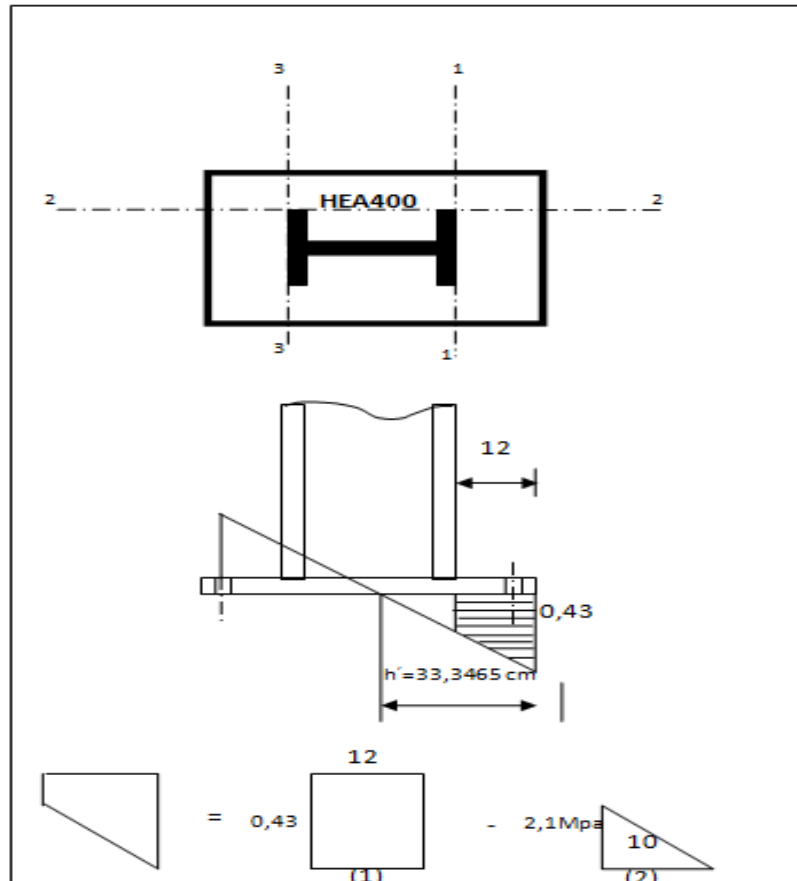


Figure VII.21 : Vérification de la section 1-1

$$M_1 = 0,43 \times 12 \times 6 \times 10^{-3} = 0,03 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(12 \times \frac{2,10}{2} \right) \frac{2 \times 12}{3} \times 10^{-3} = 0,11 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = -0,07 \text{ KN.m}$$

• Le module d'inertie de la platine ou $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,07 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 1,78 \text{ cm}$$

$$t \geq 1,78 \text{ cm}$$

11.3.2. Vérification de la section 2-2 :

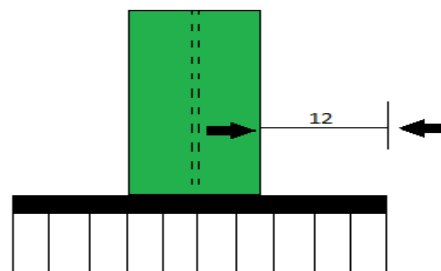


Figure VII.22 : Vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 0,43 \times 12 \times \frac{12}{2} \times 10^{-3} = 0,03 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0,03 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 0,87 \text{ cm}$$

$$t \geq 0,87 \text{ cm}$$

11.3.3 Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0,1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 14,13 \times 4,062 \times 10^{-1} = 5,739 \text{ KN}$$

$$M = 0,1 \times 5,739 = 0,573$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

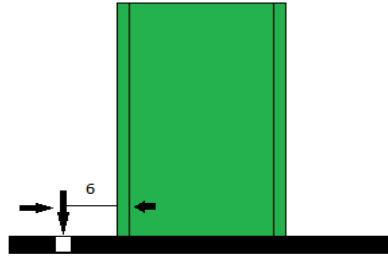


Figure VII.23 : Vérification de la section 3-3

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{0,573 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,573}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,054 \text{ cm}$$

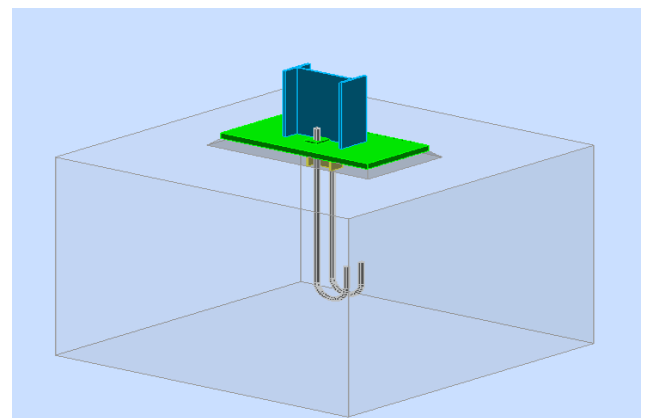
Conclusion :

On prendra une platine uniforme pour tout les poteaux d'épaisseur : **t = 2cm.**

12. Dimensionnement de la tige d'ancrage de potelet (Pied de potelets articulés) :

Nous avons des potelets IPE330

$$hc = 330 \text{ mm} \quad bc = 160 \text{ mm}$$



$N_t = 41,49 \text{ KN.}$ (Avec N_t effort de traction obtenu par le logiciel robot)

$$D'où: a = h + 2c = 330 + 2 \times 100 = 530 \text{ mm}$$

$$b = b + 2c = 160 + 2 \times 100 = 360 \text{ mm}$$

L'ancrage est réalisé par 2 tiges :

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2 \cdot 41,49}{3,14 \times 23,5}} = 1,06 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 1,4\text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 14 mm de diamètre.

