

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA



جامعة باجي مختار – عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année 2019

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HANGAR DU
MARCHE DE GROS FRUIT ET LEGUMES**

Domaine : Sciences et Technique

Spécialité :

GENIE CIVIL

OPTION

CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES

Par

Noms, Prénoms des Etudiants (es)

1/ Habchi chaima khouloud

2 /Allali nesrine

DIRECTRICE DU MEMOIRE : NAWEL MEZIGHECHE,GRADE, GENIE CIVIL, U B M

ANNABA

DEVANT LE JURY

PRESIDENT :

EXAMINATEURS :



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

Ce modeste travail est le résultat de plusieurs années de travail et d'étude pour cela nous remercions :

- *Dieu tout puissant de nous avoir donné cette opportunité et de nous avoir aidé à arriver jusqu'au bout.*
- *Tous les enseignants de l'université BADJI MOKHTAR - ANNABA, qui nous ont guidées le long de notre formation en particulier :*
 - **M^{me} NAWEL MEZIGHECHE** *pour son suivi et ces conseils.*
 - *Nos très chères familles pour leur soutien moral et physique.*
 - *Toute personne qui nous a aidées pour la réalisation de ce travail.*

Résumé :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire la conception et le dimensionnement d'un hangar exploité comme un marché de gros de fruits et légumes située à ellalick- Annaba. Ce marché est constitué de plusieurs portiques, stabilisée par des contreventements distincts, et couverte par une toiture à multi versants symétriques en charpente métallique.

Notre étude a été élaboré **en plusieurs étapes**:

l'étude a été effectuée en plusieurs étapes, nous avons d'abord procédé une évaluation des charges des éléments porteurs, une étude sismique suivant le RPA 2003, une vérification de la résistance et la stabilité des différents éléments, ensuite les assemblages suivant L'ERC3 et enfin les bases des poteaux et les fondations.

Mots clés : Construction métallique – dimensionnement .

Abstract

Our final project of the study is the design and measurement of dimensions of a shed exploits as a wholesale market of fruits and vegetables located in ellalick- Annaba city. This market consists of several gables, stabilized by separate bracing, and covered by a roof with symmetrical multi-slope metal frame.

Our study was developed in many steps :

The study was carried out in several stages, We carried out an evaluation of the loading operations of the elements in accordance with the Algerian Regulations for Seismic RPA 2003 Second, Checking the resistance and stability and assembling some elements of the building according to L'ERC 3 and finally the base columns.

Finally, we have tried in our project to adapt the best and most economical solutions that ensure the safety of the project.

Key words: Metal Construction – Sizing .

المخلص:

مشروع نهاية دراستنا هو تصميم و قياس ابعاد سوق الجملة لخضروا فواكه يقع بالعلاليق بمدينة عنابة وهذا الأخير مكون من بناء معدني مدعم بمضاضات الرياح المتنوعة ، هذه القاعدة مغطات بسقف متمائل متعدد المنحدرات معدني

لقد تمت دراستنا وفق عدة خطوات :

اجريت الدراسة في عدة خطوات اولاً اجرينا تقييماً لعمليات التحميل للعناصر الحاملة وفق القواعد الجزائرية المضاضة للزلازل RPA 2003 والتحقق من المقاومة والإستقرار وتجميع بعض عناصر المبنى وفق L'erc 3 ومن تم قاعدة الاعمدة .

أخيراً ، لقد حاولنا في مشروعنا تكييف أفضل الحلول وأكثرها اقتصاداً التي تضمن سلامة المشروع.

. **كلمات مفتاحية :** بناء حديدي - التصميم النشائي

Table des matières

I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAG	12
I.1. Introduction :	12
I.2. Présentation du projet :	12
I.3. Données géométriques de l'ouvrage :	12
I.4. Localisation et données concernant le site du projet :	13
I.5. Règlements utilisés :	14
I.6. Matériaux utilisés :	14
I.6.1. Acier :	14
I.6.2. D'assemblage :	15
I.6.3. Béton armé :	16
I.7. Conception structurelle :	17
I.8. Le dimensionnement des différents éléments :	17
I.9. Conception structurelle :	17
I.9.1. Partie horizontale :	17
I.9.2. Partie verticale (les façades) :	19
I.9.3. Le contreventement :	20
.....	20
II. CHAPITRE II : DESCENTES DES CHARGES	22
II.1. Introduction :	22
II.2. La Charge permanente :	22
II.3. La Charge variable :	22
II.4. La Charge d'exploitations :	22
II.5. Surcharge climatique :	23
II.5.1. Introduction	23
II.5.2. Charge de la neige :	23
II.5.3. L'effet de vent :	25
II.5.3.1. Introduction	25
II.5.3.2. Action de vent sur la construction :	25
II.5.3.3. Calcul détaillée de l'effet de vent :	25
II.6. Conclusion :	36
III. CHAPITRE : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES	38
III.1. Dimensionnement Des Pannes De La Toiture :	38
III.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	38
III.2. 1. Evaluation des charges et surcharges	38
III.2. 2. Principe de dimensionnement :	39

III.2. 3.	Charges à prendre en considération :	39
III.2. 4.	Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples :	40
III.2.5.	Calcul de l'espacement	41
III.2.6.	Dimensionnement des pannes :	42
III.2.6.1.	Combinaisons des charges :	42
III.2.6.2.	Calcul des moments sollicitants (ELU) :	43
III.2.7.	Condition de flèche (ELS) :	44
III.2.8.	Condition de flèche avec poids propre inclus :	45
III.2.9.	Classe du profilé IPE 140 :	46
III.2.10.	Vérification des contraintes :	46
III.2.11.	Résistance de la panne au déversement :	47
III.2.12.	Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :	49
III.3.	Calcul des liernes :	50
III.4.	Calcul des lisses :	52
III.4.1.	Introduction :	52
III.4.2.	Détermination des sollicitations :	52
III.4.2.1.	Evaluation des charges et surcharges :	52
III.4.2.2.	Vérification de la lisse de long pan :	53
III.4.2.3.	Condition de flèche (ELS) :	54
III.4.2.4.	Vérification de contraintes de l'UPN 120 :	55
III.4.2. 5.	Vérification de la flèche d'UPN 120 :	56
	56
	L'ELS :	56
	Charge horizontale FZ :	56
	$FZ = w_{max} * esp = 1.39 * 0.852 = 1.18kN/ml$:	56
	Charge verticale Fy :	56
	$FZ = 0.11 * 0.852 + 0.131 = 0.225 kN/ml$:	56
III.5.	Calcul des potelets :	57
III.5. 1.	Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :	57
III.5.2.3.	Dimensionnement :	57
III.5.2.1.	Choix de profilé :	58
III.5.2.2.	Vérification de la flèche à L'ELS :	58
IV.5.2.3.	Classe du profilé :	58
III.5.2.4.	Vérification des contraintes :	59
III.5.2.5.	Ristance du potelet au flambement :	60
III.5.2.6.	Résistance au voilement par cisaillement :	62

III.5.2.7.	Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :.....	62
IV.	CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE	64
IV.1.	INTRODUCTION :.....	64
IV.2.	Principe de la méthode.....	64
IV.3.	Calcul de la force sismique totale V :.....	64
V.	CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX	68
V.1.	INTRODUCTION :.....	68
V.2.	Justification des traverses :.....	68
V.2.1.	Charges réparties sur la traverse :.....	68
V.2.2.	Calcul des traverses :.....	68
V.2.3.	Caractéristiques de la traverse :.....	69
V.2.3.1.	Choix de profil :	69
V.2.3.2.	Classe de la section transversale :	69
V.2.3.3.	Condition de résistance :	70
V.2.3.4.	Résistance de la traverse au déversement :	70
V.3.	Justification des poteaux :.....	72
V.3.1.	Introduction :.....	72
V.3.2.	Calcul des poteaux:.....	72
V.3.3.	Caractéristiques de poteaux:	73
V.3.3.1.	Choix de profile :	73
V.3.3.2.	Classe de la section transversale :	73
V.3.3.3.	Vérification de flambement :	74
V.4.	Justification des contreventements :.....	76
V.4.1.	La poutre au vent :	76
V.4.1.1.	Introduction :.....	76
V.4.1.2.	Les éléments tendus:.....	77
V.4.1.3.	Résistance plastique de calcul de la section brute :	77
V.4.1.4.	Résistance plastique de calcul de la section nette :	78
V.4.2.	Pali de stabilité :.....	78
V.4.2.1.	Résistance plastique de calcul de la section brute :	79
V.4.2.2.	Résistance plastique de calcul de la section nette :	80
VI.	CHAPITRE VI : ETUDE DES ASSEMBLAGES.....	82
VI.1.	Introduction :.....	82
VI.2.	Définition :.....	82
VI.3.	Fonctionnement des assemblages :.....	82
VI.4.	Classification des assemblages :	83

VI.5.	Classe des boulons :	83
VI.6.	Calcul des assemblages :	83
VI.6.1.	Assemblage poteau _ traverse :	83
VI.6.2.	Assemblage traverse_traverse :	87
VI.6.3.	Les pieds de poteaux :	90
VI.6.4.	Dimensionnement de la plaque d'assise :	90
VII.	Chapitre VII : ETUDE DES FONDATIONS	95
VII.1.	Calcul des fondations :	95
VII.1.1.	Béton :	95
VII.1.2.	Acier :	96
VII.1.3.	Dimensionnement des fondations :	96
VII.1.4.	Sollicitations maximales :	96
VII.1.5 .	Calcul de la hauteur de la semelle :	96
VII.1.6 .	Vérification de la stabilité :	97
VII.1.7 .	Ferraillage de la semelle isolée S:	97
VII.1.8 .	Calcule l'espacement des cadres :	97
	CONCLUSION GENERALE	98
	RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	100
	Annexe A	103

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

L'acier est l'un des principaux matériaux structurels au monde. Il est employé dans pratiquement tous les secteurs : le BTP, l'automobile, l'ingénierie mécanique, la construction navale...etc. tout projet seraient impensables sans acier. En d'autres termes, l'acier est la base-même du niveau de vie élevé dont bénéficie le monde aujourd'hui.

Arrivé au terme du master de génie civil, on se doit de présenter un projet en charpente métallique.

C'est aussi une idée générale sur le métier et la vie d'ingénieur, qui permet de prendre connaissance des difficultés et des défis rencontrés chaque jour.

Le projet à étudier est un hangar à usage de stockage en charpente métallique.

Le but étant d'être confronté à un projet réel. L'étude de pré-dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements technique de calcul et de conception, à s'avoir : (RPA99 V03, BAEL91, CCM97, RNV99)

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I. CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAG

I.1. Introduction :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation prof concrète. Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar métallique de forme rectangulaire à versant multiples symétrique destiné au stockage. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

I.2. Présentation du projet :

- ❖ Ce projet s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un hangar à usage de stockage en charpente métallique.
- ❖ hangar occupe une assiette de : **2351.99 m²** avec une hauteur de **9.83 m**

I.3. Données géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont les suivantes :

- ❖ Largeur $L_x = 244.9$ m
- ❖ Longueur $L_y = 58.5$ m
- ❖ Hauteur $H = 9.83$ m

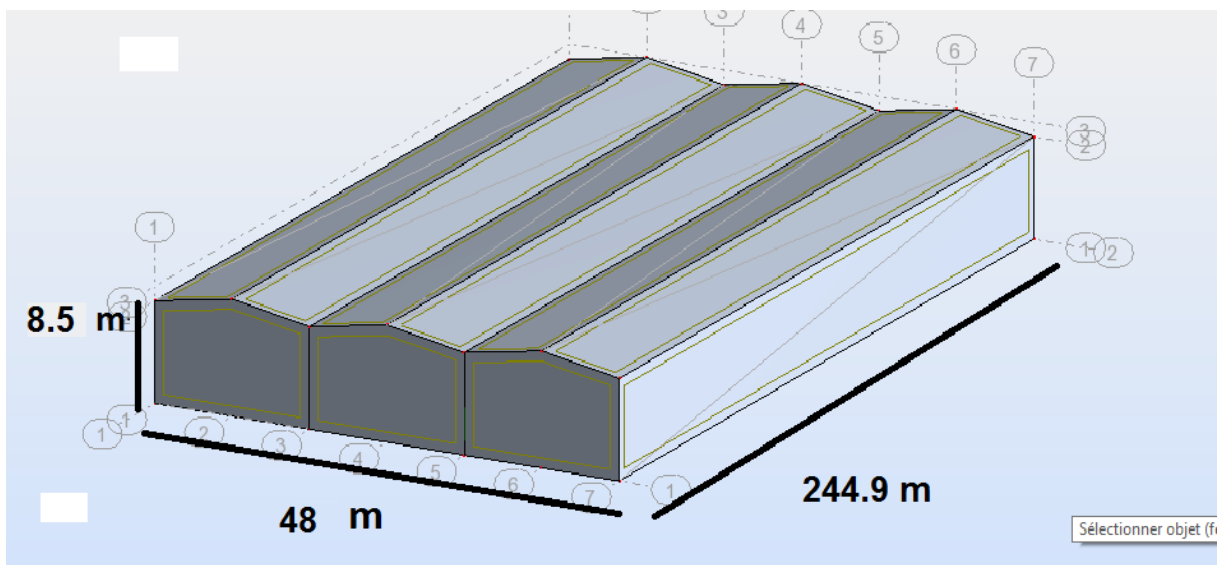


Figure I-1: Vue de hangar

I.4. Localisation et données concernant le site du projet :

LE projet est implanté dans un terrain plat à la commune ELBOUNI, wilaya de « Annaba ». Les données du site sont :

- La contrainte admissible du sol est de 2/2.8 bars (rapport géotechnique du sol).
- zone de neige : zone B
- zone du vent : zone II
- altitude : 284 m
- Le site est classé dans la zone sismique IIa. (RPA99-V2003)

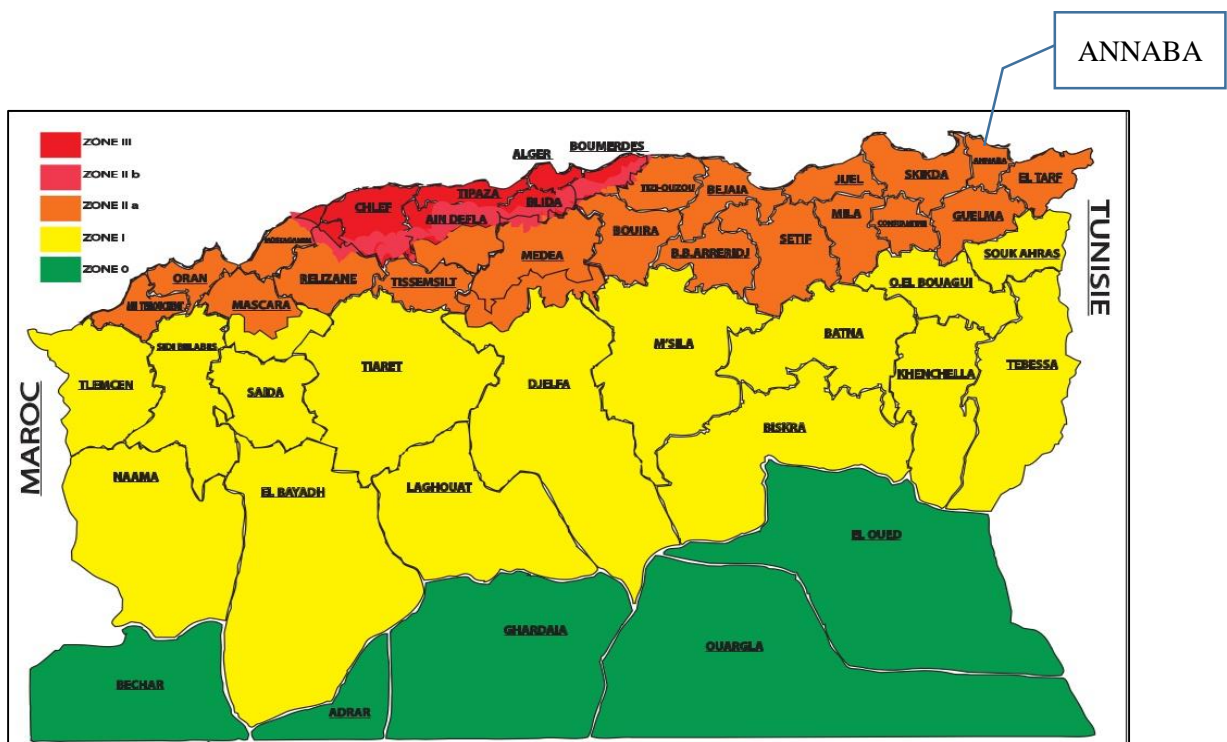


Figure I -1 : Localisation du site du projet (wilaya de ANNABA)

I.5. Règlements utilisés :

Types de règlement	Définition
RNV99	Règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	Règles parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	Béton armé aux états limites
DTR BC 2 .2	Charges et surcharges

Tableau I-1 : Règlements techniques utilisés

I.6. Matériaux utilisés :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance. Dans le cadre de notre projet on adopté pour les matériaux suivants :

I.6.1. Acier :

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

- ❖ La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{ MPA}$
- ❖ La limite élastique : $F_Y = 235 \text{ MPA}$.
- ❖ Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- ❖ Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.
- ❖ Le coefficient de dilatation thermique : $\pm = 12 \times 10^{-6} \text{ m/}^\circ\text{C}$
- ❖ Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{ MPA}$,

I.6.2. D'assemblage :

Assemblage par soudage :

On crée une continuité de matière entre deux pièces différentes par création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler ou d'un métal d'apport. La continuité métallique entre les deux pièces ne peut en effet être obtenue qu'à partir d'un état liquide, ce qui permettra la naissance de grains communs lors du refroidissement.

