

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme
Master académiques en génie civil
Option : Construction Métallique

Thème :

Conception et calcul d'un Hangar en construction métallique équipé d'un pont roulant



Etudié par :

M^{elle} AOUCHICHE Kathia
M^{elle} MEFTAH Meriem

Dirigé par :

Mr BOUDJEMIA

Année 2019/2020

Remerciement

Après tant d'effort fournis tout au long de notre cursus universitaire nous tenons a remercié tout d'abords DIEU, le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail et nous avoir aidé à atteindre le bout du chemin.

On remercie profondément nos chers parents pour leur soutien moral, matériel et physique pendant nos études ainsi que certains membres de la famille qui se reconnaîtrons sans doute.

Nos remerciements vont en particulier à **Mr. DAHMANI**, qui nous a beaucoup aidé afin d'arriver à corriger nos lacunes en se servant de son livre.

Nous remercions aussi **Mr Boudjemia** notre promoteur qui nous a dirigé et guidé pendant tout le développement de notre thèse.

Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants de l'option construction métallique spécialement **Mr Akkouche**.

Les membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont portés à notre travail et qui feront l'honneur d'examiner et juger ce dernier.

Nos vifs remerciements vont également aux staffs administratifs du département génie civil de l'université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU pour nos avoir accompagnées pendant notre parcours universitaire.

Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre travail tels nos deux camarades Bouaziz MOULOUD et Garoui YANIS.

Dédicaces

*C'est grâce à Dieu, seul, que on a pu achevée ce travail ;
Je le dédie tout particulièrement à ma très chère maman qui
était toujours derrière moi et à mon cher papa qui ont
toujours été là pour moi, je les remerciais jamais assez,
pour tout les sacrifices qu'ils ont fait pour que je puisse
arriver là ou je suis aujourd'hui,
Que Dieu vous garde pour moi;*

*Je le dédie aussi :
À ma chère sœur Minou,
À ma très chère tante nora,
À ma chère Nawal mon amie d'enfance, ma sœur, un appui
sur le quel j'ai toujours pu compter, qui est toujours là
pour moi ;
À toutes ma familles (mes oncles, mes tantes, mes cousins
et cousines),
À mon binôme MÉRJEM et sa famille,
À tout les étudiants de ma promotion, tous mes amis sans
exception et toutes personnes chères à mon cœur.*

DYLA

Dédicaces

À ma très chère mère

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit.
Ton affection me couvre ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a
toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.*

À mon très cher père

*Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.
Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*

À mes très chers frères dadine et momoh

À ma chère sœur sonia

À ma petite cousine sarah

Puisse Dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite

À tout mes amis sans exception

*Merci pour tous ces moments simples qui sont devenus inoubliables grâce à
vous*

À mon binôme Dyfia

*Merci pour ton soutien moral, ta patience et ta compréhension et surtout ta
sympathie.*

À tous ceux que j'aime.

Merci !

MERCI

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

I.2. Présentation du projet

1. Données géométriques
2. Données concernant le site d'implantation
3. Les portes et les ouvertures
4. Couverture et bardage
5. Règlement et matériaux utilisés
 - 5.1. Règlements utilisés
 - 5.2. Matériaux utilisés
6. Organes d'assemblages
 - Boulons
 - Soudures
7. Stabilité d'ensemble
 - Portique
 - Palée de stabilité

CHAPITRE II : Etude climatique

II.1. Introduction :

1. Dimension de l'ouvrage
2. Les données relatives au site

II.2. Etude de la neige

1. La charge de la neige sur le sol
2. La charge caractéristique de la neige

II.3. Etude au vent

1. Calcul du coefficient dynamique C_d
2. Détermination de la pression dynamique de pointe q_p
 - 2.1. Détermination de q_{ref}
 - 2.2. Calcul de coefficient d'exposition au vent C_e
 - Calcul de coefficient de rugosité C_r
 - Hauteur de référence Z_e
 - Intensité de turbulence I_v
3. Détermination des coefficients de pression C_{pe} et C_{pi}
 1. Direction du vent $V1$ (perpendiculaire au long-pan)
 - Cas où toutes les ouvertures sont ouvertes
 - Valeur des pressions extérieures C_{pe}
 - Valeur des pressions extérieures C_{pi}
 - Calcul des pressions dues au vent $q(z)$
 - Cas où toutes les ouvertures sont fermées

TABLE DES MATIERES

2. Direction du vent V2 (perpendiculaire au Pignon)

- Cas ou toutes les ouvertures sont ouvertes

- Valeur des pressions extérieures C_{pe}
- Valeur des pressions extérieures C_{pi}
- Calcul des pressions dues au vent $q(z)$

- Cas ou toutes les ouvertures sont fermées

II.4. Détermination de la force de frottement

1. Détermination de la force de frottement sous V1

2. Détermination de la force de frottement sous V2

CHAPITRE III : Dimensionnement des éléments secondaire

III.1. Introduction

III.2. Étude des pannes de couverture

III.2.1 Données

III.2.2 Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanentes G

b) surcharge climatique du vent V : (perpendiculaire au versant)

c) surcharge climatique de neige N : (par projection horizontale)

III.2.3 Combinaisons de charge les plus défavorables

III.2.4 Vérification à l'ELU

III.2.4.1 vérification de la résistance en section

1. Vérification à la flexion

2. Vérification au cisaillement

III.2.4.2 Vérification au Déversement

III.2.4.3 Vérification à l'ELS

III.3. Dimensionnement des liernes (toiture)

• Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

• Calcul de la section des liernes

III.4 Dimensionnement des échantignolles

Calcul de l'épaisseur de l'échantignole

III.5. Dimensionnement des lisses de bardages

• Calcul des efforts pondérés agissant sur la Lisse

a) Charges permanentes

a) surcharge climatique du vent V : (Dépression)

• Combinaisons de charge les plus défavorables

• Vérification à l'ELU

1. vérification de la résistance en section

1.1 Vérification à la flexion

1.2 Vérification au cisaillement

2. Vérification au Déversement

TABLE DES MATIERES

- 3. Vérification a l'ELS
- III.6.1. Dimensionnement des liernes (Long-pan)
 - 2. Calcul de la section des liernes (Long-pan)
- III.7 Dimensionnement des potelets
- III.7.1 La surcharge climatique : (vent)
- III.7.2 le choix de la section
- III.7.3 Evaluation des charges
- III.7.4 Classe de la section
 - Classe de la semelle : comprimée
 - Classe de l'âme : fléchie
- III.7.5 Vérification de la section à la résistance
 - 1. Incidence de l'effort normal
 - 2. Incidence de l'effort tranchant
 - 3. Condition à vérifier pour la résistance
- III.7.6 Vérification des éléments aux instabilités
 - 1. Condition à vérifier
 - 2. Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z
 - 3. Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement
 - 1. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij}
 - Calcul du coefficient d'interaction k_y
 - Calcul du coefficient d'interaction k_{LT}
 - 4. Vérifications
- III.8. Dimensionnement des poutres de chainage :
 - 1. La surcharge climatique (vent)
 - 2. Charges permanentes (G)
 - 3. Incidence de l'effort normal
 - 4. Incidence de l'effort tranchant
 - 5. Condition à vérifier pour la résistance
 - 6. Vérification des éléments aux instabilités
 - Vérifications :