Figure VII.24 : tiges d'ancrage du potelet

12.1. Vérification de la tige d'ancrage :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

$$r = 3\phi = 4,2\text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 28\text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2,8\text{ cm}$$

$$d_1 = 5\text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,4}{\left(1 + \frac{1,4}{5}\right)} \cdot (28 + 26,88 + 9,8) = 24,38\text{ KN}$$

$$N_a = 24,38\text{ KN} \geq \frac{N_t}{2} = 20,74\text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

12.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de fondation :

L_p : Longueur de la platine

B_p : Largeur de la platine

On adopte une platine de 44×32

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = 0,29\text{ MPa} < f_{ub} = 14,2\text{ MPa}$$

12.3. Détermination de l'épaisseur de la platine :

$$t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 0,29}{235}} = 3,04 \text{ mm}$$

On prend $t = 12 \text{ mm}$

Conclusion :

Pieds de poteaux	Éléments utilisés
Pieds de poteaux(HEA400)	Une platine 730*630*20
	Tiges de diamètre $\varnothing = 30 \text{ mm}$
Pieds des potelets (IPE330)	Une platine (440×320×12)
	Tiges de diamètre $\varnothing = 14 \text{ mm}$

Tableau VII.5: platines et tiges utilisé pour base des poteaux et potelets

Chapitre VIII:
Etude de
l'infrastructure

1. Introduction:

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier général.

Selon **RPA 99(Art 10-1-4)**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E ;$$

$$0,8G \pm E ;$$

➤ En tenant compte de la nature du sol, de type du projet et de l'ensemble des résultats de laboratoire nous avons :

- Des fondations superficielles, ancrée à environ **1,50 m de profondeur**.
- Une contrainte à adopter pour le calcul des fondations de l'ordre de **1,60 bar**.

3. Calcul des fondations sous poteaux (HEA400) :

3.1-détermination des sollicitations:

Pour le calcul on considère les deux états limites (ELU, ELS) et Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	(G+Q+E)	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	213,09	302,87	208,14
M_y (KN.m)	121,16	176,03	121,07
M_z (KN.m)	12,80	13,42	9,20
V_y (KN)	75,11	105,78	72,77
V_z (KN)	3,03	3,95	2,72

Tableau VIII.1: Les sollicitations à la base des poteaux HEA400

3.2- Pré dimensionnement de la semelle de poteau:

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière telles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h \times b$), donc les semelles sont rectangulaire ($B \times H$).

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h_1 : $d + c$; avec $c = 5$ cm. (B.P)

d : hauteur utile de la semelle donnée par.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

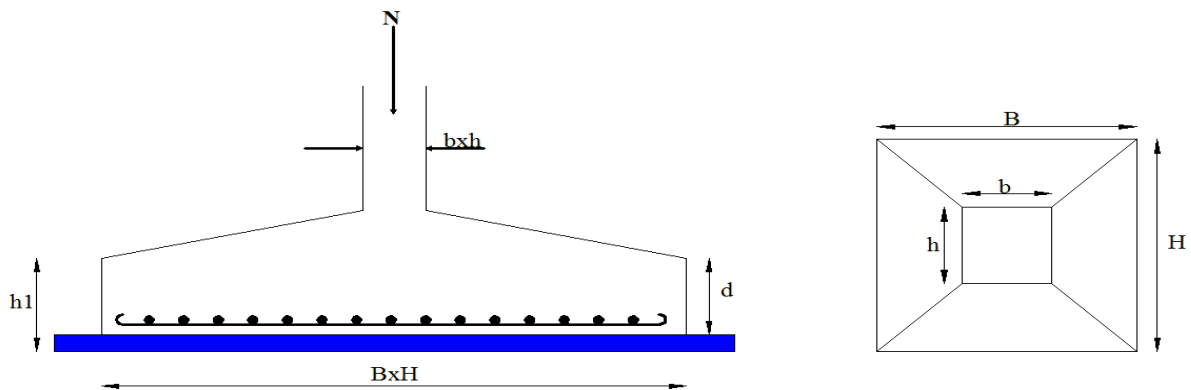


Figure VIII .1 : dimensions de la semelle.

Critère de non poinçonnement:

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol} \quad \text{Situation durable}$$

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,6bar \quad \text{d'apres le rapport du sol}$$

$$a = 73\text{cm}$$

$$b = 63\text{cm}$$

$$\frac{b}{a} = \frac{B}{H} \Rightarrow H = 1,16B$$

Ou a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés.

3.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$B^3 - 0,095B - 0,46 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{121,16}{213,09} = 0,568$$

$$B = 1,40\text{m}$$

$$H = 2\text{m}$$

Soit **B= 1,40 m** et **H = 2 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-B^3 + 1,09B + 0,56 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{176,03}{302,87} = 0,581$$

$$B = 1,60\text{m} \Rightarrow H = 2,02\text{m}$$

On choisit pour toutes les semelles **B=1,60m** et **H = 2m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,6-0,63}{4} = 24,25\text{cm} \\ \frac{2-0,73}{4} = 31,75\text{cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 35\text{cm}$

$$h_1 = d + c = 35 + 5 = \mathbf{40\text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - 0,40 = \mathbf{1,60\text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 2 \times 1,6 \times 0,40 \times 25 = 32\text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
		G+Q+E	1,35(G+Q+S)
N^{\max} (KN)	245,09	270,87	240,14
M_{by} (KN.m)	127,22	182,09	126,50
M_{bz} (KN.m)	162,87	224,76	154,59
V_y (KN)	75,11	105,78	72,77
V_z (KN)	3,03	3,95	2,72

Tableau VIII.2 : Les sollicitations à la base de la semelle

3.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sensB} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sensH} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B \times H} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B \times H} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 160 = 320 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 160 = 212,8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,51	1,92 < 3,2	0,42	1,54 < 1,6
		Sens B	0,66	2,64 < 3,2	0,71	2,15 > 1,6
Situation Durable	ELU	Sens H	0,67	2,73 > 2,12	0,67	2,21 > 1,6
		Sens B	0,82	3,66 > 2,12	1,60	3,14 > 1,6
	ELS	Sens H	0,52	2,53 > 2,12	0,43	2,01 > 1,6
		Sens B	0,64	2,16 > 2,12	1,06	1,89 > 1,5

Tableau VIII .3 : Vérification des contraintes dans le sol

Les contraintes moyennes ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à B= 2,5m et H =3m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{H - h}{4} \\ \frac{B - b}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{3 - 0,73}{4} = 56,57 \text{ cm} \\ \frac{2,5 - 0,63}{4} = 46,75 \text{ cm} \end{array} \right.$$

soit d = 60cm

$$h_1 = d + c = 60 + 5 = \mathbf{65 \text{ cm}}$$

$$l_1 = 2 - 0,65 = \mathbf{1,35 \text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 3 \times 2,50 \times 0,65 \times 25 = 121,87 \text{ KN}$$

Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h_1 + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h_1 + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau suivant:

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+S)	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	334,96	424,74	330,01
M_{by} (KN.m)	127,22	183,93	126,51
M_{bz} (KN.m)	163,02	224,98	154,74
V_y (KN)	75,11	105,78	72,77
V_z (KN)	3,03	3,95	2,72

Tableau VIII.4 : Les sollicitations à la base de la semelle

Vérification des contraintes :

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 160 = 320 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 160 = 212,8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens H	0,37	0,77 < 3,2	0,11	0,60 < 1,6
		Sens B	0,48	0,96 < 3,2	0,067	0,73 < 1,6
Situation Durable	ELU	Sens H	0,43	1,05 < 2,12	0,079	0,80 < 1,5
		Sens B	0,52	1,27 < 2,12	0,14	0,98 < 1,6
	ELS	Sens H	0,38	0,77 < 2,12	0,10	0,60 < 1,5
		Sens B	0,46	0,92 < 2,12	0,045	0,70 < 1,5

Tableau VIII.5 Vérification des contraintes dans le sol

3.5- Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{B}{4} = \frac{2,50}{4} = 0,62\text{m} \rightarrow \text{sens B} \\ \frac{H}{4} = \frac{3}{4} = 0,75\text{m} \rightarrow \text{sens H} \end{cases}$$

$$\text{sens B : } e_0 = 0,52\text{m} < 0,62\text{m}$$

$$\text{sens H : } e_0 = 0,43\text{m} < 0,75\text{m}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

3.6- Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 \prec \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \\ e_0 \prec \frac{h}{6} \rightarrow \text{sensH} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 \prec \frac{B}{24} \\ e_0 \prec \frac{H}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H} \right) \rightarrow \text{sensH}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

$$M_1 = (4 \times H + 0,3 \times h - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{H}{2} - 0,35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensH}$$

a)-situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à H=3m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,43 \prec \frac{0,63}{6} = 0,105 \\ e_0 = 0,43 \prec \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,63 - 9 \times 0,43) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,63}{\frac{3}{2} - 0,43} \right)^2 \frac{334,96}{27}$$

$$M_1 = 147,5 \text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,54\text{m}$$

$$A_s = \frac{147,5 \times 10^{-3}}{0,54 \times 400} = 6,82\text{cm}^2$$

$$A = 6,82\text{cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=2,5m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,52 \succ \frac{2,5}{6} = 0,41 \\ e_0 = 0,52 \succ \frac{0,73}{24} = 0,03 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,73 - 9 \times 0,52) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,73}{\frac{2,5}{2} - 0,52} \right)^2 \frac{334,96}{27}$$

$$M_1 = 127,47\text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{127,47 \times 10^{-3}}{0,54 \times 400} = 5,9\text{cm}^2$$

$$A = 5,9\text{cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A l'ELU

- **Armatures parallèles à H=3m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,43 \succ \frac{0,73}{6} = 0,12 \\ e_0 = 0,43 \succ \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,73 - 9 \times 0,43) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,73}{\frac{3}{2} - 0,43} \right)^2 \frac{424,74}{27}$$

$$M_1 = 177,1\text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{177,1 \times 10^{-3}}{0,54 \times 400} = 8,19\text{cm}^2$$

$$A = 8,19\text{cm}^2$$

- **Armatures parallèle à B=2,5m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,52 > \frac{0,63}{6} = 0,105 \\ e_0 = 0,52 > \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M'$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,63 - 9 \times 0,52) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,63}{\frac{2,5}{2} - 0,52} \right)^2 \frac{424,74}{27}$$

$$M_1 = 122,18 \text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{122,18 \times 10^{-3}}{0,54 \times 400} = 5,65 \text{cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{cm}^2$$

b-2) A l'ELS:

- **Armatures parallèles à H=3m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,38 > \frac{0,73}{6} = 0,121 \\ e_0 = 0,38 > \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,73 - 9 \times 0,38) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,73}{\frac{3}{2} - 0,38} \right)^2 \frac{330,01}{27}$$

$$M_1 = 132,62 \text{KN.m}$$

$$A_s = \frac{132,62 \times 10^{-3}}{0,54 \times 201} = 12,21 \text{cm}^2$$

$$A_s = 12,21 \text{cm}^2$$

- **Armatures parallèles à B=2.5m:**

$$\begin{cases} e_0 = 0,46 < \frac{0,63}{6} = 0,105 \\ e_0 = 0,46 < \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M'$$

$$M_1 = (4 \times 2.5 + 0.3 \times 0.63 - 9 \times 0.46) \left(\frac{\frac{2.5}{2} - 0.35 \times 0.63}{\frac{2.5}{2} - 0.46} \right)^2 \frac{330.01}{27}$$

$$M_1 = 125.55 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{125.55 \times 10^{-3}}{0.54 \times 201} = 11.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11.56 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_B = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 250 \times 65 = 19.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 19.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 300 \times 65 = 23.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_H = 23.54 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} < \frac{H}{4} = 75 \text{ cm}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 62.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{\min} (cm ²)	Nombre De barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (H)	6,82	8,19	12,21	23,54	16HA14	24,63	50	17
A_s (B)	5,9	5,65	11,56	19,62	13HA14	20,01	50	12

Tableau VIII.6 : Les armatures des semelles (poteau HEA400).