Avantages de la soudure :

- Continuité de matière, donc bonne transmission des efforts
- Pas de pièces secondaires
- Moindre encombrement, étanche, esthétique

Inconvénients de la soudure :

- Le métal de base doit être soudable
- Le contrôle est obligatoire et onéreux
- Le contrôle exercé par les soudeurs est aléatoire
- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée et d'un matériel spécifique

Les deux procédés principaux utilisés en construction métallique sont le soudage à l'arc à l'électrode enrobée (sur chantier principalement) et le soudage à fil électrode fusible sous protection gazeuse (MIG-MAG, en atelier).

Assemblage par boulons :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servent à créer une liaison de continuité entre éléments ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Dans le cas de grands ouvrages, le boulonnage convient mal à l'assemblage des pièces épaisses et fortement sollicitées : il n'assure qu'un placage imparfait. Quand ils sont utilisés, ces assemblages boulonnés servent donc surtout à solidariser sur chantier les entretoises ou les pièces de la structure aux poutres principales. Le boulonnage est aussi utilisé pour assembler des éléments secondaires ou des éléments provisoires. Dans le cadre de réparation d'ouvrages in situ, la technique du boulonnage est utilisée sur ouvrages anciens en remplacement du rivet ou en cas d'impossibilité de soudage métallurgique.

I.6.3. Béton armé :

Le béton armé associe intimement un béton avec des armatures métalliques pour obtenir un matériau qui cumule les qualités de résistance en compression et en traction

- ✓ Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/ m³
- ✓ Le béton de propreté est dosé à 150 kg/ m³

a) Les caractéristiques du béton :

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

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours : $f_{C28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{C28} = 2.1$ MPa

b) Les contraintes limites :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot F_{Cj}}{\gamma_c}$$

La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0.6 F_{c28}$

- Les aciers d'armatures : Les armatures du béton sont de nuance FeE 400 :

Nuance		F _y (MPa)
Barres HR	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau I-2 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature

I.7. Conception structurelle :

Cette formation permet d'acquérir les bases afin d'anticiper les aspects essentiels de conception structurelle des bâtiments.

Certains critères sont liés à l'aptitude au service du bâtiment (utilisation des surfaces ou des volumes, fonctionnement, etc....) alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurelle de la charpente (capacité portante, résistance au feu, etc..). Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte.

I.8. Le dimensionnement des différents éléments :

Le dimensionnement joue un rôle capital pour la conception de la structure car, grâce à ce dimensionnement, on peut surveiller :

- La résistance de la structure (pour assurer une sécurité structurelle suffisante).
- La déformabilité (pour garantir une bonne aptitude au service).

Ainsi, la conception est donc fortement influencée par les propriétés des matériaux.

Le choix d'une charpente métallique doit, en conséquence, être conçu et élaboré de façon à ce que les propriétés du matériau acier soient utilisées au mieux, grâce à sa haute résistance mécanique, sa grande ductilité et sa soudabilité.

I.9. Conception structurelle :

I.9.1. Partie horizontale :

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et, d'autre part, elle assure le rôle de fermeture (fonction de protection).

La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale, ainsi que de ses fonctions. Dans notre projet, la toiture est inclinée et elle est constituée de plusieurs éléments :

1- Poutres en treillis :

Elles sont constituées d'une membrure supérieure, d'une membrure inférieure et d'un treillis constitué de montants et de diagonales.

Les fermes à treillis droites sont encastées dans un montant d'extrémité (poteau).

2- Pannes :

Ce sont des éléments porteurs reposant sur des traverses de cadres ou sur des fermes. Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres et aux fermes.

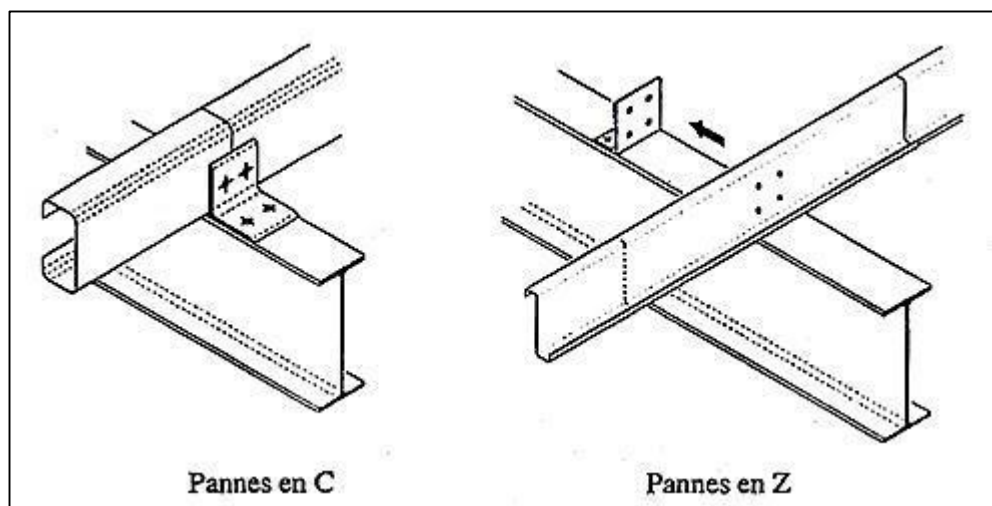


Figure I- 3:les différentes pannes utilisées en charpente métallique.

3- Panneaux sandwichs :

Ils offrent l'avantage de rassembler en un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité.

Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante.

Ils sont collés sous pression ou réalisés par injection de mousse après assemblage sous presse.

Les panneaux se rassemblent entre eux par emboîtement latéral assurant une parfaite étanchéité et une isolation thermique.

Pour cet ouvrage, nous avons utilisé des panneaux sandwichs du type TL75 constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.

I.9.2. Partie verticale (les façades) :

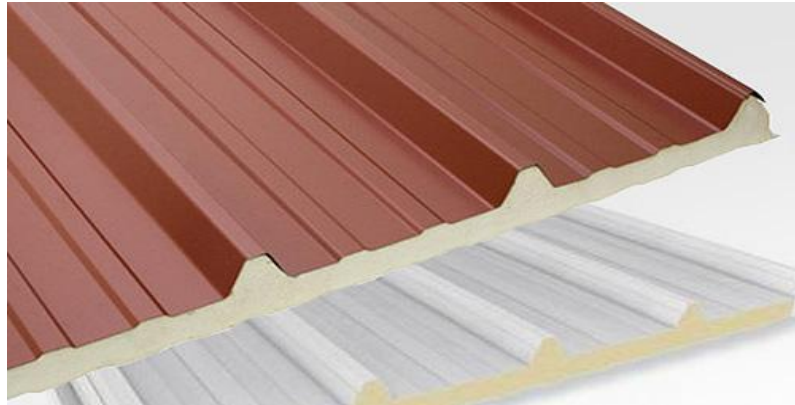


Figure I-4 : Panneau sandwich TL75P

Le bardage utilisé est du type LL35P (peau interne et externe lisse séparées par une mousse) maintenu en place à l'aide des lisses. Les poteaux et les lisses sont des profilés laminés à chaud(IPE). Cette partie est composée uniquement de panneaux de verre transparent, assurant la transmission de la pression du vent à la structure porteuse et la protection contre les agents extérieurs (eau, température, lumière). Pour la partie basse, elle est constituée totalement en brique, en double parois.



Figure I-5: Panneau sandwich LL35P

I.9.3. Le contreventement :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins trois plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements horizontaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements verticaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

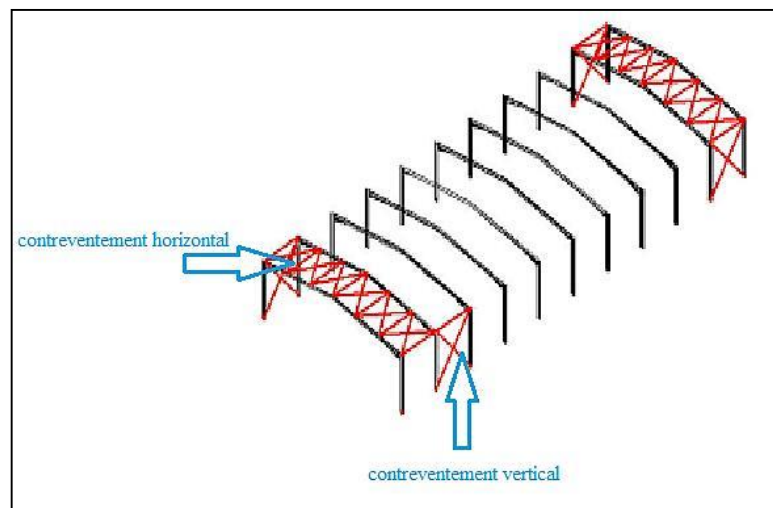


Figure I-6: Les contreventements horizontal et vertical.

CHAPITRE II

DESCENTES DES CHARGES

II. CHAPITRE II : DESCENTES DES CHARGES

II.1. Introduction :

Pour concevoir et calculer une structure, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- Poids propres (structure porteuse)
- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- Actions climatiques et indirectes (neige, vent et température)
- Actions accidentelles (les séismes ...)

II.2. La Charge permanente :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

II.3. La Charge variable :

Les actions variables Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

II.4. La Charge d'exploitations :

II.4.1. Toiture métallique :

Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Tableau II.1 : les charges permanentes de toiture métallique

Type	Charge permanentes
TN40	0,11 KN/M ²

Tableau II.1. Charges permanentes toiture

II.4.2. Bardage :

Charges permanentes	
Type	Charges
bardage+ articles de fixation	27 kg/m ²

Tableau II.2. Charge permanentes bardage

II.5. Surcharge climatique :

II.5.1. Introduction

Les ossatures métalliques doivent être dimensionnées pour supporter les effets maximaux des forces qui leur sont appliquées.

Pour cela on procédera à une étude climatique qui nous donnera les effets exercés par la neige et le vent. La sollicitation due aux effets climatiques peut s'avérer plus défavorable que le séisme. Le règlement utilisé est le « RNV-2013 ».

II.5.2. Charge de la neige :

L'accumulation de la neige sur la terrasse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 200 mètres.

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur « RNV2013 » (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times s_k \text{ unité (kN /m}^2\text{)}$$

S : charge caractéristique de neige par unité de surface.

μ : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme).

s_k : la charge de neige sur le sol.

- Calcul de la charge de neiges s_k :

Le projet se situe dans la wilaya de Annaba, classée en zone B

L'altitude du site est à H= 20 m (a niveau de la mer). La charge de la neige est :

Zone B 

- Coefficient de forme μ :

Notre construction est équipée d'une toiture à deux versants symétriques dont l'inclinaison.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

Tableau II -3: Coefficient de forme μ - toitures à versants multiples

On a: $\alpha = \beta = 9.44^\circ$

Donc :

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 0,8 \quad S = 0,8 \times 0,108 = 0,0864 \text{ KN/m}^2 \\ \mu_2 &= 0,8 + 0,8 (9.44/30) = 1,05 \quad S = 1,05 \times 0,108 = 0,1134 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

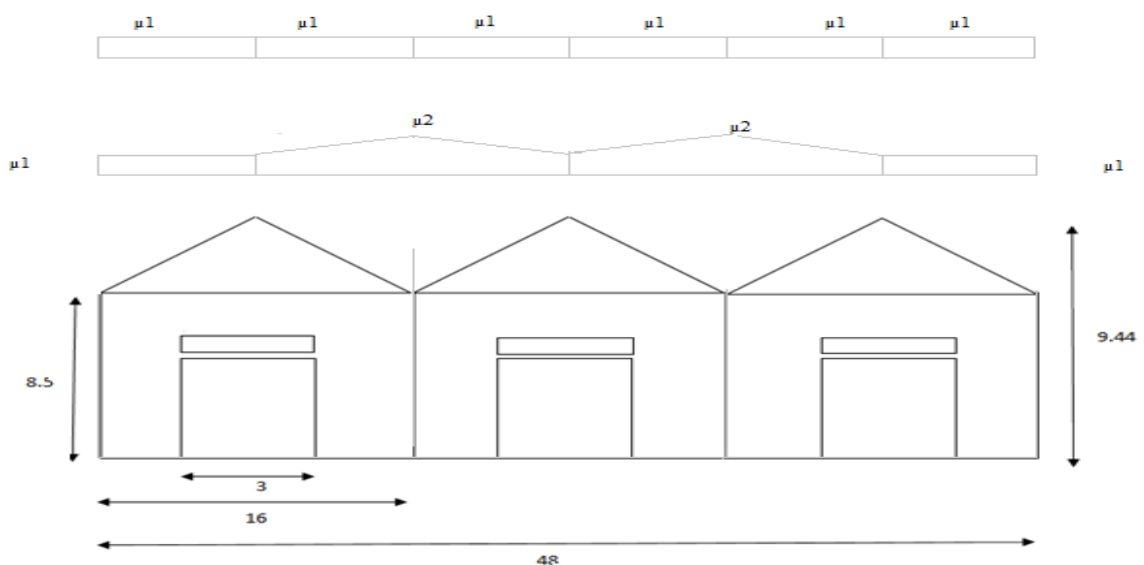


Figure II.1. Coefficient de forme pour la toiture

II.5.3. L'effet de vent :

II.5.3.1. Introduction

Scientifiquement, le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression.

Il exerce sur les structures des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieures (suppressions et dépressions). Il agit perpendiculairement aux parois considérées.

II.5.3.2. Action de vent sur la construction :

Les actions du vent sont représentées par un ensemble simplifié de pressions ou de forces dont les effets sont équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent.

Sauf spécifications contraires, les actions du vent sont classées comme des actions fixes variables.

Les actions du vent sont des valeurs caractéristiques calculées à partir de valeurs de référence de la vitesse ou de la pression dynamique.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La région,
- La direction,
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement,
- La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues dans la structure

Selon le règlement neige et vent Algérien (RNV2013), le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

V1 : perpendiculaire au pignon

V2 : perpendiculaire au long pan

II.5.3.3. Calcul détaillée de l'effet de vent :

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « règlement neige et vent » RNV 2013-(D.T.R.C.2-4.7), l'effet du vent sur une surface considérée de hauteur Z_j est calculée suivant la formule ci-dessous :

- q_j : pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface ;
- q_{dym} : pression dynamique du vent ;
- C_{pe} : coefficient de pression extérieur ;
- C_{pi} : coefficient de pression intérieur .
- **Pression dynamique du vent**

$$q_{dym}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_{e(Z_j)}$$

- q_{ref} : Pression dynamique de référence pour construction permanente ;
- $C_{e(Z_j)}$: C d'exposition au vent ;
- **Coefficient d'exposition C_e**

Le coefficient d'exposition $C_{e(Z_j)}$ permet de passer de la pression dynamique moyenne du vent a la pression dynamique de point tenant compte de turbulence.

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \cdot (1 + 7 \cdot I_v)$$

- C_t : Coefficient de topographie ;
- C_r : coefficient de rugosité;
- K_T : Facteur de terrain ;
- z : Hauteur considérée en (m)

	KT	Z0(m)	Z(m)	E
Categories III	0.215	0.3	5	0.61

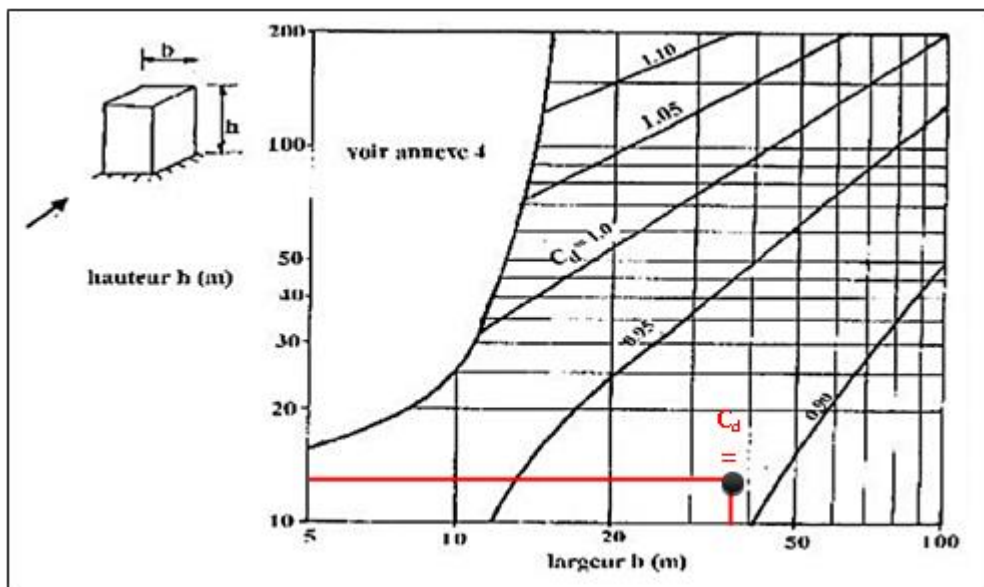
Tableau II-4 : Définition des catégories de terrain (RNV99)

Détermination du coefficient dynamique : « C_d » :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus a l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus a la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

Figure II-2: Valeur de Cd pour les structures métalliques



- Façade (AB) : sens du vent V1 $\left\{ \begin{array}{l} L = 244.9m \\ H = 9.50m \end{array} \right. \quad C_d = 0,038$
- Façade (BC) et (AD) : sens du vent V2 et V4 $\left\{ \begin{array}{l} L = 48m \\ H = 9.5m \end{array} \right. \quad C_d = 0,19$
- **Données relatives au site :**

Zone	q_{ref} (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau II-5: Valeurs de la pression dynamique de référence

❖ q_{ref} (N/m²) : c'est la pression dynamique de référence donnée par le tableau 2.2 du RNV2013 (voir annexe A).