CHAPITRE IV: Dimensionnement du chemin de roulement

- IV.1. Introduction :
- IV.2. Caractéristique du pont roulant
- IV.3. Etude de la poutre de roulement
- IV.3.1. Calcul des réactions au niveau des galets
 - Réaction verticale
 - 1. Charges verticales avec majoration dynamique
 - 2. Charges horizontales longitudinales avec majoration dynamique
 - 3. Charges horizontales transversales avec majoration dynamique
 - Chariot au milieu de la portée

TABLE DES MATIERES

- Chariot à l'extrémité de la portée
- IV.3.2. dimensionnement de la poutre de roulement
 1. Evaluation de charges
 - Charges permanentes
 - Charges roulantes
 - Charges mobiles appliqués sur la passerelle
 2. Choix de la section
- IV.3.3 Choix du rail
 - Dimensions du rail de pont roulant
- IV.3.4 Vérification de la flèche verticale
 1. Vérification de la flèche verticale
 - Charge répartie
 2. Vérification de la flèche horizontale
- IV.3.5 Détermination des efforts
 - Calcul des sollicitations internes
 - 1. Calcul du moment fléchissant maximum
 - Moment dû aux charges mobiles
 - Moment dû au poids propre du chemin de roulement
 - Moments combinés pondérés
 - 2. Calcul de l'Effort tranchant maximum
 - Effort tranchant dû aux charges mobiles
 - Effort tranchant dû au poids propre du chemin déroulement
 - Efforts tranchants combinés pondérés
 - 3. Calcul de l'Effort normal maximum
- IV.3.6 Vérification de la section à la résistance
 1. Vérification de la flexion bi-axiale composée
 - Calcul de classe de HEB340
 - Classe de la semelle : comprimée
 - Classe de l'âme : fléchie
 - 1.1. Incidence de l'effort tranchant
 - 1.2. Incidence de l'effort normal
 2. Vérification de l'élément aux instabilités
 - Flambement par rapport à y-y
 - Courbe de flambement
 - Flambement par rapport à z-z
 - Courbe de flambement
 - Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}
 - Calcul des coefficients d'interaction k_{ij}
 - Coefficient d'interaction k_y
 - Coefficient d'interaction k_z
 - Coefficient d'interaction k_{LT}

TABLE DES MATIERES

- 2.1. Vérification de la flexion composée avec risque de flambement
- 2.2. Vérification de la flexion composée avec risque de déversement
- 3. Vérification du cisaillement
 - 3.1. Cisaillement sous l'effet de la charge verticale
 - 3.2. Cisaillement sous l'effet de la charge horizontale
- IV.3.7 Calcul du support du chemin de roulement
 - 1. Pré dimensionnement du support
 - 2. Evaluation des charges
 - Poids propre de la console
 - Poids propre du chemin de roulement P_{cr}
 - Charges horizontales
 - 3. Calcul des sollicitations internes
 - Sous charges verticales
 - Sous charges horizontales
 - 4. Vérification de la flexion (déviée)
 - Classe de la console
 - Condition à vérifier
 - 5. Vérification au cisaillement
 - 6. Vérification au déversement
 - 7. Vérification de la flèche
 - Sous charges horizontales
 - Sous charges verticales

Chapitre V : Etude sismique

- IV.1 Introduction
- IV.2 Le choix de la méthode
 - IV.2.1 La méthode statique équivalente :
- IV.3 Evaluation de la force sismique
 - IV.3.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone « A »
 - IV.3.2 Coefficient de comportement global de la structure « R »
 - IV.3.3 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D »
 - Le pourcentage d'amortissement ξ
 - Facteur de correction d'amortissement η
 - Estimation de la période fondamentale de la structure
 - Facteur de qualité « Q »
 - IV.3.4 Poids total de la structure « W »
 - IV.3.5 Calcul de la force sismique totale
 - Distribution de la force sismique
- IV.4 Les sollicitations dues au vent le plus défavorable (sens V_2 pignon)

TABLE DES MATIERES

Chapitre VI : Calcul des contreventements

V.1 Introduction :

V.2 Calcul de la poutre au vent en pignon

1. Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets
2. Calcul des réactions d'appuis
3. Efforts de traction dans les diagonales
4. Section de la diagonale
5. Vérification des diagonales a la traction

V.3 Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité

1. Vérification de la section a la résistance
 - 1.1. Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire
 - Flexion déviée : (calcul des pannes chapitre 3)
 - compression
 - 1.2. Combinaison de charge
 - 1.3. Incidence de l'effort tranchant
 - 1.4. Incidence de l'effort normal

1.5. Vérification de la panne aux instabilités (flambement et déversement) :

- Combinaison à l'ELU
- Charge de flexion
- Charge de compression
- Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z
- Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement
- Calcul du coefficient d'interaction k_y
- Calcul du coefficient d'interaction k_z
- Calcul du coefficient d'interaction k_{LT}

V.3 Etude de la palée de stabilité en long pan

V.3.1 Calcul des efforts dans les barres

V.3.2 Section de la diagonale

- Calcul de la section brute A
- Vérification a la résistance ultime de la section

Chapitre VII : Etude de portique

VII.1. Introduction

VII.2. Calcul du portique

VII.2.1. Données géométriques des nœuds

VII.2.2. Données géométriques des barres

VII.3 Bilan des charges

VII.3.1 Charges permanentes

VII.3.2 Charges climatiques

- Les charges de neige
- Les charges du vent

VII.3.3 Charges du pont roulant

TABLE DES MATIERES

- VII.4. Combinaisons de charges
- VII.5. Diagrammes des efforts internes à l'ELU
- VII.6. Diagrammes des efforts internes à l'ELS
- VII.7. tableaux des résultats
- VII.7.1. Réactions extrêmes par rapport au Repère global
- VII.7.2. Déplacements Extrêmes des nœuds
- VII.7.3. Les Efforts extrêmes
- VII.7.4. Les Contraintes extrêmes
- VII.7.5. Flèches extrêmes
- VII.8. Note de calcul donné par robot