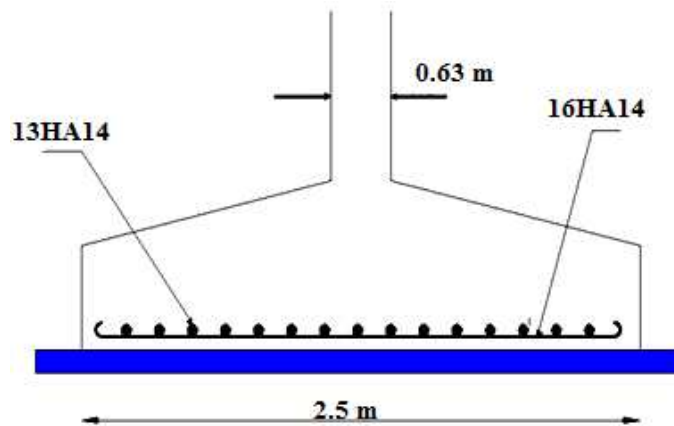


Figure VIII.2: Schéma de ferrailage de la semelle (semelle de poteau)

4. Dimensionnement de la semelle de potelet :

La surface de la platine du potelet :

$$S = a \times b \text{ avec } L_p = 44 \text{ cm et } B_p = 32 \text{ cm}$$

$$S = 44 \times 32 = 1408 \text{ cm}^2$$

La semelle est soumise à un effort normal

$$N_{sd} = 41,49 \text{ kN}$$

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{44}{32} = 1,375 \Rightarrow A = 1,375B$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{1,375 \times B^2} \leq \sigma_{sol} \text{ avec } \sigma_{sol} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{4149}{0,16 \times 1,375}} = 137,32 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } B = 100 \text{ cm, d'où } A = 1,375 \times 100 = 137,5 \text{ cm}$$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \max \begin{cases} (A - a) / 4 = \frac{137.5 - 44}{4} = 23.37 \text{ cm} \\ (B - b) / 4 = \frac{100 - 32}{4} = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d \geq 23.37 \text{ cm}$$

On prend $d=25 \text{ cm}$

- **L'enrobage :**

$$c = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d + c = 30 \text{ cm}$$

$$\text{on a } \frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow 10 \leq h_p \leq 15 \text{ cm}$$

Soit $h_p=12 \text{ cm}$

- **On doit vérifier que :**

$$\sigma_c = \frac{N_e}{s} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec : $N_t = N_{sd} + 1,35P_s$

P_s : poids de de semelle

$$\gamma = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$P_s = 25 \times 1,37 \times 1 \times 0,3 = 10,27 \text{ KN}$$

$$N_t = 41,49 + (1,35 \times 10,27) = 55,35 \text{ KN}$$

D'ou :

$$\sigma_c = \frac{55350}{1000 \times 1375} = 0,04 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,16 \text{ MPa}$$

- **Calcul des armatures :**

$$F_x = \frac{N_t(A - a)}{8d} = \frac{55,35(137.5 - 44)}{8 \times 25} = 25,87 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_t(B - b)}{8 \times d} = \frac{55,35(100 - 32)}{8 \times 25} = 18,81 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{2587}{\frac{4000}{1,15}} = 0,74 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\frac{f_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{1881}{\frac{4000}{1,15}} = 0,54 \text{ cm}^2$$

-condition de non fragilité

$$A_X \geq A_{X_{\min}}$$

$$A_Y \geq A_{Y_{\min}}$$

Avec : $F_{t28} = 2,1\text{Mpa}$, $f_e = 400\text{Mpa}$

$$A_{X_{\min}} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{f_e} \right) A \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 137,5 \times 25$$

$$A_{X_{\min}} = 4,15\text{cm}^2$$

$$A_{Y_{\min}} = 0,23 \left(\frac{F_{t28}}{f_e} \right) B \times d = 0,23 \left(\frac{2,1}{400} \right) 100 \times 25$$

$$A_{Y_{\min}} = 3,01\text{cm}^2$$

$$\text{On : } \begin{cases} A_{X_{\min}} > A_X \Rightarrow A_X = A_{X_{\min}} = 4,15\text{cm}^2 \\ A_{Y_{\min}} > A_Y \Rightarrow A_Y = A_{Y_{\min}} = 3,01\text{cm}^2 \end{cases}$$

$A_{S//A}$, prend $4\phi 12 = 4,52\text{cm}^2$

Avec un espacement de 36cm entre deux barres

$A_{S//B}$, on prend $3\phi 12 = 3,39\text{cm}^2$

Avec un espacement de 35cm entre deux barres

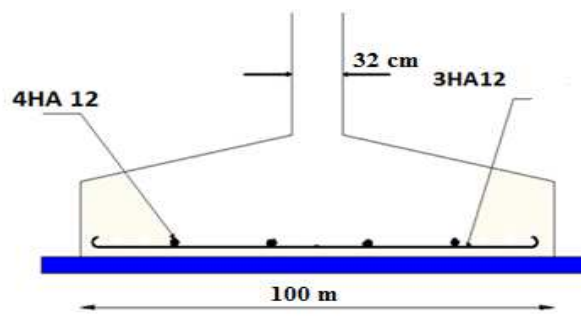


Figure VIII.3:schéma de la semelle de potelet

5. Calcul des longrines :

5.1- Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

5.2- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S_2 et S_3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S_4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (**40x45**) **cm²**

5.3- Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b})$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 12 \text{ (zone IIa, site } S_3)$$

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \left(\frac{472,23}{12} \right) = 39,35KN$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \left(\frac{215,33}{12} \right) = 17,94KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$\text{ELU} \rightarrow A_s = \frac{39,35 \times 10^{-3}}{348} = 1,13\text{cm}^2$$

$$\text{ELS} \rightarrow A_s = \frac{17,94 \times 10^{-3}}{201} = 0,89\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\%B = 0,6 \times 10^{-2} \times 40 \times 45$$

$$A_{\min} = 10,8\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA16**, avec $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_c}$$

$$A_s \geq \frac{40 \times 45 \times 2,1}{400} = 9,45$$

$$9,45\text{cm}^2 < 12,05\text{cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$q_s = \frac{215,33}{6} = 35,88 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est : $l=6\text{m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{533}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 45^3}{12} = 303750 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 35,88 \times (600)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 303750} = 0,94 < 3 \text{ Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10cm en zone nodale.

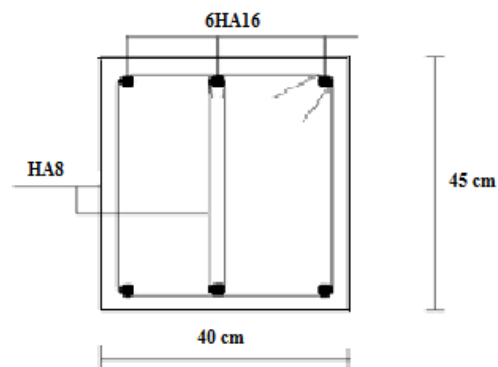


Figure VIII.4 : Schéma de ferrailage des longrines

6. Ferrailage des fûts :

Les fondations sont ancrées à l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol ; donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension (90*70) cm².