❖ Annaba => Zone III =>

2. Catégories de terrain :

Les catégories des terrains sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) suivant :

Catégories des terrains	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ε
Catégories III	0.215	0.3	5	0.61

Tableau II-6: définition de catégories de terrain

- K_T : Facteur de terrain
- Z_0 (m) : Paramètre de rugosité
- Z_{min} (m) : Hauteur minimale.
- ε : Utilisé pour le calcul du coefficient dynamique
- **Coefficient de rugosité C_r :**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse Moyenne du vent.

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln \frac{z}{Z_0} & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln \frac{z_{min}}{Z_0} & \text{pour } z < z_{min} \end{cases}$$

$$(Z=8.5\text{m}) \Rightarrow z_{min} \leq 8.5 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$\text{A.N : } C_r(z) = 0.215 \times \ln \frac{8.5}{0.3} = 0.718$$

$$C_r(z) = 0.718$$

Coefficient de topographie C_t :

C_t : coefficient de topographie, il prend compte la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles. Il est tiré du tableau 2.5 du RNV2013.

$C_t(z)$ est déterminé comme suit :

Site plat $\phi < 0,05$ alors : $C_t(z) = 1$

Intensité de turbulence $I_V(z)$:

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent

$$\begin{cases} I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \frac{z}{z_0}} & \text{pour } z > z_{min} \\ I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) * \ln \frac{z_{min}}{z_0}} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

$$(Z_{min}=5m) \Rightarrow z_{min} = 5m \leq z = 8.5 m$$

$$\text{A.N : } I_V(z) = \frac{1}{1 * \ln \frac{8.5}{0.3}} = 0.299$$

-Coefficient d'exposition (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z)$ est donnée par :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times (1 + 7I_V(z))$$

Alors :

$$\text{A.N : } C_e(z) = 1^2 \times 0.718^2 \cdot (1 + 7 * 0.299)$$

$$C_e(z) = 1.594$$

- Calcul la Pression dynamique du vent :
- $q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$

. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivante :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \cdot \log_{10}(S) & \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

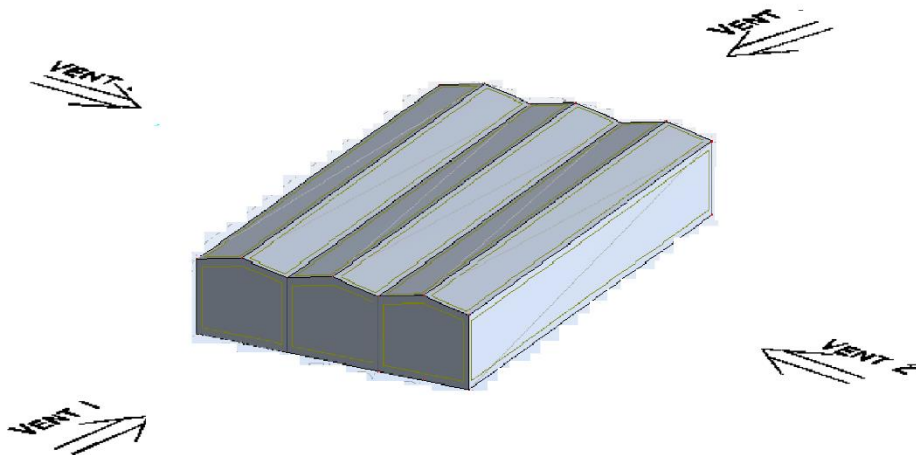


Figure II.3: Directions du vent sur la structure.

Les valeurs du C_{pe} pour la structure, sont présentées ci- dessus :

- Vent sur le pignon :

- Parois verticales

On utilise :

-La figure 5.1 (RNV99 version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

-Le tableau 5.1 (RNV99 version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 48m \\ d = 244.9m \\ h = 8.5m \end{array} \right. \Rightarrow \{ e = \text{Min}(48 ; 17) = 17m \Rightarrow d > e$$

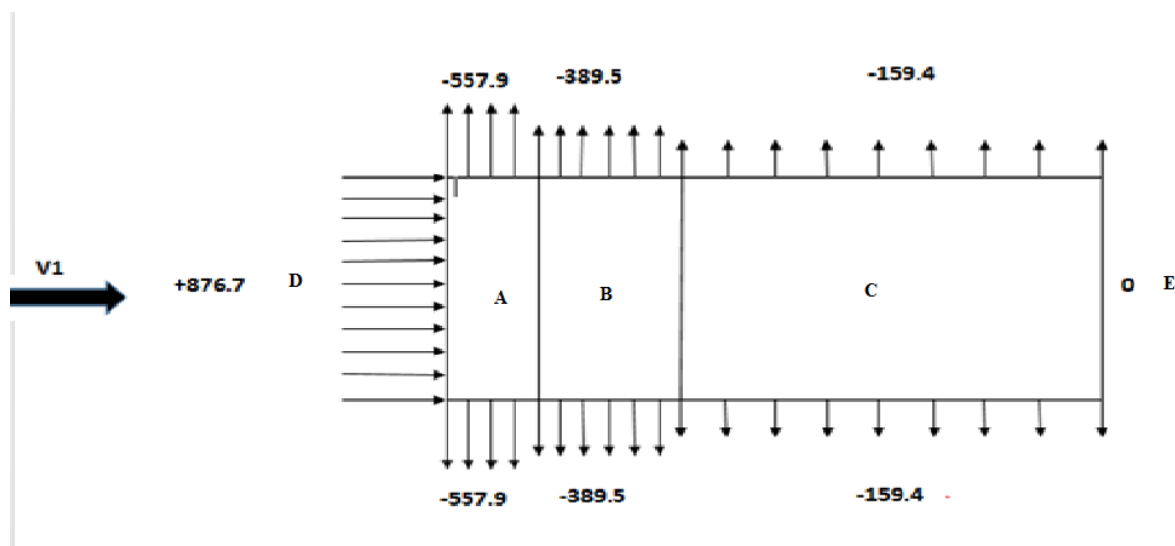


Figure II.4: . Pression du vent 1 sur la paroi vertical

- Toiture

On utilise

-La figure 5.4 (RNV99 version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

-Le tableau 5.1.4 (RNV99 version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe} .

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

$$\Theta = 90^\circ \text{ (multi versants)}$$

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

$$\begin{cases} b = 48m \\ d = 244.9m \\ h = 9.5m \end{cases} \Rightarrow \{e = \text{Min}(48 ; 19) = 19m \Rightarrow d > e$$

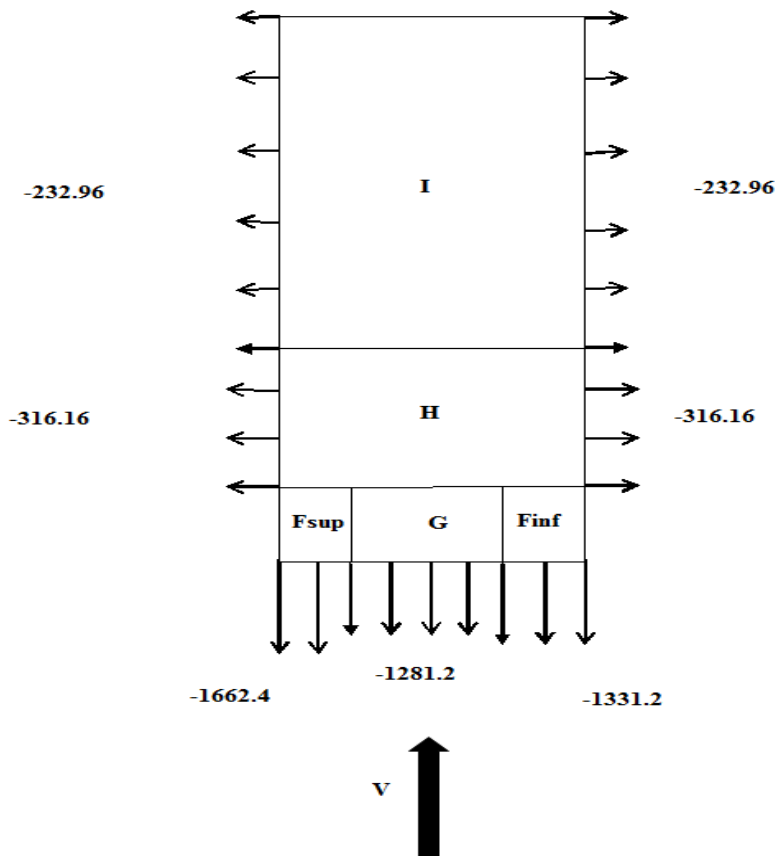


Figure II.5: . Pression du vent 1 sur la toiture

o Vent sur le long-pan V2 :

-Parois verticales

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

$$\begin{cases} b = 244.9m \\ d = 48m \\ h = 8.5m \end{cases} \Rightarrow \{ e = \text{Min}(244.9 ; 17) = 17m \Rightarrow d > e$$

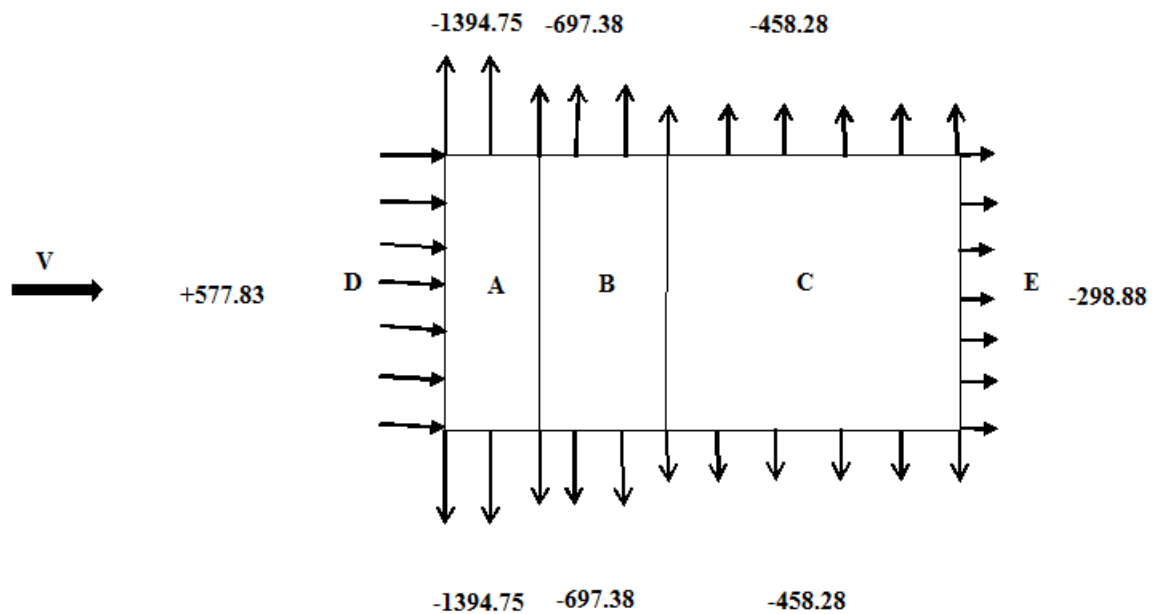


Figure II.6: . Pression du vent 2 sur la paroi vertical

- Toiture

$$\Theta = 0^\circ \text{ (multi versants)}$$

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

$$\begin{cases} b = 244.9m \\ d = 48m \\ h = 9.5m \end{cases} \Rightarrow \{ e = \text{Min}(244.9 ; 19) = 19m \Rightarrow d > e$$

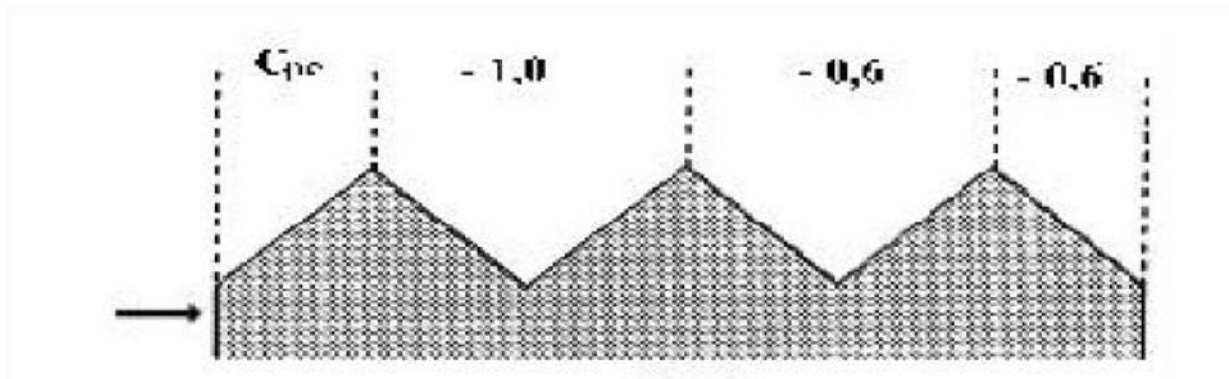


Figure II.7. Cpe de chaque versant de la toiture

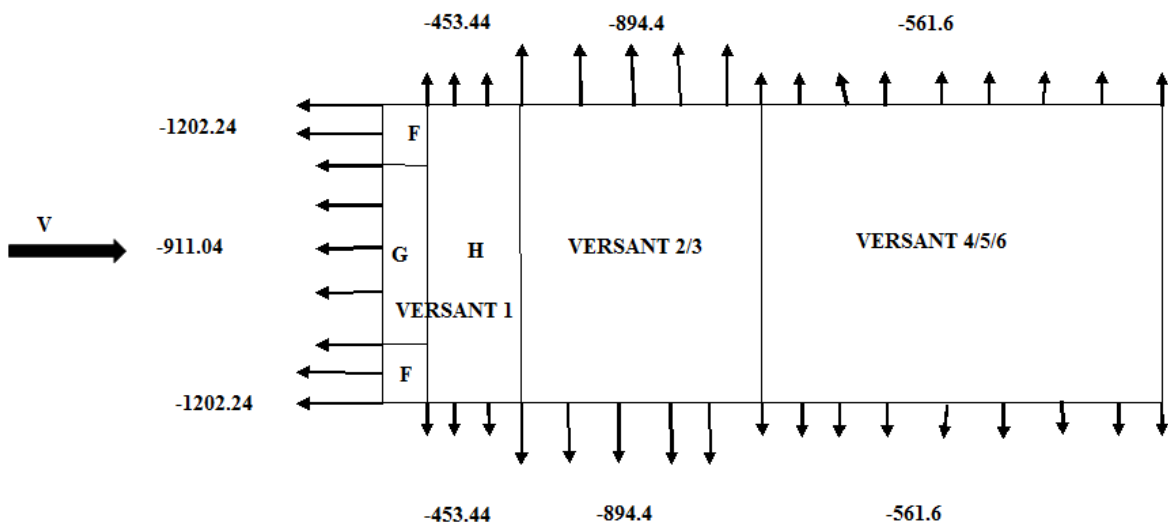


Figure II.8: . Pression du vent 2 sur la toiture

d. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le Coefficient de pression intérieur C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{es surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On utilise :

✚ la figure 5.14 (RNV version 2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme.

$h/d=9.5/48=0.19 < 0.25$ (on choisie le trait discontinue)

Vent(V1) : $\mu_p=782.7/823.2=0,95 \implies C_{pi} = -0.3$

vent(V2) : $\mu_p=452.1/823.2=0,055 \implies C_{pi}= 0.075$

. Calcul de la pression aérodynamique due au vent $W(z_j)$:

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

La zone	Q_p	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)_j$ (daN/m ²)
A	797	-1	-0.3	-557.9
B	797	-0,8	-0.3	-398.5
C	797	-0,5	-0.3	-159.4
D	797	0,8	-0.3	876.7
E	797	-0,3	-0.3	0

Tableau II.7:la pressions aérodynamique sur les parois verticales directionV1 du vent (Pignon).