Chapitre VIII : Etudes des assemblages

- VIII. Introduction
- VIII.1. Calcul des assemblages par boulons
- VIII.2.1. Assemblage de rive (Poteau-Traverse)
- 1. La disposition constructive des boulons
 - les composants de l'assemblage
- 2. Disposition des boulons
 - Vérification de la résistance à la flexion
- 3. Calcul du moment résistant
- 4. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant
- 5. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue
- 6. Note de calcul poteau/ traverse
- VIII.2.2. Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse)
- 1. Disposition des boulons
 - Vérification de la résistance à la flexion
- 2. Effort de précontrainte dans le boulon
- 3. Moment résistant effectif de l'assemblage
- 4. Vérification de la résistance de l'assemblage
- 5. Vérification de la résistance au cisaillement
- 6. Effort tranchant par boulon
- 7. Note de calcul traverse / traverse
- VIII.2.3. Assemblage des pieds de poteaux
- 1. Efforts sollicitant
- 2. Résistance du béton à la compression
- 3. Résistance de calcul A l'écrasement du matériau de scellement
- 4. Estimation de l'air de la plaque d'assise
- 5. Choix du type de la plaque d'assise
- 6. Vérification de la plaque d'assise (platine)
- 7. Vérification des tiges d'ancrage
- 8. Note de calcul pied de poteau

TABLE DES MATIERES

Chapitre IX : Etudes des fondations

IX.Introduction

1. Charges à considérer
2. Calcul de l'excentricité
3. Vérification des contraintes

IX.1.Ferraillage de la fondation

1. Détermination des armatures
2. Condition de non fragilité

IX.2.Calcul des longrines

2. Armature transversales
1. ferrailage minimum

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Etude climatique

- Tableau II.1** : Charge de la neige sur le sol dans chaque zone
- Tableau II.2** : Tableau des valeurs de pression dynamique
- Tableau II.3** : Tableau des valeurs des surfaces des zones du vent V1
- Tableau II.4** : Le tableau des valeurs de C_{pe} de chaque zone dans le sens V1
- Tableau II.5** : Tableau des valeurs des surfaces des zones du vent V1
- Tableau II.6** : Le tableau des valeurs de C_{pe} de chaque zone suivant V1
- Tableau II.8** : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 ($C_{pi} = -0.35$)
- Tableau II.9** : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 ($C_{pi} = -0.35$)
- Tableau II.10** : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 ($C_{pi} = -0.3$)
- Tableau II.11** : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 ($C_{pi} = +0.2$)
- Tableau II.12** : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 ($C_{pi} = -0.3$)
- Tableau II.13** : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 ($C_{pi} = +0.2$)
- Tableau II.14** : Tableau des valeurs des surfaces des zones du vent V2
- Tableau II.15** : Le tableau des valeurs de C_{pe} de chaque zone dans le sens de V2
- Tableau II.16** : Tableau des valeurs des surfaces des zones suivant V2
- Tableau II.17** : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2
- Tableau II.18** : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 ($C_{pi} = +0.72$)
- Tableau II.19** : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 ($C_{pi} = +0.72$)
- Tableau II.20** : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 ($C_{pi} = -0.3$)
- Tableau II.21** : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 ($C_{pi} = +0.2$)
- Tableau II.22** : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 ($C_{pi} = -0.3$)
- Tableau II.23** : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 ($C_{pi} = +0.2$)

CHAPITRE III : Dimensionnement des éléments secondaire

- Tableau III.1** : Caractéristiques de l'IPE 140
- Tableau III.2** : Efforts revenants aux liernes
- Tableau III.3** : Caractéristiques de l'UPN 180
- Tableau III.4** : Efforts revenants aux liernes
- Tableau III.5** : Caractéristiques de l'IPE 240

CHAPITRE IV: Dimensionnement du chemin de roulement

- Tableau IV.1** : Dimensions du pont roulant
- Tableau IV.2** : Caractéristiques mécaniques du pont
- Tableau IV.3** : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage
- Tableau IV.4** : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever
- Tableau IV.5** : coefficients de calcul des charges.
- Tableau IV.6** : Récapitulatif des réactions sur les galets.

Tableau IV.7 : Caractéristiques du profilé HEB 320

Tableau IV.8 : Caractéristiques du rail

Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé HEA 320

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1 : Facteur de qualité Q

Tableau V.2 : Poids des éléments linéaires

Tableau V.3 : Poids des éléments surfaciques

Chapitre VI : Calcul des contreventements

Tableau VI.1 : Caractéristiques de l'IPE140

Tableau VI.2 : Valeurs des efforts dans les barres

Chapitre VII : Etude de portique

Tableau VII .1 : Position des nœuds sur le portique

Tableau VII .2 : Caractéristiques des barres

Tableau VII .3 : Combinaisons de charges

Tableau VII .4 : Valeurs des réactions extrêmes globales

Tableau VII .5 : Valeurs des déplacements extrêmes globaux des nœuds

Tableau VII .6 : Valeurs des efforts extrêmes globaux des nœuds.

Tableau VII .7 : Valeurs des contraintes extrêmes globales

Tableau VII .8 : Valeurs des flèches extrêmes globales

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

- Fig I.1 : vue en 3D de la structure
- Fig I.2 : vue du coté pignon de l'ossature
- Fig I.3 : Vue du côté long pan de l'ossature
- Fig I.4 : Vue de dessus de l'ossature

CHAPITRE II : Etude climatique

- Fig.II.1. Ouvertures sur le pignon
- Fig.II.2. Ouvertures sur les deux long-pan
- Fig II.3 : Représentation des charges statique de neige
- Fig II.4 : Les directions principales du vent V1 ,V2
- Fig II.5 :Légende pour les parois verticales
- Fig II.6 Légende pour la toiture à deux versants
- Fig II.7 Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties
- Fig II.8 : Répartition des C_{pe} sur les parois suivant V1 ($C_{pi} = -0.35$)
- Fig II.9 : Répartition des C_{pe} sur la toiture suivant V1 ($C_{pi} = -0.35$)
- Fig II.10 : Répartition des charges sous V1 ($C_{pi} = -0.35$)
- Fig II.11 : Répartition des pressions sur les parois sous V1 ($C_{pi} = -0.35$)
- Fig II.12 : Répartition des pressions sur la toiture sous V1 ($C_{pi} = -0.35$)
- Fig II.13 : Répartition des pressions sous V1 ($C_{pi} = -0.35$)
- Fig II.14 : Répartition des pressions sur les parois sous V1 ($C_{pi} = -0.3/ C_{pi} = +0.2$)
- Fig II.15 : Répartition des pressions sur la toiture sous V1 ($C_{pi} = -0.3/ C_{pi} = +0.2$)
- Fig II.16 : Répartition des pressions sous V1 ($C_{pi} = -0.3/ C_{pi} = +0.2$)
- Fig II.17 : Répartition des C_{pe} sur les parois sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)
- Fig II.18 : Répartition des C_{pe} sur la toiture sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)
- Fig II.19 : Répartition des C_{pe} sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)
- Fig II.20 : Répartition des pressions sur les parois sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)
- Fig II.21 : Répartition des pressions sur la toiture sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)
- Fig II.22 : Répartition des pressions sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)
- Fig II.23 : Répartition des pressions sur les parois sous V2 ($C_{pi} = -0.3/ C_{pi} = +0.2$)
- Fig II.24 : Répartition des pressions sur la toiture sous V2 ($C_{pi} = -0.3/ C_{pi} = +0.2$)
- Fig II.25 : Répartition des pressions sous V2 ($C_{pi} = -0.3/ C_{pi} = +0.2$)