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment fléchissant. Le ferrailage de la section sera en flexion composé.

On calculera uniquement le fût le plus sollicité ; par les efforts (M. N .T)

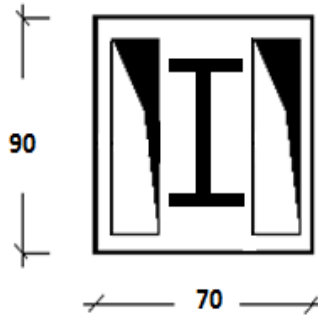


Figure VIII .5 : section du fut à ferrailer

On a : $\begin{cases} N_u = 302,87\text{KN} \\ M_u = 176,03\text{KN.m} \end{cases}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,58\text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,9}{6} = 0,15\text{m}$$

$e < \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 176,03 + 302,87 \left(0,85 - \frac{0,9}{2}\right) = 297,17\text{kN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{uA} = 302,87(0,85 - 0,05) - 297,17 = -54,87\text{kN.m} \dots \dots \dots \text{(I)}$$

$$(0,337 \times d - 0,81 \times d') b \times h \times f_{bu} = 3135,86\text{kN.m} \dots \dots \dots \text{(II)}$$

$$f_{bu} = 14,16\text{Mpa}$$

$$(I) < (II) \Rightarrow A = 0$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{f_{st}}$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u (d - d') - M_{uA}}{b \times h^2 \times f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,466$$

D'où $A' = -103,17 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ on ferraille avec $A_{s,\min}$

Selon RPA99/2003 (art 7.4.2.1) la section minimale d'armature longitudinale est :

$$A_{s,\min} = 0,9\%b \times h = 56,7 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section est : $A_{s,\min} = 14HA14 + 16HA16$

- **Armatures transversales :**

Soit trois cadres $\Phi 10$ et des épingles de diamètre $\Phi 8$ dont l'espacement max est donné par le RPA

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_1\right) = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 14 \text{ cm}$$

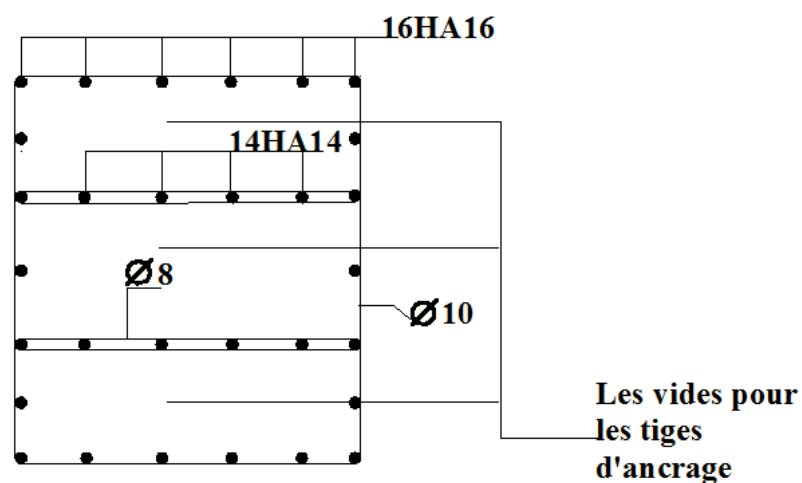


Figure VIII.6: Schéma de ferrailage des futs.

Chapitre IX:
Vérification de la
stabilité d'ensemble

1. Introduction:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

\sum Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \sum$ moments renversants.

$\sum M_{st} \geq \sum M_R$

2. Détermination des moments de renversements (M_R) :

2.1. Cas de vent :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (FH)
- Une composante verticale (FV)

❖ Bâtiment A :

a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,5$) :

Zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0,858	2610	257,4	0	0	15	6
E	0,132	2610	36,9	0	87	15	6
F	-0,692	15	0	10,27	1.225	3,06	10,43
G	-0,553	21.74	0	11,89	1.225	10,5	11,49
H	-0,110	147	0	16	7.35	7,5	11,06
I	0	0	0	0	49.62	7,5	11,06
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=294,3$	-	43,5	15	6
			-	$F_V=28,16$	43,49	13,49	7,2

Tableau IX .1: Vent sur pignon $C_{pi}=-0,5$

✓ Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 379,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 2990,47 \text{ KN.m}$$

b) Vent sur la façade principale avec surpression intérieur (Cpi=+0,8) :

Zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	2610	0	0	0	15	6
E	-0,726	2610	217,8	0	87	15	6
F	-1,591	15	0	23,61	1.225	3,06	10,43
G	-1,453	21.74	0	31,19	1.225	10,5	11,49
H	-1,010	147	0	146,97	7.35	7,5	11,06
I	-0,899	1121,25	0	997,82	49.62	7,5	11,06
F _r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F _r (par)	-	-	0	0	-	-	-
			F _H =217,8	-	43,5	15	6
			-	F _V =1199,59	43,49	13,49	7,2

Tableau IX .2: Vent sur pignon Cpi=+0,8

✓ Calcul de M_R:

MR/XX: moment renversant par rapport à l'axe XX

MR/YY: moment renversant par rapport à l'axe YY

MR/XX=16182, 4KN.m

MR/YY=53476, 96 KN.m

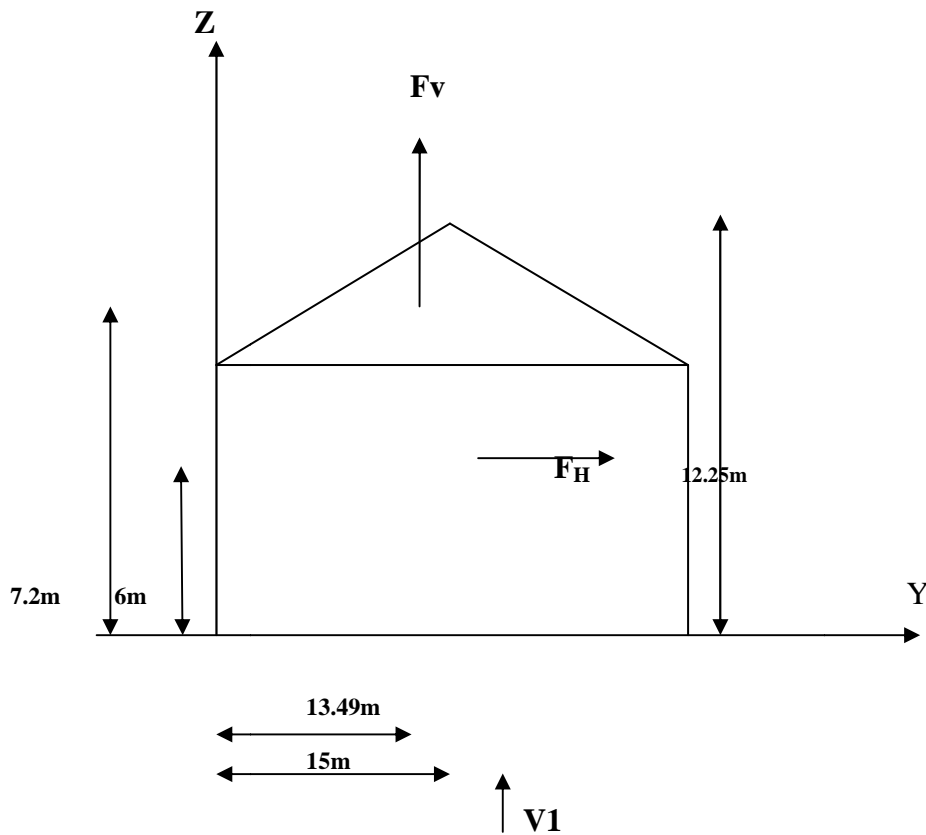


Figure IX. 1 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur long pan

c) Vent sur long pan avec dépression intérieur (Cpi=-0,5) :

Zone	qj(KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	7,811	870	6795,57	0	0	43,5	6
E	0,124	870	107,88	0	30	43,5	6
F	0,606	15	2,6	2,77	1,225	3,06	10,17
G	0,375	183,13	9,83	2,77	1,225	43,5	10,17
H	0,0032	1091,85	0,5	3,49	8,72	43,5	11,23
J	0,013	213,15	0,39	2,77	16,22	43,5	1,14
I	0	1091,85	0	3,49	23,72	43,5	11,95
F _r (toi)	-	-	0	0	0	-	-
F _r (par)	-	-	0	0	0	-	-
			F _H =6916,77	-	15	43,5	6
			-	F _V =93,11	15,04	43,36	7,2

Tableau IX.3 : Vent sur long pan Cpi=+0.8

✓ Calcul de M_R

M_R /xx =4037,25 KN.m

M_R/yy =42901KN.m

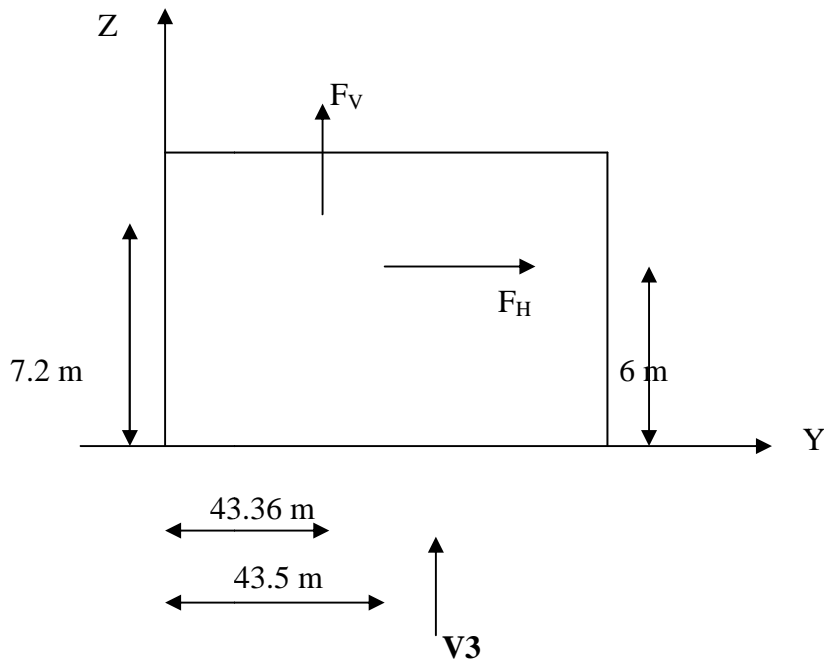


Figure IX .2 : Résultantes des forces horizontale et vertical sur long pan

d) Vent sur long pan avec surpression intérieur (Cpi=0,8) :

Zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	870	0	0	0	43,5	6
E	0,686	870	596,82	0	30	43,5	6
F	1,465	15	6,29	43,96	1,225	3,06	10,17
G	1,225	183,13	32,12	224,34	1,225	43,5	10,17
H	0,853	1091,85	133,37	931,34	8,72	43,5	11,23
J	0,863	213,15	26,34	183,94	16,22	43,5	1,14
I	0,739	1091,85	115,55	806,87	23,72	43,5	11,95
F_r (toi)	-	-	0	0	0	-	-
F_r (par)	-	-	-	0	0	-	-
			F _H =910,49	-	15	43,5	6
			-	F _V =2190,45	15,04	43,36	7,2

Tableau IX.4: Vent sur long pan Cpi=-0,5✓ **Calcul de M_R:**

$$M_R /xx = 94977,9 \text{ KN.m}$$

$$M_R /yy = 38407,3 \text{ KN.m}$$

❖ **Bâtiment B :****a) Vent sur façade principale avec surpression intérieur (Cpi=+0,8) :**

zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	300	0	0	0	30	7,62
E	0,662	300	198,6	0	104,5	30	7,62
F	1,514	85,5	0	129,44	1,425	15	11,31
G	1,641	85,5	0	140,30	1,425	45	11,31
H	0,883	856,8	0	756,55	9,99	30	12,62
I	0,820	5242,2	0	4298,60	60,81	30	12,62
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	43,82	0	-	-	-
			F _H =242,42	-	52,24	30	12,15
			-	F _V =5324,89	50,58	15,28	12,55