La zone	Q_p	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)_j$ (daN/m ²)
A	797	-1	0.075	-1394.75
B	797	-0,8	0.075	-697.38
C	797	-0,5	0.075	-458.28
D	797	0,8	0.075	577.38
E	797	-0,3	0.075	-298.88

Tableau II.8:la pressions aérodynamique sur les parois verticales directionV2 du vent (long pan).

La zone	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)_j$ (N/m ²)
F sup	832	-2.25	-0.3	-1622.4
F inf	832	-1.90	-0.3	-1331.2
G	832	-1.84	-0.3	-1281.28
H	832	-0,68	-0.3	-316.16
I	832	-0.58	-0.3	-232.96

Tableau II.9: Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent (Pignon).

La zone		q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W(z)_j$ (daN/m ²)
VERSAN 1	F	832	-1.38	0.075	- 1202.24
	G	832	-1.02	0.075	- 911.04
	H	832	-0.47	0.075	- 453.44
VERSAN 2/3		832	-1.0	0.075	-894.4
VERSAN 4/5/6		832	-0.6	0.075	-561.6

Tableau II.10: Pressions sur la toiture - Direction V2 du vent (long pan)..

II.6.Conclusion :

Notre zone d'étude est située à Annaba d'une altitude (au niveau de la mer) importante donc les actions des vents ont un grand impact sur la structure. Après vérification avec les calcule des actions du vent q_j sur parois ainsi que sur toiture, aussi par le calcul de la charge de neige donc notre toiture résiste bien aux charges permanentes et d'exploitation des effets climatiques

CHAPITRE III

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III. CHAPITRE : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Dimensionnement Des Pannes De La Toiture :

Les pannes supportent la couverture et assurent le report des charges de la couverture sur les traverses.

Elles contribuent également à la réalisation de montants de poutres au vent en versants. Les pannes peuvent être modélisées en cantilever sur les portiques. Ce choix consiste à les disposer en continues et à les assembler par des articulations. Cette disposition est isostatique.

Par cette méthode, les sollicitations et les déformations sont réduites, et un gain de matière est réalisé par rapport à des pannes modélisées sur deux ou sur trois appuis.

L'avantage par rapport à des pannes continues est de pouvoir diminuer les moments de continuité sur appuis qui sont les plus défavorables, simplement en faisant varier la position de l'articulation.

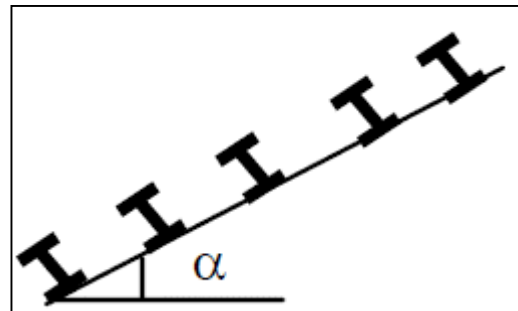


Figure III-1 Disposition des pannes

III.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

III.2. 1. Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes (G) :

Poids propre de la panne et de la couverture. Charges accrochées éventuelles.

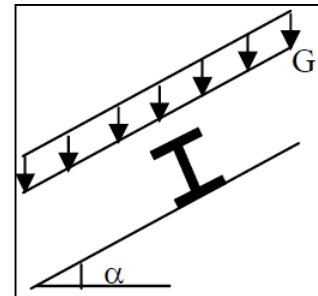


Figure III-2 Chargement des pannes

b) Surcharges d'entretien (P) :

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

c) Surcharges climatiques :

surcharge de neige (N) :

Par projection horizontale : N

Suivant rampant : $N \cos \alpha$

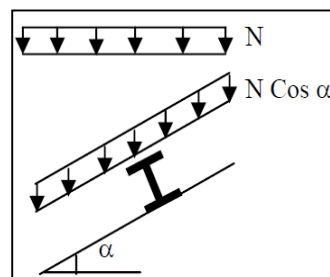


Figure III-3 surcharge de neige.

Surcharge du vent (V) :

Perpendiculaire au versant : V

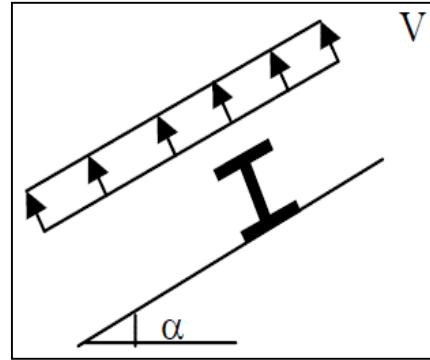


Figure III-4 surcharge du vent

III.2. 2. Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément aux conditions suivantes :

Condition de résistances : (ELU)

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

Condition de flèche : (ELS)

$$f_x \leq f_{ad} \quad \text{avec : } f_{ad} = \frac{1}{200} : \text{flèche admissible.}$$

$$f_y \leq f_{ad}$$

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et pour que l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) ne devient pas préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi - portée. Ces liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction.

III.2. 3. Charges à prendre en considération :

- Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich) ($G= 0,142 \text{ kN/m}^2$)
- Charge d'entretien ($Q=1\text{kN}$) placée en $1/3$ et $2/3$ de la longueur de la panne.
- Action de la neige ($S= 0,1134 \cos 9.44$) = $0,11\text{kN/m}^2$
- Action du vent ($W= -1.6224\text{kN/m}^2$)

Combinaisons des charges et actions :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = (1,35 \times 0,142 \times 1,5) + (1,5 \times 1 \times 1,5) = 2,53 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,142 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times 0,1 \times \cos(9,44^\circ)) = 0,53 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,142 \times 1,5) + (1,5 \times 1,5 \times (-1,6224)) = -3,36 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 3,36 \text{ kN/ml}$$

III.2.4. Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples :

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

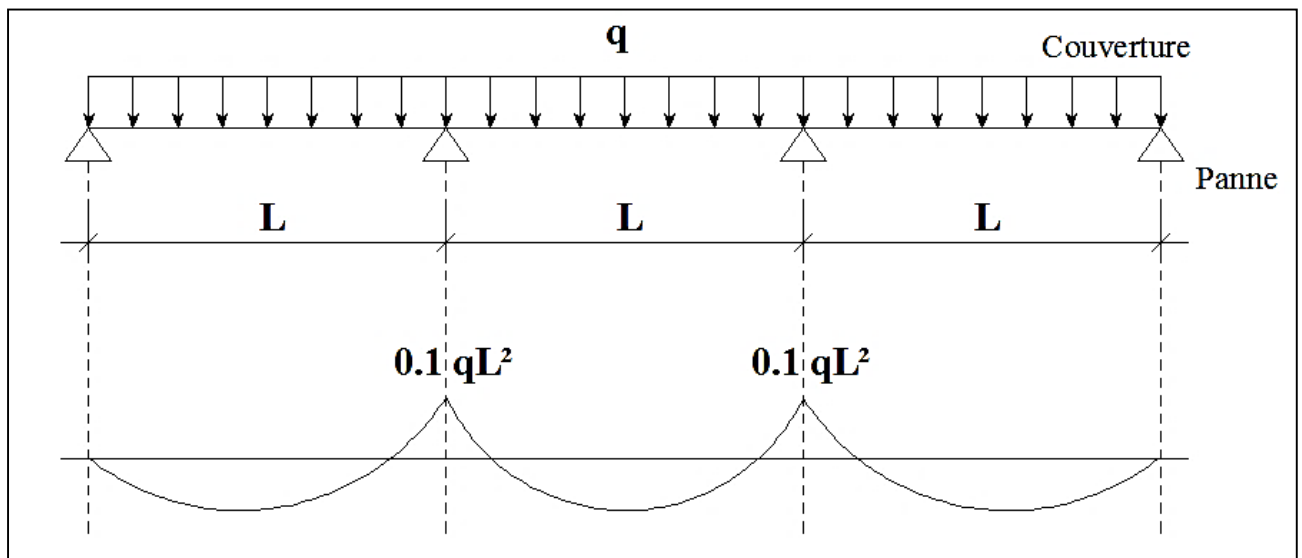


Figure III-5 Diagramme flèche max et moment max

$$M_{\max} = 0,1 qL^2 \quad ; \quad q = 3,36 \text{ kN/ml}$$

L : espacement entre pannes.

III.2.5. Calcul de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} < f_y \Rightarrow M_{max} < f_y \times W \quad \text{avec}$$

$$: \begin{cases} w \text{ (module de résistance)} \\ w = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Rightarrow 0.1 ql^2 < f_y \times W$$

$$\Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0.1 \times q}} \Rightarrow L \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0.1 \times 3.36}} = 1.87 \text{ m}$$

On prend : $L = 1,52 \text{ m}$

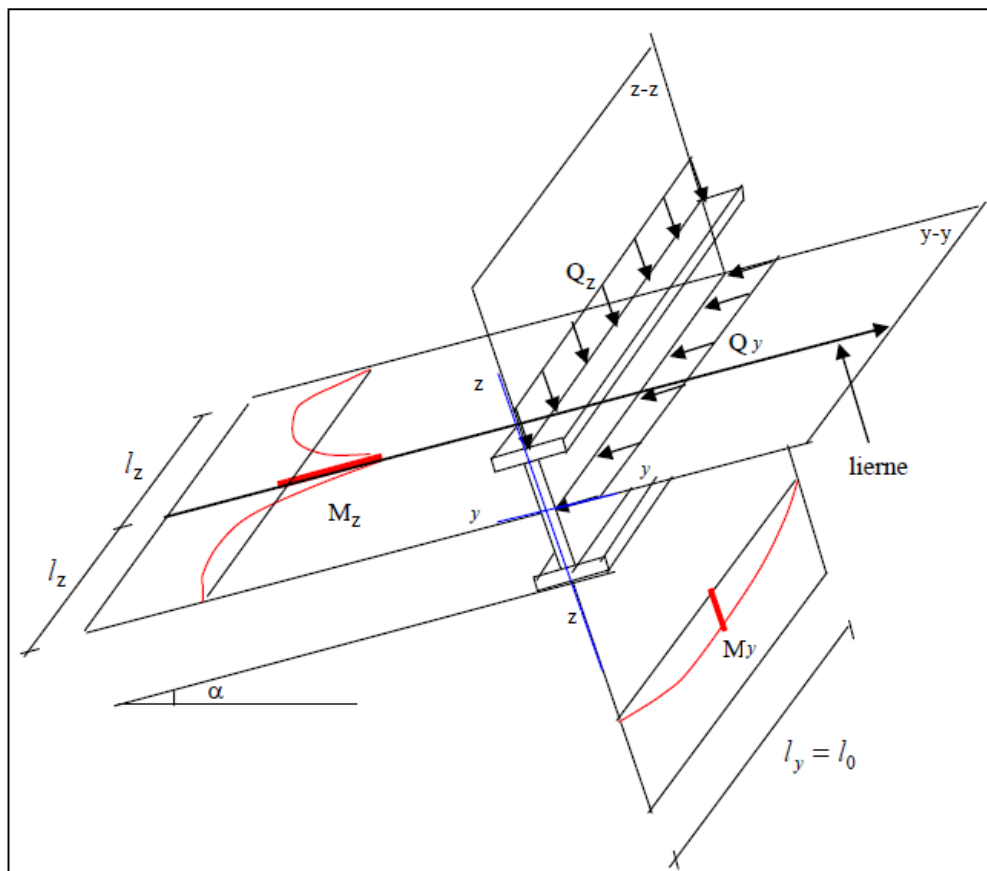
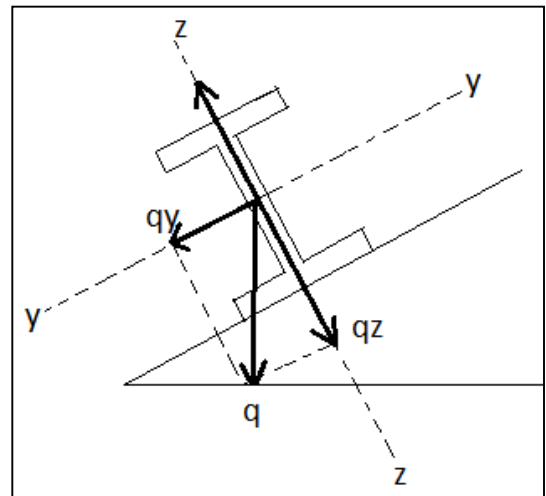


Figure III 6. Les différents plans de chargement d'une panne

III.2.6. Dimensionnement des pannes :

- $G=0,142 \times 1,52= 0,215 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{entr}}=1 \times 1,52= 1,52 \text{ kN}$
- $S=0,1 \times 1,52= 0,167 \text{ kN/ml}$
- $W= (-1.6224 \times 1,52) = -2.466 \text{ kN/m}$



III.2.6.1. Combinaisons des charges :

À l'ELU :

$$q_1= 1,35G+ 1,5 Q_{\text{entr}}= (1,35 \cdot 0,215) + (1,5 \cdot 1,52) = 2,57 \text{ kN/m}$$

$$q_2= 1,35G+1,5 S= (1,35 \cdot 0,215) + (1,5 \cdot 0,167) = 0,5 \text{ kN/m}$$

$$q_3= 1,35G+1,5W= (1,35 \cdot 0,215) + (1,5 \cdot (-2.466))= - 3.40 \text{ kN/m}$$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3) = 3.40 \text{ kN/ml}$$

$$\begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha = 3.40 \cdot \sin(9.44^\circ) = 0.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_z = q \cdot \cos \alpha = 3.4 \cdot \cos(9.44^\circ) = 3.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

À l'ELS :

- $q_{s1}= G+Q_{\text{entr}} = 0,215+1,52 = 1,735 \text{ kN/m}$

- $q_{s2} = G+S = 0,215 + 0,167 = 0,382 \text{ kN/m}$
- $q_{s3} = G+w = 0,215 + (-2.466) = -2,251 \text{ kN/m}$

$$q = \max (q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 2,25 \text{ kN/m}$$

NB : Les sollicitations dues au vent sont susceptibles d'avoir une instabilité par déversement. Vu aussi l'amplitude de leur action, on peut dire qu'elle est le cas le plus défavorable.

$$\begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha = 2.25 \cdot \sin(9.44^\circ) = 0.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_z = q \cdot \cos \alpha = 2.25 \cdot \cos(9.44^\circ) = 2.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{cases}$$

III.2.6.2. Calcul des moments sollicitants (ELU) :

1°) Plan (y-y) :

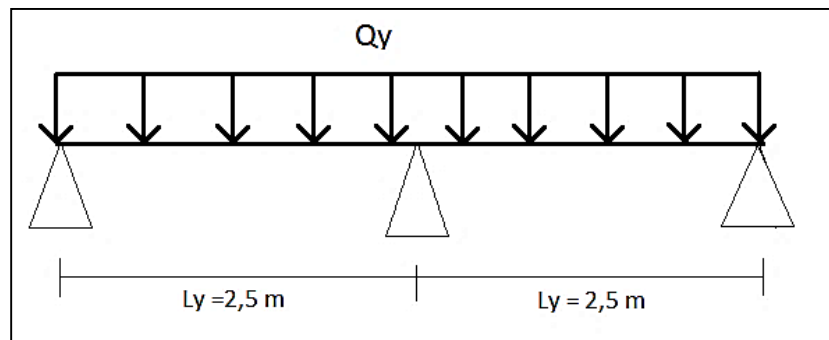
Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM 97 afin de dimensionner les pannes.