CHAPITRE III : Dimensionnement des éléments secondaire

- Fig III.1 : Disposition des pannes
- Fig III.2 : Charges permanentes
- Fig III.3 : Surcharge du vent

- Fig III.4 :** Surcharge de la neige
- Fig III.5 :** Dispositions des liernes
- Fig III.6 :** Efforts dans les liernes
- Fig III.7 :** Disposition de l'échantignole
- Fig III.8 :** Disposition des potelets

CHAPITRE IV: Dimensionnement du chemin de roulement

- Fig IV.1 :** Représentation d'un pont roulant.
- Fig IV.2 :** Représentation d'un pont roulant
- Fig IV.3 :** réactions verticales aux galets.
- Fig IV.4 :** Schéma de la poutre de roulement
- Fig IV.5 :** Caractéristiques du rail.
- Fig IV.6 :** moment fléchissant du aux charges
- Fig IV.7 :** Effort tranchant dû aux charges mobiles
- Fig IV.8 :** Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement
- Fig IV.9 :** effort normal

Chapitre VI : Calcul des contreventements

- Fig V.1 :** Dispositions des contreventements
- Fig V.2 :** poutres au vent (toiture)
- Fig V.3 :** L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.
- Fig V.4 :** Schéma statique de la palée de stabilité

Chapitre VII : Etude de portique

- Fig VII .1 :** Vue de face du portique
- Fig VII .2 :** Numérotation des nœuds
- Fig VII .3 :** Numérotation des barres
- Fig VII .4 :** Distribution des charges permanentes
- Fig VII .5 :** Distribution des charges d'exploitation
- Fig VII .6 :** Distribution des charges de neige
- Fig VII .7 :** Distribution des charges de vent
- Fig VII .8 :** Distribution des charges du pont roulant
- Fig VII .9 :** Diagramme des efforts normaux.
- Fig VII .10 :** Diagramme des efforts tranchants
- Fig VII .11 :** Diagramme des moments fléchissent.

Chapitre VIII : Etudes des assemblages

- Fig VIII.1:** Représentation de l'assemblage poteau-traverse.
- Fig VIII.2:** Représentation de l'assemblage poteau-traverse.
- Fig VIII.3:** Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.
- Fig VIII.4:** Représentation de l'assemblage traverse-traverse.
- Fig VIII.5:** Représentation de l'assemblage traverse-traverse.
- Fig VIII.6 :** Détails sur l'assemblage

Notations générales

Les principales notations utilisées sont les suivants :

Charge :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations

S: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

Sollicitation :

M_{Sd} : Moment fléchissant

M_{Rd} : Moment résistant

M_{Pl} : Moment plastique

M_{Cr} : Moment critique

$M_{pl,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique.

$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement

$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute

$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement

N_{Sd} : Effort normal

$N_{t,sd}$: Effort normal de traction

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression

N_{pl} : Effort normal plastique

$V_{pl,Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant.

Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

f_y : Limite élastique du matériau.

f_u : Limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

A_{eff} : Aire de la section efficace

A_w : Section de l'âme

A_v : Aire de cisaillement

I_y : Moment d'inertie suivant l'axe yy.

$i_{y,z}$: Rayon de giration de la section.

t_f : Épaisseur de la semelle.

t_w : Épaisseur de l'âme.

I_w : Facteur de gauchissement.

b : Largeur de la semelle.

h : Hauteur de la section.

L : Longueur de l'élément.

$W_{pl,y}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe yy

$W_{el,z}$: Module élastique de la section.

W_{eff} : Module élastique efficace de la section..

G_p : Poids propre.

ν : Coefficient de Poisson (nu).

Notations générales

μ_s : Moment ultime à L'ELS (μ).

μu : Moment réduit à L'ELU.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :

d : Diamètre des boulons.

d_0 : Diamètre des trous de fixation.

A_s : Section des boulons.

f_{ub} : Résistance à la traction des boulons.

f_{yb} : Limite d'élasticité des boulons.

Autres symboles :

γ_{M0} : Facteur partiel de sécurité du matériau.

Ψ : Coefficient de combinaison.

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (ψ).

λ : Élancement.

λ_1 : Élancement Eulérien.

χ : Facteur de réduction pour flambement.

χ_{LT} : Facteur de réduction pour déversement.

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

λ_{LT} : Élancement réduit pour le flambement.

$\chi_{y,z}$: Coefficient de réduction pour le mode de flambement

α_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.

$\lambda_{y,z}$: Élancement géométrique pour le mode de flambement.

$\lambda_{y,z}$: Élancement réduit pour le mode de flambement.

λ_{cr} : Élancement critique d'Euler.

$\beta_{My,z}$: Facteur d'imperfection pour le déversement.

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

C_p : Coefficient de pression

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

C_e : Coefficient d'exposition

C_d : Coefficient dynamique

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier

G : Module d'élasticité transversale de l'acier

G : Charge permanente

K_0 : Coefficient de flambement

K_T : Facteur de terrain

L : Longueur

Introduction générale :

La construction s'est développée à travers le temps en s'améliorant à chaque changement ce qui a multiplié le nombre de procédures et de techniques en variant les méthodes suivant la manière et la matière utilisée dans la conception selon les besoins et les capacités tout en respectant les différents règlements. Et Désormais on a une variété de choix dans les matériaux tel : le béton armé, le béton précontraint, le et L'ACIER.

Le fer et l'acier dans la construction sont longtemps utilisés de manière marginale, l'acier ne trouvera pas immédiatement ses lettres de noblesse et servira dans la construction des charpentes, caché derrière une façade qui demeurera en pierre.

Fin XIX^e siècle, quelques ingénieurs, architectes et plasticiens font toutefois l'effort de regarder plus loin les possibilités offertes par le matériau.

Actuellement la construction en Algérie se base beaucoup plus sur la construction en béton, l'utilisation de l'acier est limitée malgré que les structures en acier ont plus d'avantages tel la légèreté, la rapidité de montage sur chantier et le démontage en cas de nécessité, sa grande résistance à la traction qui permet d'utiliser de grandes portées. et sa ductilité pour résister aux séismes.

Ce qui nous a mené à choisir notre projet et à l'étudier dans ce domaine celui de la construction métallique.