Tableau IX.5: Vent sur pignon Cpi=+0,8✓ **Calcul de M_R:**

MR/XX: moment renversant par rapport à l'axe XX

MR/YY: moment renversant par rapport à l'axe YY

$$MR/XX = 81364,31 \text{ KN.m}$$

$$MR/YY = 272363,18 \text{ KN.m}$$

b) Vent sur façade principale avec dépression intérieur (Cpi=-0,5) :

zone	q _j (KN/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0,784	300	235,2	0	0	30	7,62
E	0,120	300	-36	0	104,5	30	7,62
F	0,694	85,5	0	59,33	1,425	15	11,31
G	0,820	85,5	0	70,11	1,425	45	11,31
H	0,063	856,8	0	53,97	9,99	30	12,62
I	0	5242,2	0	0	60,81	30	12,62
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	43,16	0	-	-	-
			F _H =242,36	-	52,24	30	12,15
			-	F _V =183,41	50,58	15,28	12,55

Tableau IX.6: Vent sur pignon Cpi=-0,5

✓ **Calcul de M_R:**

MR/XX=2802, 50 KN.m

MR/YY=12318,49 KN.m

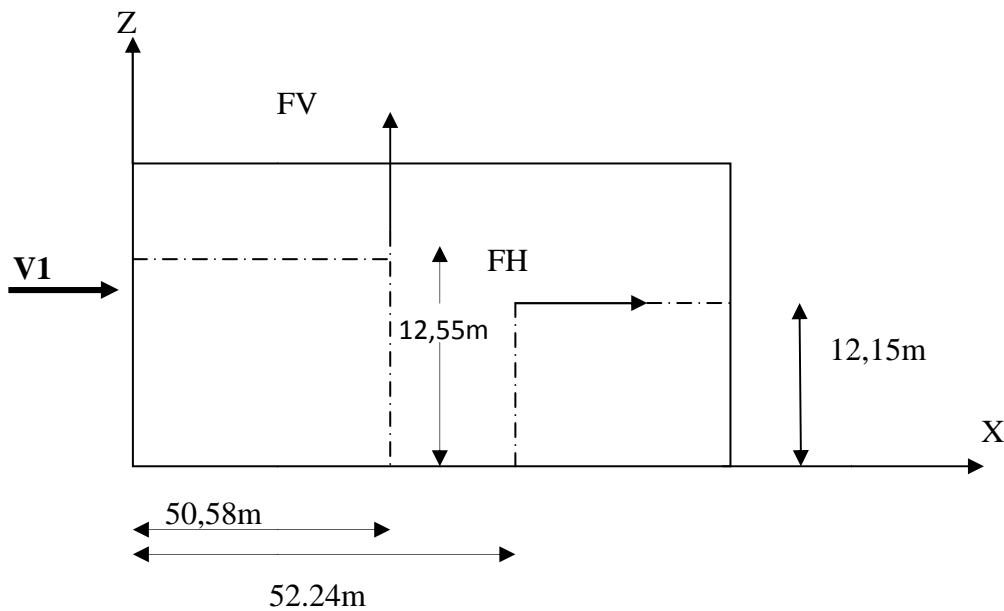


Figure IX.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur pignon

c) Vent sur façade secondaire avec surpression intérieur ($C_{pi}=+0,8$) :

zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
E	0,630	1045	658,35	0	30	30	7,62
F	1,501	20,35	0	30,54	1,425	3,57	10,12
G	1,201	257,127	0	308,8	1,425	52,25	10,12
H	0,841	5972,175	0	5022,60	30	30	12,62
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	34,82	-	-	-	-
			$F_H=693,17$	-	31,98	30,71	11,80
			-	$F_V=5361,94$	28,19	31,13	12,46

Tableau IX.7 : Vent sur long pan $C_{pi}=+0,8$ ✓ Calcul de M_R :

MR/XX=166917,19 KN.m

MR/YY=159789,98 KN.m

d) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur ($C_{pi}=-0,5$) :

zone	q_j (KN/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0,745	1045	778,52	0	0	30	5
E	0,114	1045	-119,13	0	30	30	7,62
F	0,720	20,35	0	14,65	1,425	3,57	10,12
G	0,420	257,127	0	108	1,425	52,25	10,12
H	0,060	5972,175	0	358,33	30	30	12,62
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	34,82	-	-	-	-
			$F_H=659,39$	-	31,98	30,71	11,80
			-	$F_V=129,14$	28,19	31,13	12,46

Tableau IX.8 : Vent sur long pan $C_{pi}=-0,5$ ✓ Calcul de M_R :

MR/XX=4020, 12KN.m

MR/YY=11856, 45KN.

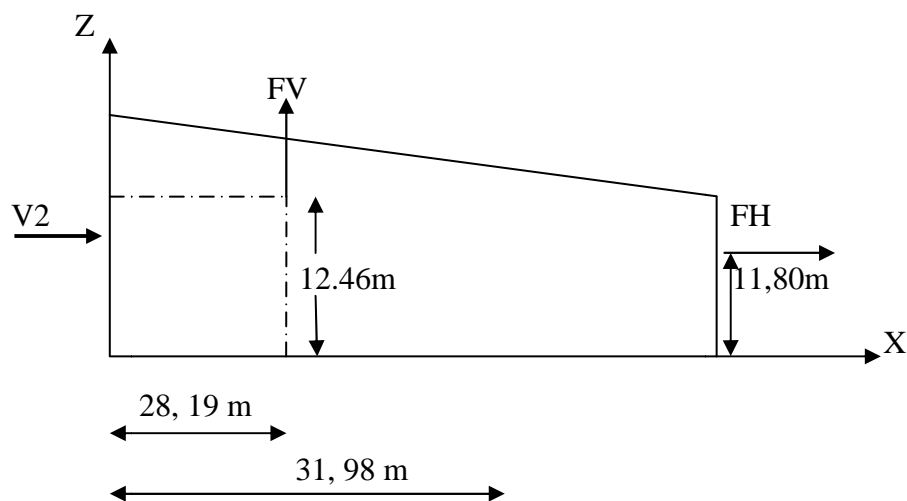


Figure IX.4 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur long pan

2.2 .Cas de séisme :

Le moment de renversement qui peut être causé par l’action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

❖ Bâtiment A :

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
CQC	62,42	40,78	78,33	481	527