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

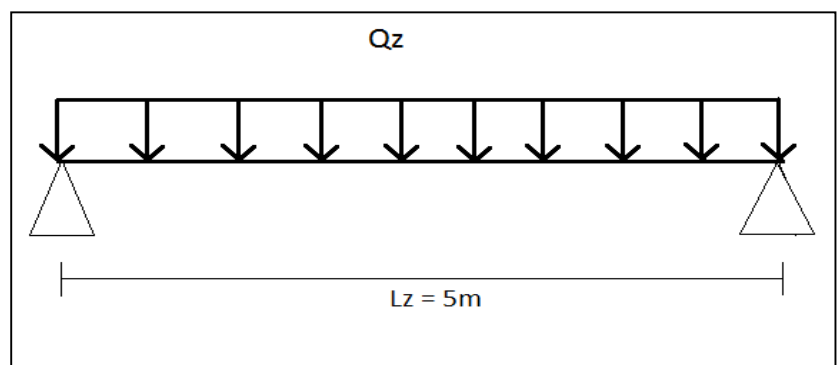
$$M_{z,sd} = Q_y \times \frac{L^2}{8} = 0.61 \text{ kN/m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{plz} = \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 2.85 \text{ cm}^3$$



2°) Plan (z-z) :



$$M_{y,sd} = Q_y \times \frac{L^2}{8} = 15.075 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} = \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 70.56 \text{ cm}^3$$

III.2.7. Condition de flèche (ELS) :

1°) Plan (y-y) :

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

$$\delta_{max} = \frac{L_y}{200} = \frac{250}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5 \times 0.36 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.25} = 14.46 \text{ cm}^4$$

$$I_z \geq 14.46 \text{ cm}^4$$

2°) Plan (z-z) :

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

$$\delta_{max} = \frac{L_z}{200} = \frac{500}{200} = 3 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2.21 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 591.96 \text{ cm}^4 \quad I_y \geq 591.96 \text{ cm}^4$$

Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 120 présentant les caractéristiques suivantes :

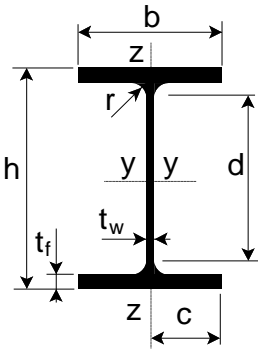
Profilés	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	H mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³
 IPE 120	16.4	120	64	6.3	4.4	317.8	27.7	60.73	13.58

Tableau III-1 Caractéristique du profilé IPE 120

III.2.8. Condition de flèche avec poids propre inclus :

$$Q_{\max} = G + W = (0,215 + 0,102) + (-3,36) = 3.043 \text{ kN/m}$$

$$q_y = Q_{\max} \cdot \sin \alpha = 3.043 \cdot \sin(9.44^\circ) = 0,49 \text{ kN/m}$$

$$q_z = Q_{\max} \cdot \cos \alpha = 3.043 \cdot \cos(9.44^\circ) = 3.00 \text{ kN/m}$$

1°) Plan (y-y) :

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

$$\delta = \frac{5 \times 0.49 \times 300^4}{384 \times 21.10^5 \times 27.7} = 0.89 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm}$$

°) **Plan (z-z) :**

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} ; \delta = \frac{5 \times 3 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 317.8} = 1.95 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

La condition de flèche est vérifiée

III.2.9. Classe du profilé IPE 140 :

III.2.9.1. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \rightarrow \frac{h - 2(tf + r)}{t_w} = \frac{120 - 2(6.3 + 7)}{4.4} = 21.23 \text{ avec } (\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1)$$

21.23 ≤ 72 → Donc l'Âme est de classe 1

III.2.9.2. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \rightarrow \frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3}$$

5.07 ≤ 10 → Donc la semelle est de classe 1

Donc la section du profilé global est de (classe I)

III.2.10. Vérification des contraintes :

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

$$\left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{z.Rd}} \right] \leq 1 \dots\dots\dots(A)$$

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

$$M_{ny,rd} = M_{py,rd} \frac{1 - n}{1 - 0.5a} \dots\dots\dots(1)$$

$$\begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 0 \\ a = \frac{A-(2b-tf)}{A} = \frac{13.2-(2 \times 6.4 \times 0.63)}{13.2} = 0.389 \end{cases}$$

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

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

$$(A) \Rightarrow \left[\frac{M_{y,rd} \times \gamma_{m0} \times (1-0.5a)}{W_{ply} \times fy} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,rd} \times \gamma_{m0}}{W_{plz} \times fy} \right]$$

$$Q_{\max} = 1,35G + 1,5W = 1,35(0,215 + 0,107) + 1,5(-3.36. 1,5)$$

$$Q_{\max} = 4,61 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 0,75 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 4,54 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,sd} = Q_z \times \frac{Lz^2}{8} = 4.54 \times \frac{5^2}{8} = 20.43 \text{ kN/m}$$

$$M_{z,sd} = Q_y \times \frac{Ly^2}{8} = 0.75 \times \frac{3^2}{8} = 0.79 \text{ kN/m}$$

$$(A) \Rightarrow \left[\frac{20.43 \times 10^3 \times 1.1 \times (1-0.5 \cdot 0.389)}{60.73 \times 23.5} \right]^2 + \left[\frac{0.84 \times 10^3 \times 1.1}{13.58 \times 23.5} \right]^1 = 0.37 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les pannes en IPE1 vérifient les contraintes de la flexion déviée

III.2.11. Résistance de la panne au déversement :

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

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

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl} \times fy}{\gamma_{m1}}$$

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

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

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^{-2}})}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi_{lt} = 0.5 \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^{-2} \right] \\ \alpha_{lt} = 0.21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad ; \quad \lambda_{lt} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}}$$

- $C_1 = 1,132$: facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement .B12pge144
- I_t : moment d'inertie de torsion= 1.74 cm⁴
- I_w : moment d'inertie de gauchissement= $I_z \cdot (h - t_f / 2)^2 = 27.7 \cdot ((12 - 0,63) / 2)^2 = 0.89 \times 10^3 \text{cm}^6$
- L : la longueur de la poutre entre point latéralement maintenus=600cm
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^7}{2(1+0.3)} = 8.077 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_y : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie= 27.7 cm⁴.

$$\lambda_{lt} = 252.1 \quad \lambda_1 = 93.9 \quad \varepsilon = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{137.2}{93.9} \times \sqrt{1} = 2.68$$

$$\phi_{lt} = 0.5[1 + 0.21(2.68 - 0.2) + 2.68^2] = 4.11$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(4.11 + \sqrt{4.11^2 - 2.68^2})} = 0.14$$

$$M_{b,rd} = \frac{0.14 \times 1 \times 60.73 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 181.63 \text{ N.m}$$

Moment sollicitant :

$$M_{sd} = \frac{qL^2}{8} = (1.35 Gy + 1.5 W) \times \frac{L^2}{8}$$

$$q = (1,35 \times 0,215 \times 0,102 \times \cos(9.44^\circ) + 1,5 \times 1,5 \times (-3.36)) = 7.53 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{7.53 \times 6^2}{8} = 33.88 \text{ KN.m} \leq M_{b,rd} = 181.63 \text{ N.m}$$

Donc la stabilité au déversement est vérifiée

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

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

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

Avec :

- ✓ $A_w = t_w \times (h - 2 t_f) = 384.56 \text{ mm}^2$ (aire de l'âme)
- ✓ $A_{fc} = b \times t_f = 64 \times 6.3 = 403.2 \text{ mm}^2$ (aire de la semelle comprimée)
- ✓ $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)
- ✓ $E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité)
- ✓ $K = \text{Coefficient pris égal à } 0,3$ (semelle de classe I).

A.N :

$$\begin{cases} K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{21 \cdot 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{384.56}{403.2}} = 261.81 \\ \frac{d}{tw} = \frac{120 - 2(6.3)}{4.7} = 24.40 \end{cases}$$

$24.4 < 261.81$ La condition est vérifiée

Conclusion

La section en IPE 140 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ;donc, il est convenable pour les pannes de notre structure .

III.3. Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

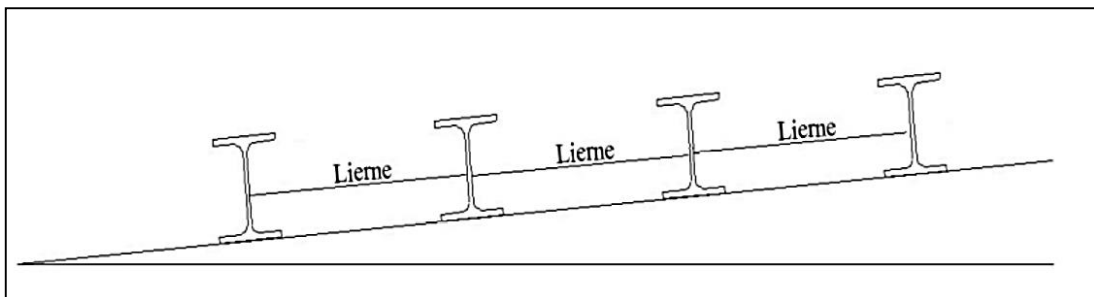
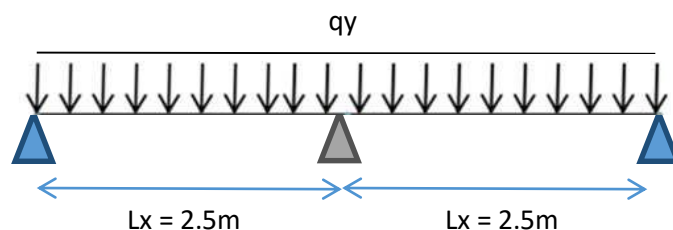


Figure III.7: Coupe transversale des liernes

Dimensionnement des liernes des pannes

Dans le plan (Y-Y), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

La réaction au droit de cet appui est $R_i = 1,25 q_x \cdot l_x$



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

$$R = 1,25 \times 0,36 \times 3$$

$$R = 1.35 \text{ kN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne de L1 à L51 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1.35}{2} = 0.68 \text{ KN}$$

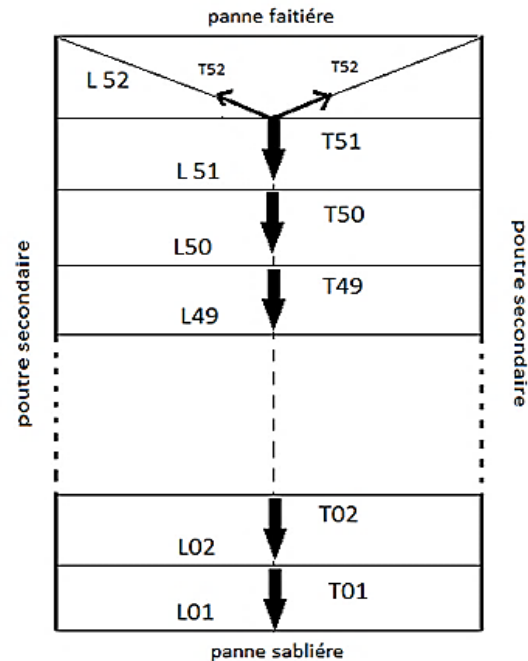
$$T_2 = R + T_1 = 1.36 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 2.71 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 4.06 \text{ KN}$$

⋮

$$T_5 = R + T_3 = 2.27 \text{ KN}$$



Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumises à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_{pl,rd}: (\text{effort normal résistant}) = A_s \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \\ N_{sd}: (\text{effort normal sollicitant}) \end{cases}$$

$$N_{sd} \leq A_s \frac{f_y}{\gamma_{mo}} \quad ; \quad A_s \leq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{f_y}$$

$$A_s \leq \frac{6.08 \times 1.1}{235 \cdot 10^{-3}} = 28.44 \text{ mm}^2$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\varnothing 20$ et d'une section résistante $AS = 3.14cm^2$

Rq:

Vu que le diamètre des liernes est grand, on choisit un diamètre $\varnothing 12$; par contre, on utilisera des $\varnothing 20$ dans les liernes les plus sollicitées L52

III.4. Calcul des lisses :

III.4.1. Introduction :

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

III.4.2. Détermination des sollicitations :

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

III.4.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

✓ Charge permanentes (G) :

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

✓ Surcharges climatiques

Surcharge du vent(W)

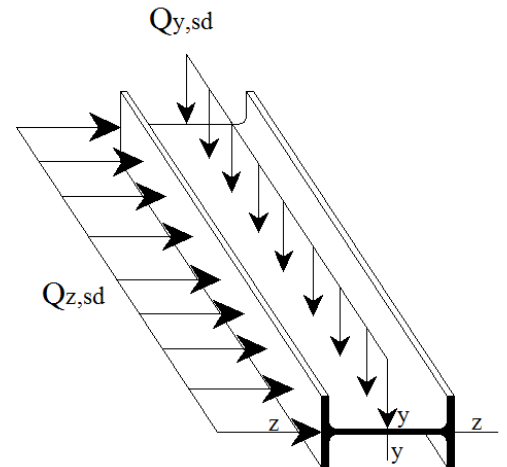
Combinaisons de charge les plus défavorables

III.4.2.2. Vérification de la lisse de long pan :

- Bardage : 10,9 kg/m²
- Accessoires de poses :5 kg/m²
- Poids propre de la lisse :(IPE120) : 13,4 kg/ml

$$G = (0.11 + 0.05) \cdot 0.852 + 0.131 = 0.27 \text{ kg/ml}$$

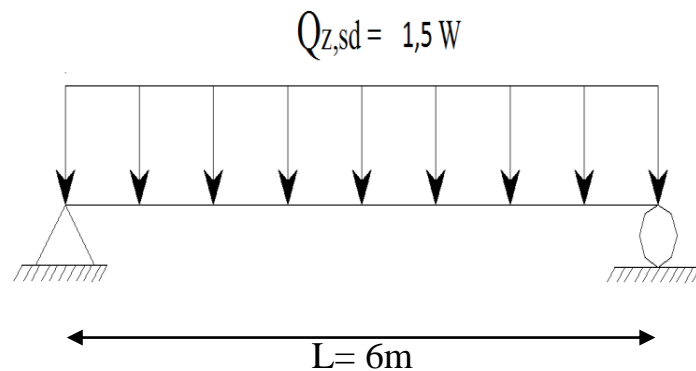
Remarque: la distance entre les lisses est de 1,4m :



• Surcharges climatiques du vent :

$$W2 = 1,39 \times 0.852 = 1,18 \text{ kN/m}$$

1. Poutre sur deux appuis :



2. Moment sollicitant :

1°) Plan (y-y) :

$$M_{zsd} = \frac{Q_{z,sd} L^2}{8} = (1.5 \times W2) \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = (1.5 \times 1.18) \times \frac{6^2}{8} = 7.97 \text{ KN.m}$$

2°) Plan (z-z) :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} L^2}{8} = (1.5 \times W2) \times \frac{L^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = (1.35 \times 0.27) \times \frac{3^2}{8} = 0.41 \text{ KN.m}$$

Module de résistance :

1°) Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} \leq M_{y,crd} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$w_{ply} \geq \frac{w_{y,sd} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{7.7 * 10^2 * 1.1}{23.5} = 37.30 \text{ cm}^3$$

2°) Plan (z-z) :

$$M_{z,sd} \leq M_{z,crd} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$w_{ply} \geq \frac{w_{z,sd} * \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{0.41 * 10^2 * 1.1}{23.5} = 1.91 \text{ cm}^3$$

III.4.2.3. Condition de flèche (ELS) :

1°) Plan (y-y) :

$$\delta = 0.415 \frac{5 \times F_y \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{L_y}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \quad \Rightarrow \quad I_z \geq \frac{0.415 \times 5 \times F_y \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$I_z \geq \frac{0.415 \times 5 \times 0.27 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5}$$

$$I_z \geq 3.75 \text{ cm}^4$$

Tapez une équation ici.

2°) Plan (Z-Z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_Z \times L_Z^4}{384 \times E \times I_Z}$$

$$\delta_{max} = \frac{L_Z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \quad \Rightarrow \quad I_Z \geq \frac{5 \times F_y \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$I_Z \geq \frac{5 \times 0.131 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 35.08 \text{ cm}^4$$

Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un UPN 120 présentant les caractéristiques suivantes.

III.4.2.4. Vérification de contraintes de l'UPN 120 :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ny,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{nz,rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

$$\left[\frac{M_{y,sd} * \gamma_{m0} * (1 - 0.5a)}{M_{ply} * f_y} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,sd} * \gamma_{m0}}{M_{plz} * f_y} \right]^1 \leq 1.0$$

Avec : Profile lamine en u : $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$

$$a = \min\left(\frac{A_W}{A}; 0.5\right) \Rightarrow A_W = A - 2 * b_f * t_f = 17 - 2 * 0.9 * 5.5 = 7.1 \text{ cm}^2$$

Donc $a = \min\left(\frac{7.1}{17}; 0.5\right) = 0.41$

AN :

$$\left[\frac{7.97 * 10^2 * 1.1 * (1 - 0.5 * 0.41)}{72.6 * 23.5}\right]^2 + \left[\frac{0.41 * 1.1}{21.2 * 23.5}\right]^1 = 0.25 \leq 1.0$$

=> Condition vérifiée

III.4.2. 5. Vérification de la flèche d'UPN 120 :

L'ELS :

Charge horizontale F_Z

$$F_Z = w_{max} * esp = 1.39 * 0.852 = 1.18 \frac{kN}{ml}$$

Charge verticale F_y :

$$F_Z = 0.11 * 0.852 + 0.131 = 0.225 \text{ kN/ml}$$

1°) Plan (y-y) :

$$\delta = 0.415 \frac{5 \times F_Z \times L_Z^4}{384 \times E \times I_z} = 0.415 \frac{5 \times 0.225 \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 43.2} = 0.108 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{L_y}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

2°) Plan (Z-Z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_Z \times L_Z^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 1.18 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 364}$$

$$\delta_{max} = \frac{L_Z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta_1 = 0.108 \text{ cm} < \delta_{1max} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 2.6 \text{ cm} < \delta_{2max} = 3 \text{ cm}$$

⇒ UPN 120 VERIFIEE LA CONDITION DE FLECHE

III.5. Calcul des potelets :

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

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

III.5. 1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :

a) Charge permanentes G (poids propre) :

- ✓ Bardage :10,9kg /m²
- ✓ Accessoires de poses :5kg/m²
- ✓ Poids propre de la lisse :(IPE140).....12,9kg/ml

b) Evaluation des charges et surcharges :

a- Charge permanente (G) :

$$\text{Poids propre du bardage : } G1 = 0,11 \times 0,852 = 0,094 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre des lisses UPA 120 } G2 = 0,131 \text{ KN / ml}$$

$$G = (0,094 + 0,131) = 0,225 \text{ KN/ml}$$

b- Surcharge climatique (vent) :

$$\text{Action du vent } q_w = 1,62 \times 0,852 = 1,38 \text{ KN/ml}$$

III.5.2.3. Dimensionnement :