La construction métallique est un domaine de la construction qui est basé sur la construction d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier regroupent l'ensemble des disciplines visant à utiliser toutes formes de métaux quels que soient les métaux et quelle que soit leur forme. Celle-ci composée d'éléments usinés en atelier et assemblés sur le chantier, elle constitue une alternative économique et pratique à la charpente traditionnelle. Elle nécessite cependant un certain nombre de compétences techniques pour sa conception,

ce qui peut expliquer qu'elle ait longtemps été réservée aux sites industriels et aux bâtiments de grande ampleur. Aujourd'hui, la charpente métallique commence à s'implanter dans la construction de logements et de maisons individuelles, où elle permet la réalisation d'une grande variété de formes. Il est possible d'opter pour une charpente métallique en remplacement d'une charpente bois, mais aussi de construire un bâtiment entier à partir d'une ossature métallique.

La charpente métallique présente de **nombreux avantages**, parmi lesquels sa simplicité de mise en œuvre et les possibilités techniques qu'elle offre :

- **mise en œuvre rapide** : les éléments sont produits en usine, sur plans, et seul l'assemblage est effectué sur le chantier, ce qui permet un gain de temps considérable ;
- **facilité du montage** : il existe des charpentes en kit pour tous ceux qui veulent pratiquer l'auto-construction. Cette solution ne convient évidemment pas à de grandes charpentes, nécessitant des engins de levage. Dans ce cas, il faudra faire appel à une entreprise spécialisée dans l'assemblage de charpentes métalliques ;
- **une solution économique** : la charpente métallique permet un gain financier d'environ 10% sur une charpente traditionnelle
 - des frais d'entretien pour ainsi dire inexistant
 - une charpente **durable et robuste**, tout en étant légère ;
- **une solution écologique**, puisque contrairement au bois, la charpente métallique n'a pas à être imprégnée de fongicide.

L'inconvénient majeur de la charpente métallique est son peu de résistance au feu, dans la mesure où la structure est déformée par les températures élevées. Elle nécessite donc un traitement d'ignifugation.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que les efforts extérieurs appliqués à la construction s'acheminent dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction. L'ouvrage à étudier est un hangar en ossature métallique avec un pont roulant. Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

Chapitre I : présentation du projet

I.1. Introduction :

La charpente métallique, ou même l'ossature métallique, ont traditionnellement été utilisées pour les bâtiments industriels, ou agricoles. Elles permettent de couvrir de grandes surfaces de charpente dans des halls de stockage. La charpente métallique est également utilisée, de nos jours, pour la couverture des garages ou des abris de jardin. Elle est encore peu employée pour la réalisation de logements, mais son utilisation dans le secteur de l'habitat collectif ou particulier est destinée à se développer.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que les efforts extérieurs appliqués à la construction s'acheminent dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

I.2. Présentation du projet :

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, notre travail consiste à la conception et le calcul d'un hangar en charpente métallique destiné à servir d'atelier de stockage dans la wilaya de TIZI OUZOU en Algérie.

Il sera doté d'un pont roulant de capacité de levage de 5t.

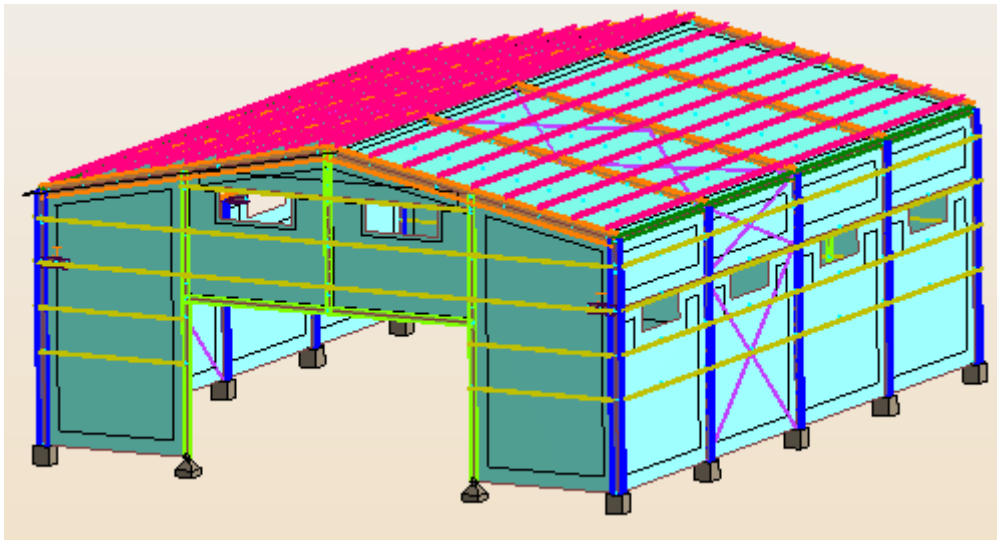


Fig I.1 : vue en 3D de la structure

I.2.1. données géométriques :

- Longueur totale du long-pans = 24.00 m
- Largeur totale du pignon = 20.00 m
- Hauteur totale = 10.00 m
- Elévation du long-pans = 8.00m
- Hauteur des poteaux = 8.00m
- La hauteur utile (pont roulant) = 5.85 m
- Distance entre portique = 6.00m
- Toiture a deux versants avec une inclinaison $\alpha = 11.3^\circ$

I.2.2. Données concernant le site d'implantation :

-Altitude : 220 m

-zone de sismicité IIa (sismicité moyenne) d'après la classification établie par le RPA 99 (modifié 2003).

-zone A pour la neige d'après le DTR C2-47 RNV version 2013.

Chapitre I : présentation du projet

- zone I du vent d'après le DTR C2-47 RNV version 2013.
- La contrainte admissible du sol $\hat{\sigma}_{sol} = 2.1$ bars (rapport géotechnique du sol)
- Site de catégorie III (sol meuble)

I.2.3. Les portes et les ouvertures :

Pignon : portail de dimension 10x5m et 2 fenêtres vitrées

Long-pans : 4 fenêtres de 2.5mx1m de chaque coté

2 fenêtres ouvrantes et 2 vitrées.

I.2.4. Couverture et bardage :

La couverture est composée de panneaux sandwichs fixés sur des pannes liées entre elles avec des liens et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoies.

Le Bardage est composé de panneaux sandwichs fixés sur des lisses reliées entre elles avec des liens et fixées sur la structure principale.

On a utilisé des panneaux sandwich LL35.

I.2.5. Règlement et matériaux utilisés :

I.2.5.1. Règlements utilisés :

- DTR BC 2.44 : CCM 97 dimensionnement des structures en acier
- DTR BC 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation
- DTR BC 2.48 : RPA99 v.2003 règle parasismique
- DTR C 2-4.7 : Règlement neige et vent RNV 2013
- CTICM : pour le calcul des ponts roulants.
- Eurocode 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique.