Tableau IX.9 : Réaction à la base due aux effets sismiques (bâtiment A)

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 2859,88KN.m$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 2367,75KN.m$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 5339,59KN$$

- Moment résistant :

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 5339,59 \times 43,5 = 232272,16 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 5339,59 \times 15 = 80093,85 \text{ KN.m}$

c) Vérification au renversement de bâtiment A:

	C_{pi}	$M_R \text{ (KN.m)}$		$M_{St} \text{ (KN.m)}$		
		/xx	/yy	/xx	/yy	
Cas de vent	Vent sur pignon(V1)	-0.5	253.44	3981,46	232272,16	80093,85
		+0.8	10796,31	30647,14		
	Vent sur long pan(V3)	-0,5	17954,25	9075,65		
		+0,8	64701,76	61745,9		
Cas du séisme			2859,88	2367,75	$0,8.M_{st}$	$0,8.M_{st}$
					185817,72	64075,08

Tableau IX.10 : Vérification au renversement (bâtiment A)

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

❖ Bâtiment B:

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	$F_x \text{ (KN)}$	$F_y \text{ (KN)}$	$F_z \text{ (KN)}$	$M_{xx} \text{ (KN.m)}$	$M_{yy} \text{ (KN.m)}$
CQC	34,21	41,18	293,07	17,27	158,67

Tableau IX.11 : Réaction à la base due aux effets sismiques (bâtiment B)

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 808,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 1037,88 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 5261,98 \text{ KN}$$

Moment résistant :

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 5261,98 \times 30 = 157859,4 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 5261,98 \times 52,34 = 274885,83 \text{ KN.m}$

c) Vérification au renversement de bâtiment B:

		C _{pi}	M _R (KN.m)		M _{St} (KN.m)	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V ₁)	+0,8	81364,31	272363,18	157859,4	274885,83
		-0,5	2802,50	12318,49		
	Vent sur la façade secondaire (V ₂)	+0,8	166917,19	159789,98		
		-0,5	4020,12	11856,45		
Cas du séisme			808,56	1037,88	0,8.M _{st}	0,8.M _{st}
					126287,52	219908,66

Tableau IX.12 : Vérification au renversement (bâtiment B)

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

Conclusion générale

L'objet de notre travail est l'étude d'un hangar industriel en construction métallique composé de deux bâtiments.

Nous avons procédé à calculer les efforts agissant sur notre structure (vent, neige, charge d'exploitation...) après c'est le pré dimensionnement des différents éléments de la structure en suite on a fait la modélisation de notre structure ainsi que le chargement où on a fait appel au logiciel ROBOT.

Une série de vérification des éléments conformément à Eurocode 3 a été faite.

La stabilité générale de notre ouvrage est assurée au moyen d'une succession de portiques transversaux en poteau et traverse pour le bâtiment A et en poteau ferme pour le bâtiment B, alors que la stabilité longitudinale est réalisée par des contreventements.

Pour conclure nous pouvons dire que cette étude nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'une structure en construction métallique (structure à deux versant avec traverse et structure à un seul versant avec une ferme), aussi comment appliquer les règlements, et d'acquérir des connaissances sur les logiciels AUTOCAD, ROBOT et TEKLA STRUCTURES...etc.

D'autre part.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'université de Bejaïa.

- ✦ DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV99 ».
- ✦ DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- ✦ DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- ✦ DTR-B C-2.44 : Règles de conception et de calcul des structures en acier
- ✦ EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- ✦ Lahlou dahmani ; calcul des éléments de constructions métalliques selon l'EC3/ office des publications universitaires.
- ✦ Lahlou dahmani ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique/ office des publications universitaires.
- ✦ Cours de 1^{er} année master
 - ✓ charpente métallique (Mr A/Becheur et Larabat ZIANE).
 - ✓ béton armé (M^{me} CHEIKH AMER).
- ✦ B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- ✦ Jean morel ; calcul des structures métalliques selon l'EC3.
- ✦ Construction Métallique : Règle de calculs et de vérification : Mimoune Fatima Zohra et Mimoune Mostafa.
- ✦ Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).

Logiciels :

- ✦ ROBOT 2012
 - ✦ Tekla structures 18.
 - ✦ Auto CAD 2010
-

Annexes

Tableau 1 – Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance ultime à la traction f_{ub} des boulons ordinaires

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1 000

Tableau 2 – Aires des sections lisses et des sections filetées des boulons ordinaires

Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou d_0 (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
\varnothing rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle..... (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou..... (mm)	6,8	8,4	10,8	12,8	14,8	15,8	18	19,4	21,5	23,8	25,6
Hauteur de tête..... (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale A(mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s(mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau 5 – Diamètre d_0 des trous de perçage pour boulons

d(mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
d_0(mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33	39

Tableau 1 – Coefficient de frottement		
Classe	Caractéristiques	μ
A	Surfaces décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqûres de corrosion Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5	0,50
B	Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm	0,40
C	Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	0,30
D	Surfaces non traitées	0,20

Tableau 7 – Catégories d'assemblages boulonnés		
Catégorie	Critères	Remarques
Attaches en cisaillement		
A En pression diamétrale	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
B Résistant au glissement à l'ELS	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
C Résistant au glissement à l'ELU	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.
Attaches en traction		
D Sans précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Aucune précontrainte exigée. Toutes classes de 4.6 à 10.9
E Avec précontrainte	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Boulons précontraints 8.8 ou 10.9 requis.

Notations :

$F_{v,Ed}$	effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime
$F_{v,Rd}$	résistance de calcul au cisaillement par boulon
$F_{b,Rd}$	résistance de calcul en pression diamétrale par boulon
$F_{v,Ed,ser}$	effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite de service
$F_{s,Rd,ser}$	résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite de service
$F_{s,Rd}$	résistance de calcul au glissement par boulon à l'état limite ultime
$N_{net,Rd}$	résistance de calcul à traction de la section nette au droit des trous de fixation :
	$N_{net,Rd} = A_{net} f_y / \gamma_{M0}$ (pour γ_{M0} cf. [C 2 520, tableau 1])
$F_{t,Ed}$	effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime
$F_{t,Rd}$	résistance de calcul à la traction par boulon
$B_{p,Rd}$	résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête de boulon et de l'écrou