Combinaison des charges à L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times 0,225 + 1,5 \times 1,38 = 2,37 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = Q_y \times \frac{L^2}{8} = 2,37 \times \frac{9,14^2}{8} = 24,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 24,75 \text{ KN.m}$$

Les verifications suivants sont imposées par le CCM97 :

$$M_{sd} \leq M_{crd}$$

avec:

$$M_{crd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{W_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{24,75 \times 1,110}{235}$$

$$W_{ply} \geq 115,85 \text{ cm}$$

III.5.2.1. Choix de profilé :

Choisir IPE 330 \Rightarrow poids propre de IPE₃₃₀=49.1 kg/m

III.5.2.2. Vérification de la flèche à L'ELS :

$$q_u = G + W = (0,225 + 0,49) + 1,38 = 2,095 \text{ KN/ml}$$

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

$$\delta_{max} = \frac{L_f}{200} = \frac{914}{200} = 4,75 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 2,0925 \times 914^2}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 11170} = 1,01 \text{ cm} \leq 4,75 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}$$

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 220	22,2	33,4	220	110	9,2	5,9	2317	171,4	285,4	58,11	9,11	2,48

Tableau III.2. Caractéristiques du profilé IPE 330

IV.5.2.3. Classe du profilé :

a. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = h - 2(t_f + r) \Rightarrow d = 271 \text{ mm}$$

$35.13 \leq 36 \rightarrow$ Donc l'Âme est de classe I

a. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{\frac{bf}{2}}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 6.95 < 10 \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

Conclusion : La section est de classe I

III.5.2.4. Vérification des contraintes :

Nous sommes dans la flexion composée, il faut vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

Avec :

M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 24.75 \text{ KN. m}$)

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

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

Avec : $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$

Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :

$$N_{sd} = (P_p \text{ bardage}) + (P_p \text{ lisse}) + (P_p \text{ potelet})$$

$$N_{sd} = (0,11 \times 6 \times 914) + (0,131 \times 6 \times 6) + (0,49 \times 9,14) = 15,23 \text{ kn}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y} = \frac{15,23 \times 1,1}{62,6 \times 23,5} = 0,011$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) \quad \text{avec} \quad A_w = A - 2b_f \cdot t_f$$

$$A = 62,6 - (2 \cdot 1,6 \cdot 1,15) = 25,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } a = \min(25,8/62,6, 0,5) = 0,41$$

Alors :

$$M_{N,Rd} = \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \left[\frac{(1 - 0,011)}{(1 - (0,5 \cdot 0,41))} \right] = 213,76 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 24,75 \text{ KN. m} \ll M_{n,rd} = 74,52 \text{ KN. m} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

III.5.2.5. Ristance du potelet au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,rd}$: Resistance au flambement
- $\beta_a = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{m1} = 1, 1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de λ
- $\lambda(\infty)$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\epsilon}$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.06 > 1.2 \\ tf = 11.5\text{mm} < 40\text{mm} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \text{Axe } (y - y): \text{ courbe } a & \alpha = 0,21 \\ \text{Axe } (z - z): \text{ courbe } b & \alpha = 0,34 \end{cases}$$

- **Plan (y-y)**

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

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{914}{13.71} = 66.66 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} = \frac{66.67}{93.9} = 0.71 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.71$$

- **Plan (z-z)**

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

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{600}{3.55} = 169.01 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} = \frac{169.01}{93.9} = 1.80 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1.80$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = 1.80$$

A partir de tableau 55.2 page 76 CCM97 déterminer χ en fonction de l'élancement réduit

$\square \infty$, Et la courbe de flambement $\square \infty = 3,4$

$$\Rightarrow \chi = 0,2521$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0.252 \times 1 \times 6260 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 370.86 \text{ kn}$$

$N_{sd} = 15.23 \text{ KN} \ll N_{b,rd} = 370.86 \text{ KN}$ **Condition Vérifiée**

III.5.2.6. Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13 \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement **II.10.8.**

III.5.2.7. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_f c}}$$

Avec :

A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w \times d = 7.5 \times 271 = 2032.5 \text{ mm}^2$

$A_f c$: Aire de la semelle comprimée $A_f c = b \times t_f = 160 \times 11.5 = 1840 \text{ mm}^2$

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV. CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Il produit des dégâts destructifs au niveau de la construction et par conséquent la vie humaine. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable à vies humaines et aux biens matériels. Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.2. Principe de la méthode

Pour étudier l'effet de l'action sismique sur la structure de notre projet, une étude dynamique est nécessaire selon les conditions du règlement parasismique Algérien, à travers laquelle on doit vérifier :

- la période de la structure.
- les déplacements aux sommet de la structure.
- l'effort tranchant à la base de la structure.

Mais, la modélisation de notre projet à l'aide du logiciel (**Robot**) a été faite en (**2D**) dont le but d'obtenir les sollicitations nécessaires (**M,N,V**) pour dimensionner les éléments porteurs de la structure.

Cette modélisation en **2D** ne fournit pas les résultats qui nous permettent de faire une vérification des périodes et des déplacements de la structure ; la seule vérification qu'on a effectuée pour notre structure est celle de l'effort tranchant à la base de structure, pour permettre la comparaison entre l'action sismique et celle du vent et quelle est la plus défavorable.

IV.3. Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement suivant deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A: est le coefficient d'accélération de zone : Zone II , groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0.15$, tableau 4.1 page 47

Q : facteur de qualité : La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^b P_q \Rightarrow Q = 0.2$$

R : coefficient de comportement de la structure : Ossature contreventée par palées Triangulées en X $\rightarrow R = 4$

D : est le facteur d'amplification dynamique moyen. Déterminé en fonction de la Catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période Fondamentale de la structure.

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2\backslash 3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2\backslash 3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$T = C_t \times h_t^{3\backslash 4} = 0.5 \times 38.56^{3\backslash 4} = 0.77 \text{ tableau 4.6 page 55}$$

T_2 ; Tableau 4.7 page 59

Site S2 $\Rightarrow T_1 = 0.15, T_2 = 0.4$ périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : on a site ferme

$$\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \quad 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2\backslash 3}$$

η ; facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7$$

$\varepsilon = 5 \%$ tableau 4.2 page 48

$$\Rightarrow \eta = 1.82$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2\backslash 3} = 2.5 \times 1.82 \times \left(\frac{0.4}{0.77}\right)^{2\backslash 3} = 2.94$$

W : le Poids total de la structure :

$$\beta = 0.5$$

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 1733.84 \text{ KN}$$

Donc :

$$V = \frac{0.15 \times 2.94 \times 0.2}{4} \cdot 1733.84$$

$$V = 38.23 \text{ kN}$$

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.INTRODUCTION :

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire. Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

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

V.2. Justification des traverses :

On choisit une section en laminé à chaud IPE 180, que nous allons vérifier.

V.2.1. Charges réparties sur la traverse :

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

V.2.2. Calcule des traverses :

Justification des traverses (HEA360)

Les moments maximaux sollicitant la traverse sont obtenus par le logiciel robot.

$$N_{sd} = 11.37KN$$

$$V_{sd} = 61.74KN$$

$$M_{sd} = 419.80KN.m$$

V.2.3. Caractéristiques de la traverse :

V.2.3.1. Choix de profil :

Profil	Poids	Section	Dimensions						Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H Mm	B mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm	
HEA 360	112	142.8	350	300	17.5	10	261	33090	7887	2088	802.3	15.22	7.43	

Tableau V.1:Caractéristiques du profilé HEA360.

V.2.3.2. Classe de la section transversale :

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 261 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{261}{10} = 26.1 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I.}$$

b. Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 11\varepsilon$$

Avec :

$$c = \frac{b}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$t_f = 17.5 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{17.5} = 8.75 \\ 11\varepsilon = 11\sqrt{\frac{235}{235}} = 11 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale est de classe I.

V.2.3.3. Condition de résistance :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_V \times \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

$$A_V = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_V = 142.8 - 2(30) \cdot 1.75 + (1 + 2 \cdot 2.7)1.75 = 49 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$V_{pl.Rd} = \frac{49 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 604.38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 61.47 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl.Rd} = 302.19 \text{ KN}$$

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

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

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2088 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 446.07 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{142.8 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 3050.72 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{419.80}{446.07}\right)^1 + \left(\frac{11.37}{3050.72}\right)^2 = 0.94 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3.4. Résistance de la traverse au déversement :

* Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{bRd} = \frac{x_{lt} \times B_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- Avec :
- $B_w = 1$ section de classe I
- x_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

$$\lambda_{lt}^- = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{B_w}$$

$$\lambda = \frac{L \times \left(\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w}\right)^{0,25}}{C_1^{0,5} \left(\frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E I_w}\right)^{0,25}}$$

Avec :

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21.10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3\vartheta \end{cases} \Rightarrow G = 8,08.10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 148,8 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 2177.10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 7887 \text{ cm}^4$)

$$\lambda = 83,60$$

$$\lambda_1 = 93,9\text{E} = 93,9$$

$$\lambda_{lt}^- = \left(\frac{83,60}{93,9}\right) \sqrt{1} = 0,89$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt}^- - 0,2) + \lambda_{lt}^{-2}]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,89 - 0,2) + 0,89^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,97$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,97 + \sqrt{0,97^2 - 0,89^2})} = 0,73 \leq 1$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ pour les profile laminés

$$M_{b,Rd} = \frac{0,73 \times 1 \times 208,8 \cdot 10^2 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 3256,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 419,80 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 3256,33 \text{ KN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

V.3. Justification des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Pour la vérification du portique, on va prendre en considération l'effet de la rigidité et les différents chargements qui sollicitent de manière variable à chaque portique, donc avec ces raisons et d'autre, on va faire l'étude de portique qui contient le poteau et la traverse la plus sollicitée.

V.3.2. Calcul des poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

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

- $N_{sd} = 32,18 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 277,53 \text{ kN.m}$

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfaites la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1,00$$

Avec:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{1891 \times 0,235}{1,1} = 403,98 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{142.8 \times 23.5}{1.1} = 3050.72 \text{ KN}$$

$$\left[\frac{277.53}{403.98} \right]^1 + \left[\frac{32.18}{3050.72} \right]^2 = 0.69 \leq 1.0 \quad (\text{condition vérifiée})$$

V.3.3. Caractéristiques de poteaux:

V.3.3.1. Choix de profile :

Donc le profilé **HEA 360** est vérifié.

Profil	Poids	Section	Dimensions						Caractéristiques				
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 360	112	142.8	350	300	17.5	10	261	33090	7887	2088	802.3	15.22	7.43

Tableau V.2:Caractéristiques du profilé HEA360.

V.3.3.2. Classe de la section transversale :

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 261 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{261}{10} = 26.1 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I.}$$

b. Classe de la semelle :

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

Avec :

$$C = \frac{b}{2} = 150\text{mm}$$

$$t_f = 17.5\text{mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{17.5} = 8.75 \\ 10\epsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale est de classe I.

V.3.3.3. Vérification de flambement :

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

Avec :

- N_{sd} : Effort de compression.
- $M_{b,Rd}$: La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale à:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * \beta_A * A * f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- ✓ $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- ✓ β_A : 1 (Pour les sections de classe I)

✓ $\gamma_{m1}: 1.1$

✓ χ : Coefficient de réduction

✓ $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.3 \varepsilon}$$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1.16 < 1.2 \\ t_f = 17.5\text{mm} < 40\text{mm} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} \text{Axe (y - y): courbe a} & \alpha = 0,21 \\ \text{Axe (z - z): courbe b} & \alpha = 0,34 \end{cases}$$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0.5L}{15.22} = \frac{0.5 \times 850}{5.73} = 27.92 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.29$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0.5L}{7.43} = \frac{0.5 \times 850}{7.43} = 1.43 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1.43$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = 1.43$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2})}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \Phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{lt} = 0.21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$$D'où \quad \chi = 0.37 \leq 1$$

D'où

$$N_{b,rd} = \frac{0.37 \times 1 \times 142.8 \cdot 10^2 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1.1} = 1128.77 \text{ KN}$$

Donc : $N_{sd} = 32.18 \text{ KN} < N_{b,rd} = 1128.77 \text{ KN}$

La condition est vérifié

V.4. Justification des contreventements :

V.4.1. La poutre au vent :

V.4.1.1. Introduction :

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

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

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent » et Contreventement « en ciseaux », et en façade « palée de stabilité », et doivent reprendre les Efforts horizontaux appliqués sur les pignons que sur les longs pans.

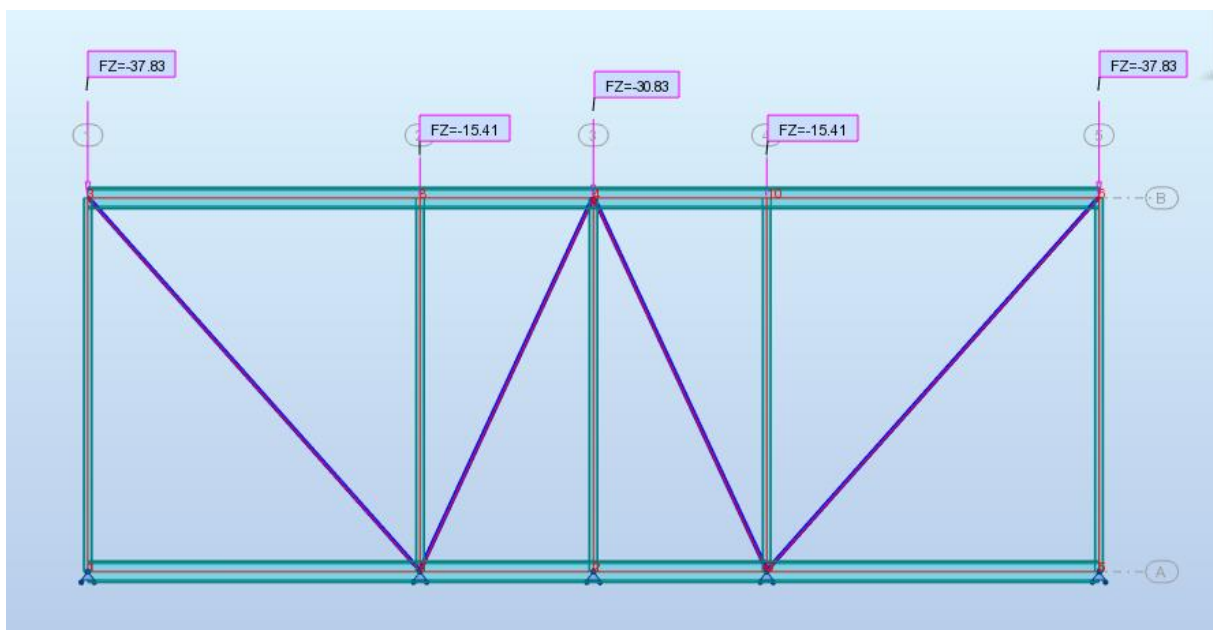


Figure V.1 : position de contreventement

V.4.1.2. Les éléments tendus:

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd}$$

Avec : $N_{t.sd} = 15.92 \text{ kn}$ (Calculé par le logiciel ROBOT).