I.2.5.2. Matériaux utilisés :

➤ Acier :

L'acier de construction est de nuance S275 JR suivant la norme européenne **EN 10025**. Les caractéristiques mécaniques des membrures sont :

- Limite d'élasticité : $f_y = 275$ MPa
- la résistance a la traction : $f_u = 405$ MPa
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\ 000$ MPa
- Module d'élasticité transversale : $G = 83\ 000$ MPa
- La densité volumique $\rho = 7\ 850$ kg/m
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.30$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ /C°

* Pour l'acier de ferrailage on utilise **FeE 400 H.A**

- la limite élastique $\sigma_s = 400$ Mpa
- Module d'élasticité $E_s = 2.10^5$ MPa

➤ Béton :

Le béton des fondations a les caractéristiques suivantes :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$
- Enrobage des armatures : $e = 5$ cm

I.2.6. Organes d'assemblages :

➤ Boulons :

Les boulons choisis pour les assemblages des éléments principaux de la structure seront de type :

Boulons HR de classe 10.9

- $f_{yb} = 900 \text{ Mpa}$

- $f_{ub} = 1000 \text{ Mpa}$

➤ Soudures :

Cordons de soudures = $0.7 \times \min (T_1, T_2)$ avec :

T_1, T_2 : Les épaisseurs des pièces à assembler.

Les soudures seront conformes à l'Eurocode 3 « calcul des structures en acier ».

I.2.7. Stabilité d'ensemble:

La stabilité d'ensemble est assurée quand en chaque point de la construction les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du matériau. En effet, les constructions doivent résister à un certain nombre de sollicitations ou charges dans des conditions habituelles (charge de service, neige et vent) ou même exceptionnelles (accident, séisme).

➤ Portique :

Un portique est une structure hyperstatique élémentaire constituée de deux montants (poteaux) supportant une traverse (poutre). Sa fonction structurelle est de reprendre les charges qui s'appliquent sur lui (charge du vent, charges permanentes, charge sismique) en les déviant vers ses fondations pour générer ainsi un espace dégagé. Il assure la stabilité transversale de la structure.

➤ Palée de stabilité :

Ossature triangulée composée de deux diagonales en X et une sablière, montée dans un plan vertical pour résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, freinage du pont roulant) et les transmettre aux fondations. Elle assure la stabilité longitudinale de la structure.