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = \frac{A \times F_u}{\delta_{M1}} \Rightarrow A = \frac{15.92 \times 1,1}{23.5} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Donc : choisir 2L 50X50X5 $A=4,80 \text{ cm}^2$

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	ys mm	Iy= Iz cm ⁴	iy=iz cm
CAE 50×5	4,80	50	5	1,40	10,96	1,51

Tableau V.3 : Caractéristiques du profilé CAE 50×5

V.4.1.3. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{plrd} = \frac{2A \times F_y}{\delta_{M1}} = \frac{2 \times (4,80) \times 23,5}{1,1} = 205,09 \text{ kn}$$

Résistance ultime :

$$N_{u.rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\delta_{M1}}$$

$$A_{net} = A_1 = \sum A_2$$

$$A_1 = (5 * 0,5) - (1,4 * 0,5)$$

$$A_1 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0,5 * 0,5) = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\sum = \frac{3 A_1}{3 A_1 + A_2} = 0,705$$

$$A_{net} = 1,8 + \sum 0,705 * 2,25$$

$$A_{net} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$N_{u.rd} = 0,9 \frac{3,38 \times 0,36}{1,1} = 99,56 \text{ kn}$$

V.4.1.4. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net.rd} = \frac{A \times F_y}{\delta_{M0}} = \frac{338 \times 0,235}{1,1} = 72,20 \text{ kn}$$

Vérification :

$$N_{t.sd} \leq \min(N_{plrd}, N_{u.rd}, N_{net.rd}) \Rightarrow 12,25 \leq \min(663,12, 99,56, 72,20)$$

Condition vérifiée

V.4.2. Pali de stabilite :

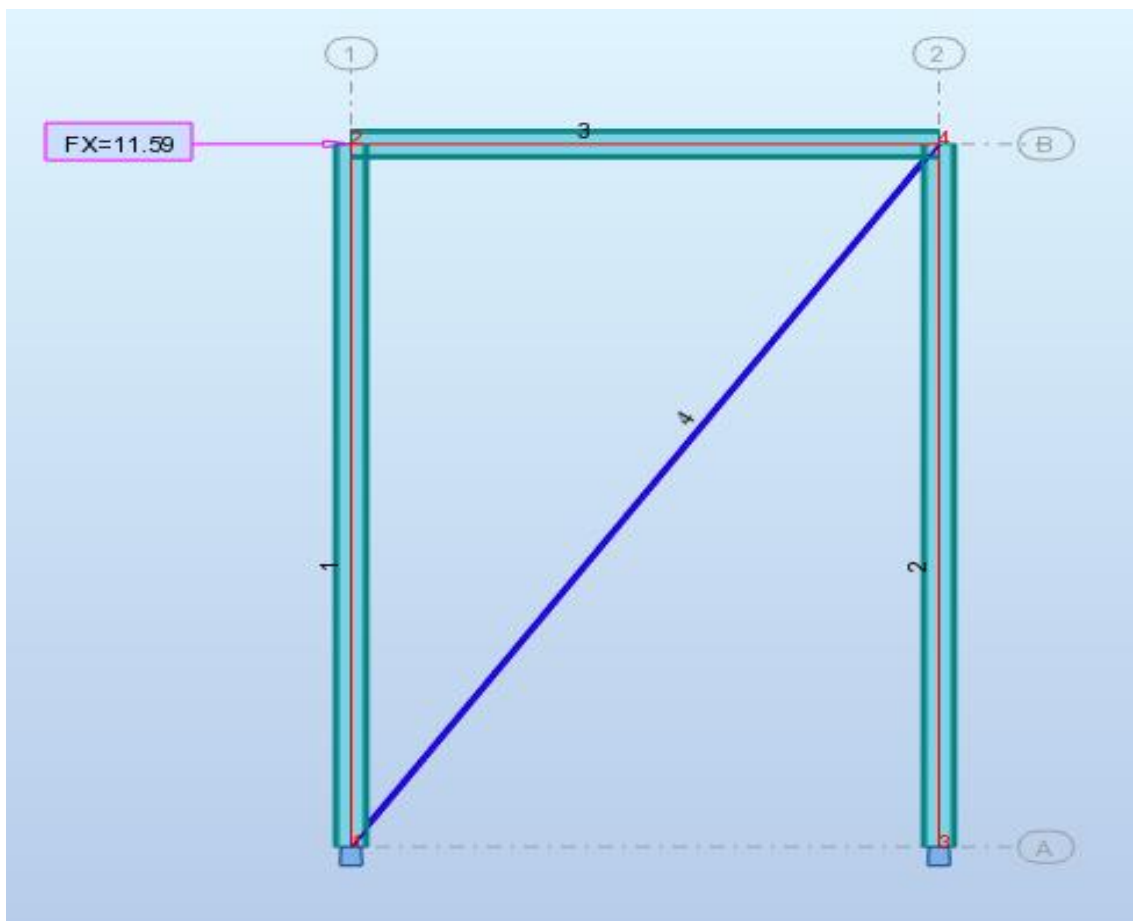


Figure V.2 : pali de stabilite

.Les éléments tendus :

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd}$$

Avec : $N_{t.sd} = 12.25kn$ (Calculé par le logiciel ROBOT).

$$N_{t.sd} \leq N_{t.rd} = \frac{A \times F_u}{\delta_{M1}} \Rightarrow A = \frac{12.25 \times 1,1}{23.50} = 0.57cm^2$$

Donc : choisir **2L 50X50X5** $A=4,80cm^2$

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
CAE 50×5	4,80	50	5	1,40	10,96	1,51

Tableau V.4 : Caractéristiques du profilé CAE 50×5

V.4.2.1. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{ptrd} = \frac{2A \times F_Y}{\delta_{M1}} = \frac{2 \times (4,80) \times 23.5}{1,1} = 205,09kn$$

Résistance ultime :

$$N_{u.rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\delta_{M1}}$$

$$A_{net} = A_1 = \sum A_2$$

$$A_1 = (5 * 0,5) - (1,4 * 0,5)$$

$$A_1 = 1,8cm^2$$

$$A_2 = (5 - 0,5 * 0,5) = 2,25cm^2$$

$$\sum = \frac{3 A_1}{3 A_1 + A_2} = 0,705$$

$$A_{net} = 1,8 + \sum 0,705 * 2,25$$

$$A_{net} = 3,38cm^2$$

$$N_{u.rd} = 0,9 \frac{3,38 \times 0,36}{1,1} = 99.56kn$$

V.4.2.2. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net.rd} = \frac{A \times F_y}{\delta_{M0}} = \frac{3380 \times 0.235}{1,1} = 72.20kn$$

Vérification :

$$N_{t.sd} \leq \min(N_{plrd}, N_{u.rd}, N_{net.rd})$$

$$\Rightarrow 12.25 \leq \min(205.09, 99.56, 72.20)$$

Condition vérifiée

CHAPITRE VI

ETUDE DES ASSEMBLAGES

VI. CHAPITRE VI : ETUDE DES ASSEMBLAGES

VI.1. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause. Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement EC3.

VI.2. Définition :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites.

En construction métallique, les éléments à assembler peuvent être placés :

- Soit bout à bout (éclissage, rabouages) ;
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et système articulés).

VI.3. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblage sont :

- Le boulonnage ;
- Le soudage.

On distingue deux principaux modes de fonctionnement des assemblages :

- Fonctionnement par obstacle : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement au cisaillement.
- Fonctionnement par adhérence : dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.

VI.4. Classification des assemblages :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
- Leur résistance

VI.5. Classe des boulons :

Valeurs de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VI.1 : Classe des boulons

VI.6. Calcul des assemblages :

VI.6.1. 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.

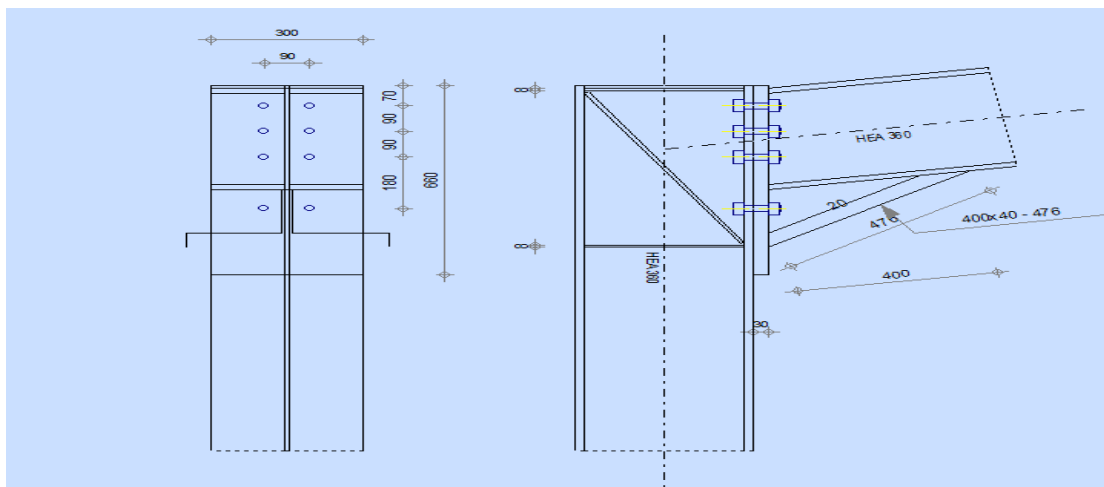


Figure VI.1 : Représentation de l'assemblage Poteau–Traverse

L'effort sollicitant :

$$V_{sd} = -27.6 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 28.03 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 277,53 \text{ KN}$$

-Epaisseur de la platine : $e_p = 30 \text{ mm}$

$$18 \text{ mm} \leq t_{max} \leq 30 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{max} = 0,7t = 21 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 11 \text{ mm}$

Soudure de la platine :

a. Soudure de la semelle tendue :

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

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{277,53}{0,3} + 28.03 = 953.13 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 11 \sqrt{2} \times 300 \times 10^{-3}}{1,1} = 697.91 \text{ KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 11 \times 300 \times 10^{-3}}{1,1} = 594 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_d \leq \min (R_w, R_s) \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

b. Soudure de l'âme :

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 11 \sqrt{2} \times 261}{1,1} = 607.18 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq R_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des Boulons

$$d_1 = 471 \text{ mm} , d_2 = 381 \text{ mm} , d_3 = 291 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2$$

$$\sum di^2 = 471^2 + 381^2 + 291^2 = 0,45 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times di}{\sum di^2}$$

$$N_1 = \frac{277,53 \times 0,47}{0,45} = 289.86 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{277,53 \times 0,38}{0,45} = 234.36 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{277,53 \times 0,29}{0,45} = 178.85 \text{ KN}$$

2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{289,86}{0,7 \times 1000 \times 2} = 207,04 \text{ mm}^2$$

On choisit un boulon M27 classe 8.8

$$A_s = 303 \text{ mm}^2, A = 380 \text{ mm}^2, d_0 = 24 \text{ mm}$$

2. Condition de résistance des boulons :

» Distance entre axe des boulons :

• entre axe des boulons

$$P_1 \geq 2,2 d_0 \quad ; P_2 \geq 3 d_0$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 24 = 52,8 \text{ mm} \quad ; P_2 \geq 3 \times 24 = 72 \text{ mm}$$

• Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1,2 d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 24 = 28,8 \text{ mm}$$

On prend :

$$e_1 = 70 \text{ mm}$$

$$P_1 = 90 \text{ mm}$$

• Pince transversale:

$$e_2 \geq 1,5 d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 24 = 36 \text{ mm}$$

on prend :

$$e_2 = 90 \text{ mm}$$

$$P_2 = 90 \text{ mm}$$

3. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \Rightarrow F_p = 0,7 \times 1000 \times 303 \times 10^{-3} = 212,1 \text{ KN par boulon}$$

Et $212,1 \times 2 = 424,2$ pour chaque rangers

$$M_{rd} = \frac{257,04 \times 0,45}{0,47} = 203,07 \text{ KN} < M_{sd} = 277,53 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

4. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

» assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime.

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \cdot \mu (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Sd})}{\gamma_{Ms,ult}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement des surfaces assemblées.

$k_s = 1$ si les trous sont normaux.

n = nombre d'interfaces de frottement.

$$F_{t,sd} = \frac{F_p}{2} = \frac{212.1}{2} = 106.05 \text{ KN}$$

• Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{27.6}{8} = 3.45 \text{ KN}$$

• Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons :

$$\Rightarrow F_{S,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times (212.1 - (0,8 \times 106.05))}{1,1} = 34.70 \text{ KN}$$

$F_{V,sd} < F_{S,Rd} \Rightarrow$ La condition vérifiée.

5. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} > F_{t,sd}$$

B_{prd} : est la résistance au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon.

$F_{t,sd}$: l'effort de traction par boulon à l'état limite ultime.

$$B_{prd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

d_m : diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (plus petite des deux valeurs).

$$B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 38.8 \times 17.5 \times \frac{36}{1,25}$$

$$\Rightarrow B_{prd} = 368.42 \text{ KN}$$

Donc : $B_{prd} > F_{t,sd} = 106.05 \text{ KN} \Rightarrow$ La condition vérifiée.

VI.6.2. Assemblage traverse_traverse :

Traverse HEA360-HEA360 :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

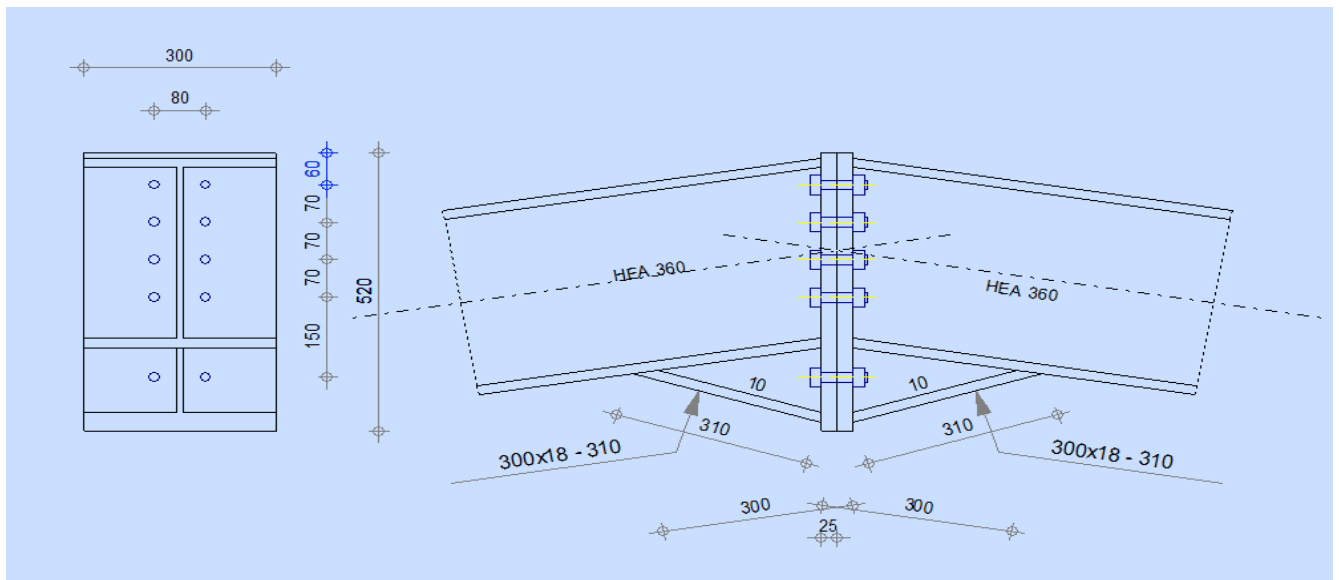


Figure VI.2 : Représentation de l'assemblage traverse _ traverse.

On choisit des boulons de classe 8.8

Nombre de boulons = 10

Traverse : HEA360

$$M_{max} = 173.09 \text{ KN} \quad V_{sd} = -20.92 \text{ KN}$$

1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des Boulons .

$$d_1 = 435 \text{ mm} , d_2 = 365 \text{ mm} , d_3 = 295 \text{ mm} , d_4 = 225 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2$$

$$\sum di^2 = 435^2 + 365^2 + 295^2 + 225^2 = 0,46 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{173.09 \times 0,43}{0,46} = 161.80 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{173.09 \times 0,36}{0,46} = 135.46 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{173.09 \times 0,29}{0,46} = 109.12 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{173.09 \times 0,22}{0,46} = 82.78 \text{ KN}$$

2. Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n \times F_p$ avec $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{161.80}{0,7 \times 1000 \times 2} = 115.57 \text{ mm}^2$$

On choisit un boulon M27 classe 8.8

$$A_s = 192 \text{ mm}^2, A = 254 \text{ mm}^2, d_0 = 20 \text{ mm}$$

2. Condition de résistance des boulons :

» Distance entre axe des boulons :

• entre axe des boulons

$$P_1 \geq 2,2 d_0 \quad ; \quad P_2 \geq 3 d_0$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm} \quad ; \quad P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

• Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1,2 d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm}$$

On prend :

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

$$P_1 = 70 \text{ mm}$$

• Pince transversale:

$$e_2 \geq 1,5 d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

on prend :

$$e_2 = 80 \text{ mm}$$

$$P_2 = 70 \text{ mm}$$

3. Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{rd} = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \Rightarrow F_p = 0,7 \times 1000 \times 192 \times 10^{-3} = 134.4 \text{ KN par boulon}$$

Et $134.4 \times 2 = 268.8$ pour chaque rangers

$$M_{rd} = \frac{134.4 \times 0.43}{0.46} = 125.63 \text{ KN} < M_{sd} = 173.09 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

4. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

» assemblages résistant au glissement à l'état limite ultime.

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \cdot \mu (F_{p,Cd} - 0.8 \cdot F_{t,Sd})}{\gamma_{Ms,ult}}$$

Avec :

μ = coefficient de frottement des surfaces assemblées.

$K_S = 1$ si les trous sont normaux.

n = nombre d'interfaces de frottement.

$$F_{t,sd} = \frac{F_p}{2} = \frac{134.4}{2} = 67.2 \text{ KN}$$

• Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{20.92}{10} = 2.09 \text{ KN}$$

• Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons :

$$\Rightarrow F_{S,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times (134.4 - (0.8 \times 2.09))}{1.1} = 36.19 \text{ KN}$$

$F_{V,sd} < F_{S,Rd} \Rightarrow$ La condition vérifiée.

5. Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :

$$B_{prd} > F_{t,sd}$$

B_{prd} : est la résistance au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon.

$F_{t,sd}$: l'effort de traction par boulon à l'état limite ultime.