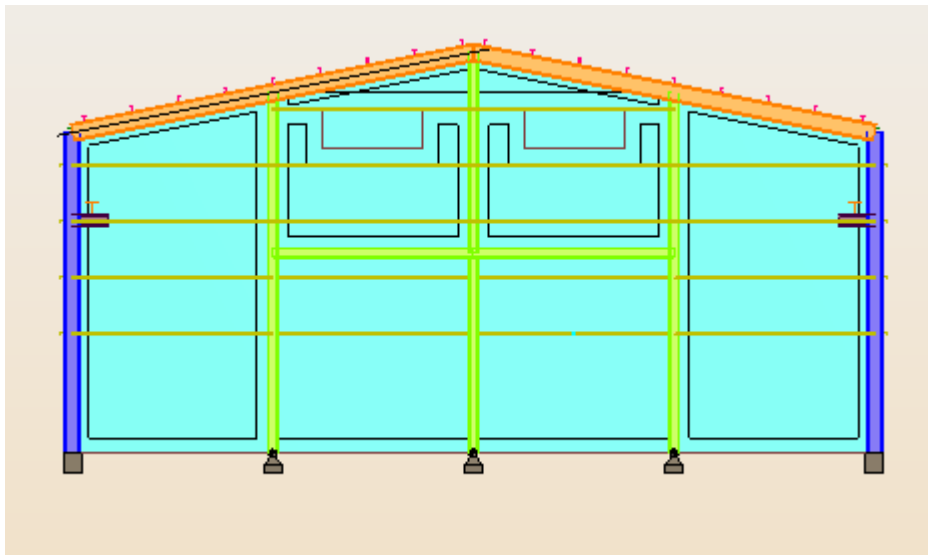


Fig I.2 : vue du côté pignon de l'ossature

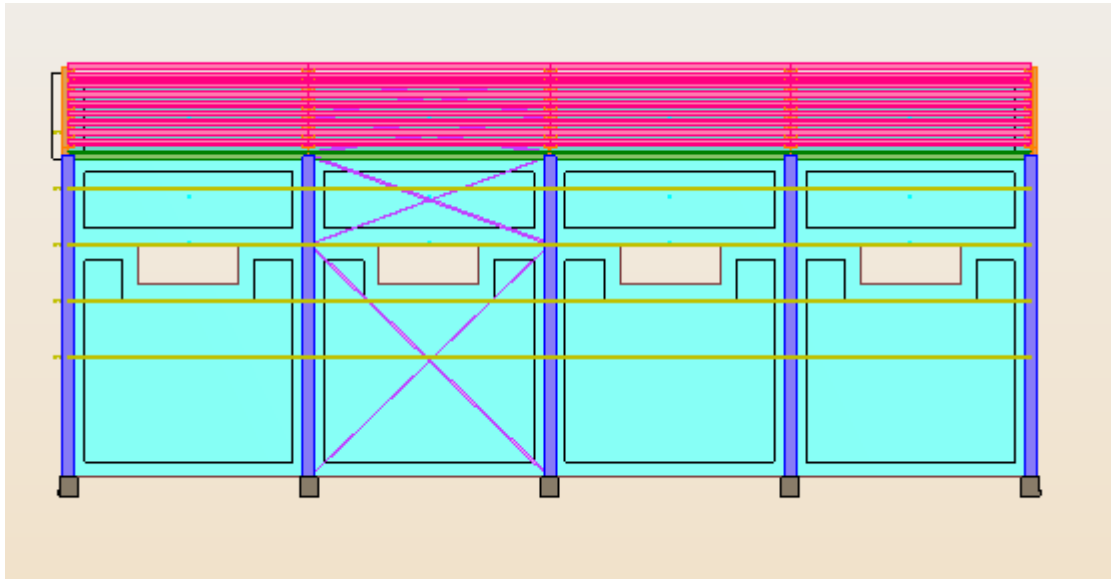


Fig I.3 : Vue du côté long pan de l'ossature

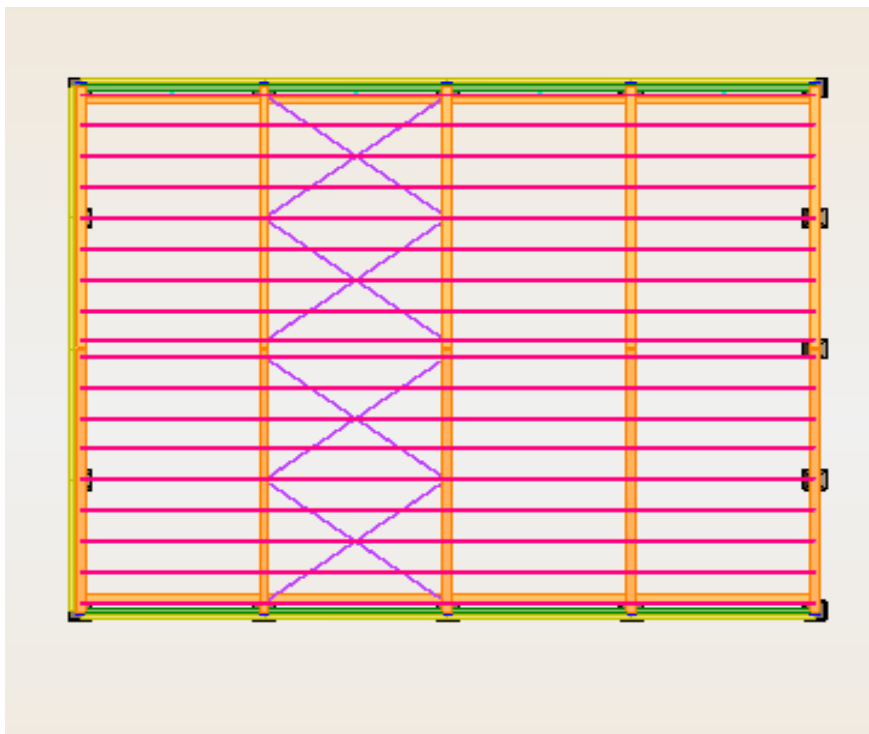


Fig I.4 : Vue de dessus de l'ossature.

II.1. Introduction :

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérant, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

La réglementation en vigueur (**RNV 2013**), nous fournit les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ces phénomènes et de mener à bien des calculs conformes.

1. Dimension de l'ouvrage :

- Longueur : $a = 24 \text{ m}$
- Largeur : $b = 20 \text{ m}$
- Hauteur : $H = 10.20 \text{ m}$ (tête de poteau centrale)
- Hauteur des poteaux : $h = 08.00 \text{ m}$
- Toiture double versant de degré $\alpha = 11.3^\circ$

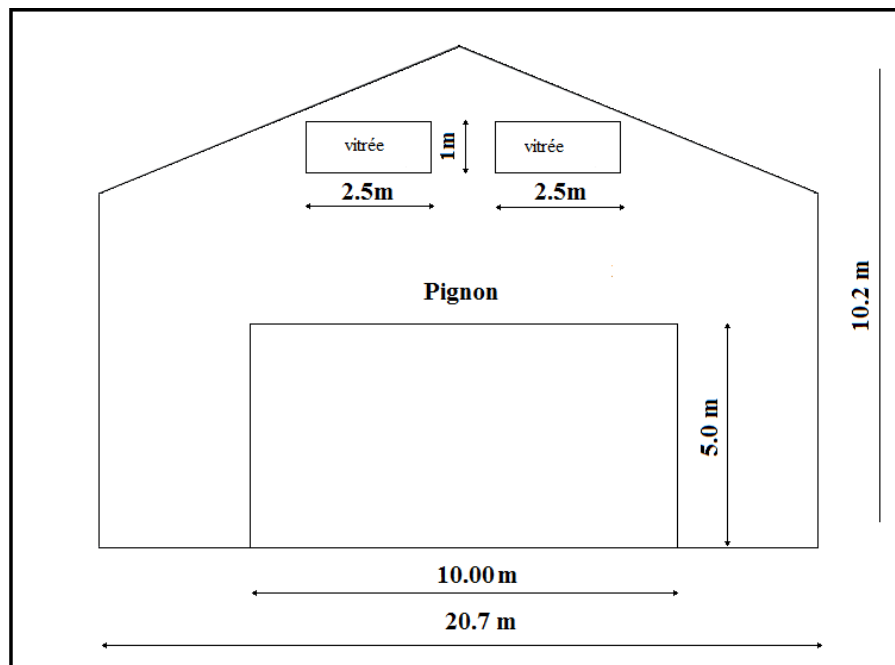
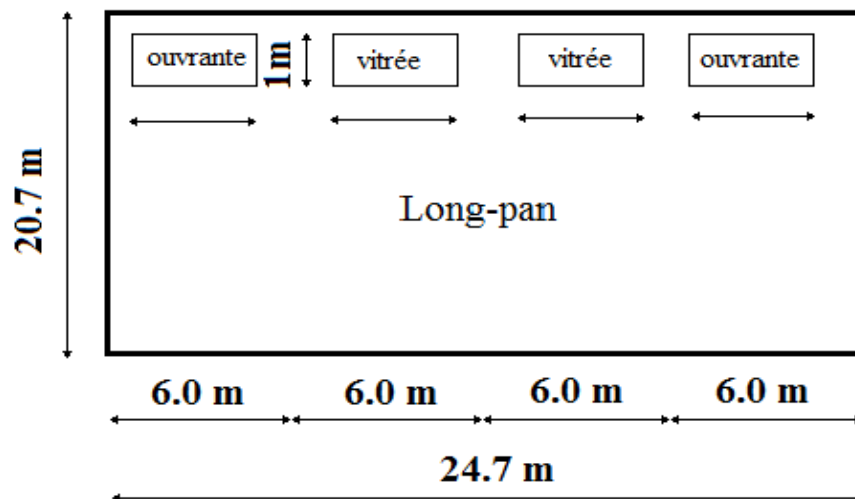


Fig.II.1. Ouvertures sur le pignon



Chapitre II : Etude climatique

Fig.II.2. Ouvertures sur les deux long-pan

2. Les données relatives au site :

- Lieu de réalisation: TIZI OUZOU
- Altitude géographique (par rapport au niveau de la mer) : $H_G=220m$
- Zone de neige : **A**
- Zone du vent : **I**
- Site plat : $C_t(z)=1$
- Catégorie du terrain : **III**

II.2. Etude de la neige :

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

- Altitude géographique : $H_G=220m$
- Zone de neige : **A**

*La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_K \quad \text{''R.N.V.2013'' P18}$$

Toitures à deux versants à angles égaux :

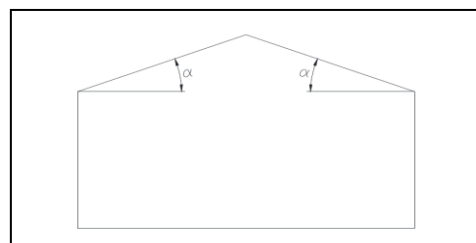
$$\alpha_1 = \alpha_2 = 11.3^\circ$$

*Coefficient d'ajustement des charges μ :

On est dans le cas :

$$0 \leq \alpha = 8^\circ \leq 30^\circ \quad \text{''R.N.V.2013'' tableau 2 P25}$$