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou de l'écrou

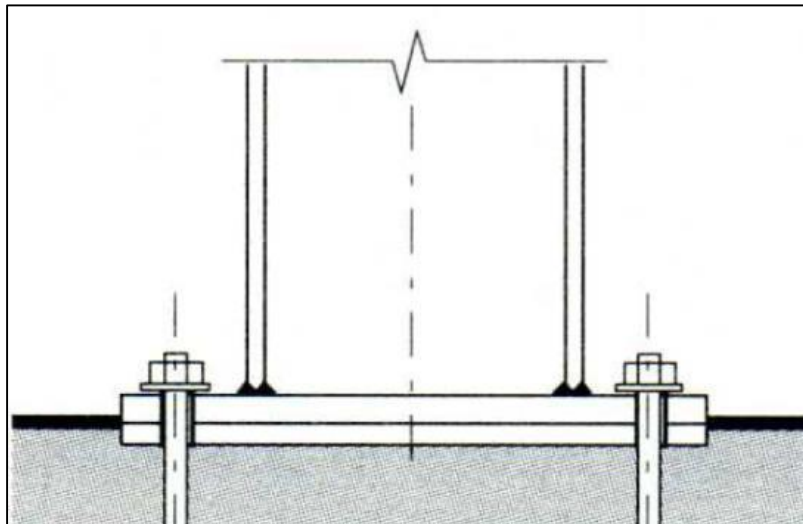
d_m : diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (plus petite des deux valeurs).

$$B_{prd} = 0,6 \times 3,14 \times 29.1 \times 17,5 \times \frac{36}{1,25}$$
$$\Rightarrow B_{prd} = 276.31 \text{ KN}$$

Donc : $B_{prd} > F_{t,sd} = 67.2 \text{ KN} \Rightarrow$ La condition vérifiée.

VI.6.3. Les pieds de poteaux :

Pour maintenir sans danger le pied du poteau au sol, ce dernier est solidement encastré à la semelle par utilisation d'un ensemble d'éléments : une plaque d'assise, un scellement rempli de mortier de calage, des boulons d'ancrage, une fondation en béton, une bêche de cisaillement en I, une plaque de positionnement/nivellement en acier, une cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau, une armature de fondation. Ce dispositif permet de contrecarrer l'effort vertical de compression et de soulèvement induit par la détermination de toutes les combinaisons possibles de cas de charges et de déterminer avec précision le moment fléchissant et de choisir l'option la plus défavorable.



VI.6.4. Dimensionnement de la plaque d'assise :

Constituée d'un plat rectangulaire en acier, la plaque d'assise est destinée à maintenir solidement le poteau à l'armature de fondation. Pour ce faire, elle est soudée par le biais d'un cordon de soudure à la base du poteau sur tout le contour de la section transversale du profilé.

a. Cordons de soudure

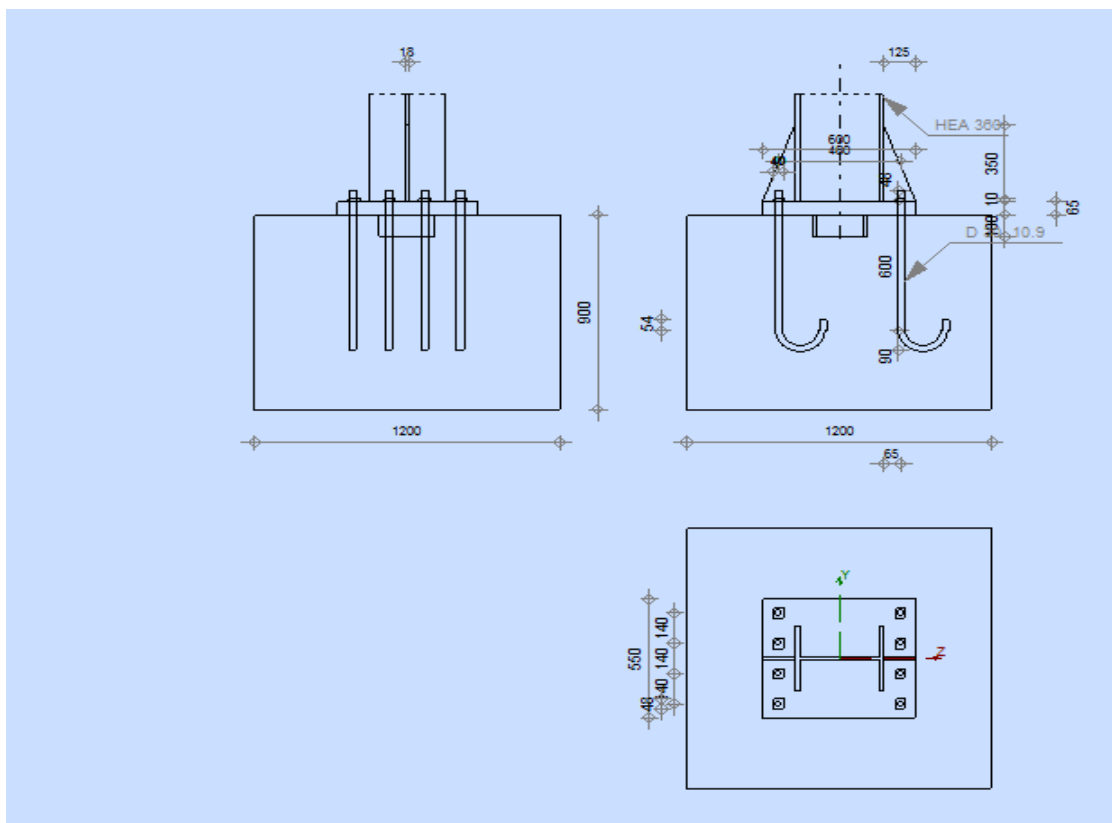
Semelle HEA 360 :

$$a_s = 0,7t_f = 0,7 \times 17,5 = 12,25 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a_s = 14 \text{ mm}$$

Ame HEA 360:

$$a_a = 0,7t_w = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a_a = 10 \text{ mm}$$

b. Surface de la platine



$$a \geq h_a + (2a_s) \Rightarrow a \geq 350 + 2(15) = 380 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 600$$

$$b \geq h_s + (2a_s) \Rightarrow a \geq 300 + 2(15) = 330 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } a = 550$$

c. Epaisseur de la platine

$$t \geq U\sqrt{3\sigma/\sigma_e}$$

$$u=70$$

$$\sigma = \frac{N}{a.b} = \frac{1908}{550.600} = 0.0045$$

$$t \geq 70 \sqrt{3 \times 0,0045 / 24} \quad t = 2.25 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } t = 25 \text{ mm}$$

dimensionnement de la tige d'ancrage :

$$b = h + 2c$$

$$b = 350 + 2(100) = 550$$

h : la hauteur de la section HEA360 h = 350 mm

c : le débord, donne par : c = (100 ÷ 150) mm :

On prend : c = 100 mm

$$a = h + 2c = 350 + 2 \times 100 = 550 \text{ mm}$$

$$b = b + 2.c = 300 + 2 \times 100 = 500 \text{ mm}$$

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées a la traction simple, sous un effort de traction (Nst)

$$F = \frac{N_t}{N} + \frac{M_y}{3P_1}$$

$$\Rightarrow \frac{19.08}{4} + \frac{213.68}{0.5} = 123 \text{ kn}$$

N : l'encrage est réalisé par 4 tiges

N_t : Effort sollicitant de traction

$$F \leq \frac{\pi \phi^2}{12} f_y$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot 123}{3,14 \cdot 23,5}} = 2.86 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre = 3 cm

Vérification de la tige d'ancrage :

$$Na = 0,1 \left(1 + \frac{7gc}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

$$l_1: 20 \phi = 20 \times 3 = 60 \text{ cm}$$

$$l_2: 2 \phi = 2 \times 3 = 6 \text{ cm}$$

$$r = 3 \phi = 3 \times 3 = 9 \text{ cm}$$

$$d_1 = 40$$

gc : le dosage en ciment 350kg/m³

$$Na = 124.13 \text{ kn}$$

$$Na = 124.13 \text{ kn} \geq 123 \text{ kn} \text{ Vérifier}$$

Condition d'équilibre du BAEL

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi T_{SU} \phi l_1$$

Avec :

$$l_1 : 20 \phi = 600 \text{ mm}$$

$$T_{SU} : 0,6 \phi_s f_{tj}$$

$$\phi_s : 1 \text{ (Rond lisse)}$$

$$F_A = \pi 1,26.30.20.30 = 71215,2 \text{ N}$$

$$\frac{N}{4} = \frac{20,93}{4} = 22.78 \text{ kN}$$

$$N \leq F_A \text{ Vérifier}$$

CHAPITRE VII

ETUDE DES FONDATIONS

VII. Chapitre VII : ETUDE DES FONDATIONS

VII.1. Calcul des fondations :

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

Le choix du type de fondation dépend du :

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

Mais on se limitera dans notre projet sur le choix du type de la fondation conditionné par la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol étant de 2,0 bars, (d'après le rapport géotechnique)

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

Chaque semelle est supposée soumise à un effort normal de soulèvement.

VII.1.1. Béton :

Résistance caractéristique de calcul $f_{c28} = 20$ MPA

a. Sous actions normales :

$$\sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.16 \text{ MPA} = 14.16 \text{ daN/mm}^2$$
$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA} = 2.1 \text{ daN/mm}^2$$

b. Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

c. Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.85 \times 25 / 1.15 = 18.48 \text{ MPA.}$$

VII.1.2. Acier :

a. Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPA.}$$

b. Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 F_e = 2/3 400 = 267 \text{ MPA.}$$

c. Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPA.}$$

VII.1.3. Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

VII.1.4. Sollicitations maximales :

$$N_{sd} = 88.81 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 5.26 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = 30.37 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPA}$$

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

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \times B} \Rightarrow A \times B \geq \frac{88.81}{2000}$$

$$\Rightarrow A \times B \geq 0.66$$

On prend une semelle carrée $A=B= 1.5 \text{ m}$

VII.1.5. Calcul de la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est : $h_t = d + 5$

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

$$b = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m (poteaux HEA 360)}$$

$$d \geq \frac{1.5-0.3}{4} \Rightarrow d \geq 0.3$$

$$\Rightarrow d = 0.4 \text{ m}$$

$$h_t = d + 5 \Rightarrow h_t = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

VII.1.6. Vérification de la stabilité :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des Forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de La base des éléments de fondation résistant au renversement

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e_1$, tel que e_1 : excentricité

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 5.26/88.81 = 0.05$$

$$6e = 0.3$$

$A > 6e$ condition de stabilité est vérifiée

VII.1.7. Ferrailage de la semelle isolée S:

$$e = m < \frac{B}{6};$$

$$A_a = N_{sd} \frac{A-a}{8 \times 0.45 \times 348} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_b = N_{sd} \frac{B-b}{8 \times 0.45 \times 348} = 2.61 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 9.03 \text{ cm}^2$ 8 T(H.R) Ø12

VII.1.8. Calcule l'espacement des cadres :

$$S \leq (20 \text{ cm}, 15 \text{ } \emptyset \text{)}$$

$$S \leq (20 \text{ cm}, 15 \times 1.2 \text{)} = 18 \text{ cm}$$

CONCLUSION GENERALE

Notre projet consiste à dimensionner un hangar de stockage septe en charpente métallique

La structure a été dimensionné selon le règlement CCM97, tout en essayant de choisir les profilés adéquats afin que la structure soit la plus légère et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le vent et le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

Pour que ce dimensionnement soit correct, on a tenu à respecter les exigences de sécurité définis par les différents règlements en vigueur.

A chaque obstacle, on a choisi entre plusieurs solutions, celle qui s'adapte le mieux aux

Problèmes sans perdre de vue notre objectif, à savoir «la sécurité et l'économie».

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REGLEMENTS :

D.T.R. [B.C.2.2] : Charges permanentes et charges d'exploitation.

R.N.V. 1999 [B.C.2.47] Règlement neige et vent.

C.C.M. 97 [B.C.2.44] Règle de conception et de calcul des structures en acier.

R.P.A. 99 Version 2003 [B.C.2.48] Règles Parasismique Algérienne.

C.B.A. 93 D.T.R. [B.C. 2.41] Règles de conception et de calcul des structures en B.A.

B.A.E.L. 91 : Béton armé aux états limites.

D.T.R. [B.C.2.331] : Règles de calcul des fondations superficielles.

LIVRE :

BARAKA A., 2013. Cours en charpente métallique I selon le règlement Algérien CCM 97 et l'E.C.3. « Office Des Publication Universitaire ».

BELAZOUGUI M., 2004. Calcul des ouvrages en béton armé « Office Des Publication Universitaire ».

DAHMANI L., 2012. Calcul des éléments de construction métalliques selon l'eurocode3 « Office Des Publication Universitaire ».

KHEROUF M., 2012. Résistance des matériaux cours et exercices corrigés « Office Des Publication Universitaire ».

MIMOUNE F.Z. - MIMOUN M., 2000. Construction métallique méthodes de calcul et applications « Office Des Publication Universitaire ».

MIMOUNE F.Z. - MIMOUN M., 2011. Pratique de la construction métallique 100 exercices corrigés « Office Des Publication Universitaire »

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AUTRES :

<https://www.civilmania.com>

<https://ingenieur-btp.blogspot.com>

<http://www.4geniecivil.com>

ANNEXE

ANNEXE

Annexe A Chapitre II évaluation des charges

Charge climatique :

A.1 Neige :

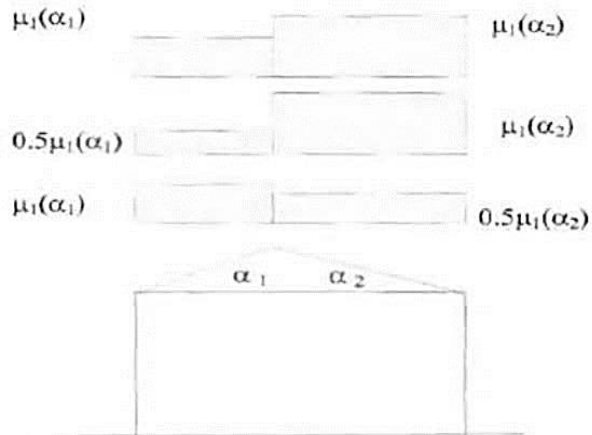


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_i	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2- Vent :

Zone	q_{ref} (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

ANNEXE

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur,	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

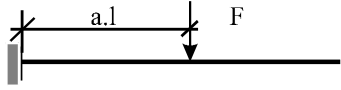
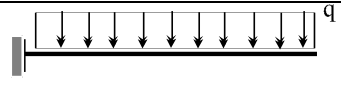
ANNEXE

Annexe B

B.1 -le coefficient C_1 et β_{MLt}

Chargement et condition d'appuis	K = 1			K = 0,5			K = 2,0		
	C_1	C_2	C_3	C_1	C_2	C_3	C_1	C_2	C_3
	1,000		1,000	1,000	--	1,144			
	1.141	--	0.998	1.305	--	2.283			
	1.323	--	0.992	1.514	--	2.271			
	1.563	--	0.977	1.788	--	2.235			
	1.879	--	0.939	2.150	--	2.150			
	2.281	--	0.855	2.609	--	1.957			
	2.704	--	0.676	3.093	--	1.546			
	2.927	--	0.366	3.348	--	0.837			
	2.752	--	0.000	3.149	--	0.000			
	1.132	0.459	0.525	0.972	0.304	0.980			
	1.285	1.562	0.753	0.712	0.652	1.070			
	1.365	0.553	1.730	1.070	0.432	3.050			
	1.565	1.267	2.640	0.938	0.715	4.800			
	1.046	0.430	1.120	1.010	0.410	1.890			

ANNEXE

							1.28/a	0.43	--
							2.05	0.83	--

Facteur	Axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{M,y}$	y-y	z-z
$\beta_{M,z}$	z-z	y-y
$\beta_{M,LT}$	y-y	y-y

Tableau 55.4 : Facteurs de moment uniforme équivalent

ANNEXE

Annexe C

Chapitre IV : étude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Z o n e		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

ANNEXE

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

ANNEXE

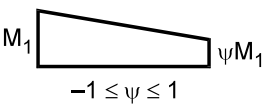
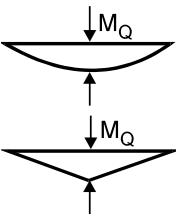
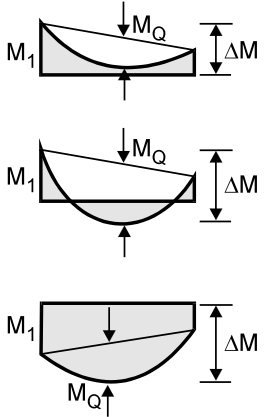
Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

ANNEXE

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments provoqués par les charges latérales dans le plan</p> 	<p>Pour une charge uniformément répartie : $\beta_{M,Q} = 1,3$</p> <p>Pour une charge concentrée : $\beta_{M,Q} = 1,4$</p>
<p>Moments provoqués par les charges latérales plus les moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p style="text-align: center;">où :</p> <p style="text-align: center;">$M_Q = \max M$ provoqué par la charge latérale seule</p> <p style="text-align: center;">et</p> <p style="text-align: center;">$\Delta M = \max M$ pour diagramme des moments sans changement de signe</p> <p style="text-align: center;">$\Delta M = \max M + \min M$ où le signe du diagramme des moments change</p>

ANNEXE

Annexe D

Chapitre VIII étude du bassin

Coefficient de réaction du sol «K » :

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

ANNEXE