Donc le coefficient de forme : $\mu_1 = \mu_2 = 0,8$



1. La charge de la neige sur le sol :

Notre projet est implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU classé en zone A selon ''R.N.V.2013'' P37

zone	A	B	C	D
S_K	$\frac{0.07H + 15}{100}$	$\frac{0.04H + 10}{100}$	$\frac{0.0325H + 10}{100}$	Pas de charge de neige

Tableau II.1 : charge de la neige sur le sol dans chaque zone

$$S_K = \frac{0.07H + 15}{100} = 0.304 \text{ KN/m}^2$$

2. La charge caractéristique de la neige :

$$S = \mu \cdot S_K = 0.8 \times 0.304 = 0.243 \text{ KN/m}^2$$

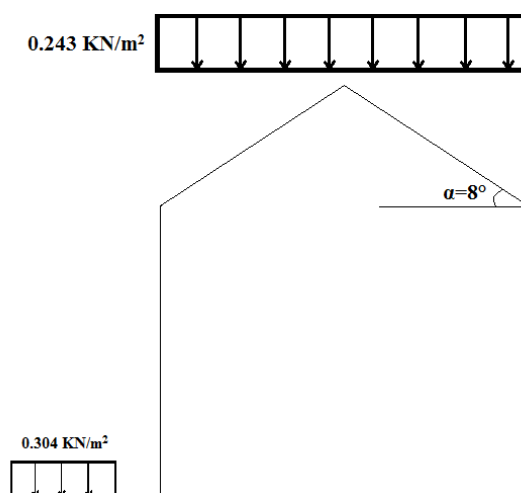


Fig II.3 : Représentation des charges statique de neige

II.3. Etude au vent :

Le vent est une action horizontale très importante qui agit directement sur la structure dans ces deux directions principales. Et pour cela, une étude approfondie est prise en compte lors du dimensionnement de l'ossature métallique. Cette étude est réalisée à partir de caractéristiques dépendantes de la structure ainsi que le site d'implantation. Dans notre cas, ces caractéristiques sont les suivantes :

- Wilaya de TIZI OUZOU appartient à zone de vent I
- Le terrain est de catégorie III.
- Le site d'implantation est un site plat $C_t(z)=1.0$

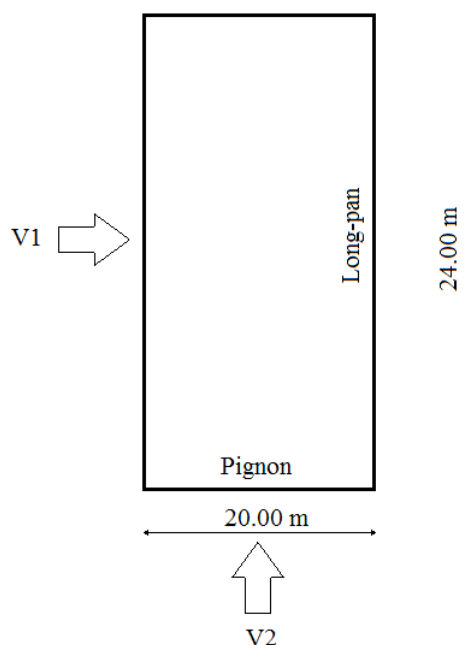


Fig II.4 : Les directions principales du vent V1 ,V2

La pression aérodynamique due au vent est donnée par la formule suivante :

$$W(z) = q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{(Formule 2.6-RNV/2013) p57}$$

La pression due au vent :

$$q = C_d \times W(z)$$

Chapitre II : Etude climatique

$$q = C_d \times q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

1. Calcul du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d est donné en chapitre 3 de RNV/2013. Dans le cas de notre projet la hauteur totale de la structure $H=10.20$ m est strictement inférieure à 15 m donc on peut prendre la valeur simplifiée de C_d :

$$C_d = 1$$

[§3.2-RNV/2013] P62

2. Détermination de la pression dynamique de pointe q_p :

$$q_p(z) = q_{ref} \cdot C_e(z) \quad [(2.1)RNV/2013] P50$$

Zone	q_{ref} (daN/m ²)
I	37.5
II	43.5
III	50.0
IV	57.5

2.1. Détermination de q_{ref} :

Zone 1 $\rightarrow q_{ref} = 37.5$ daN/m² [Tableau 2.2 R.N.V.2013] P50

2.2. Calcul de coefficient d'exposition au vent C_e :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \cdot C_r^2(z) [1 + 7I_v(z)] \quad [(2.2)-RNV/2013] P51$$

Tel que :

$C_r(z)$: Le coefficient de rugosité

$C_t(z)$: Le coefficient de topographie

$I_v(z)$: intensité de la turbulence

- Calcul de coefficient de rugosité C_r :

$$C_r(z) = k_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq z_{max}=200m \quad ; \quad C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad \text{pour } z < z_{min}$$

- Hauteur de référence Z_e :

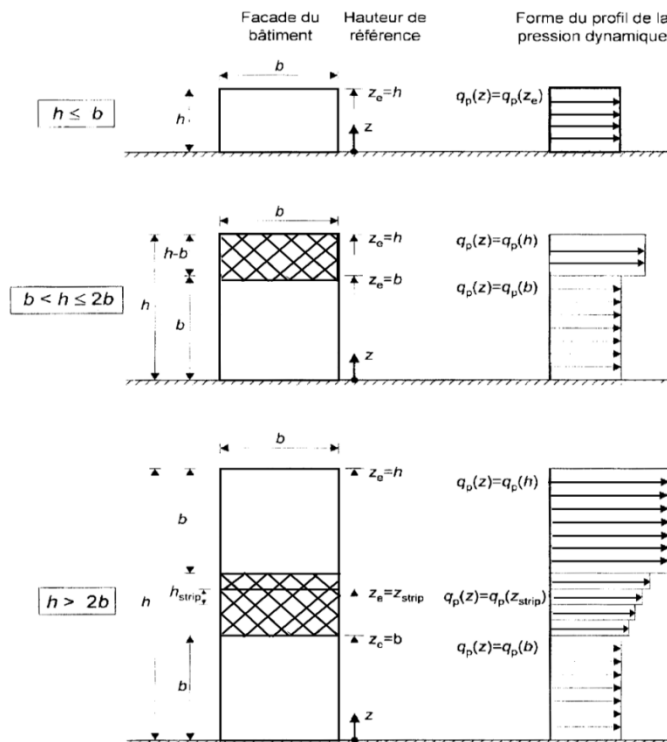


Figure 2.1 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Chapitre II : Etude climatique

- Parois verticales :

$$h = 8.00\text{m} \leq b = 20.7\text{m}$$

$$Z_e = h = 8.00\text{ m}$$

- Toiture :

Z_e est pris égale à la hauteur maximale H

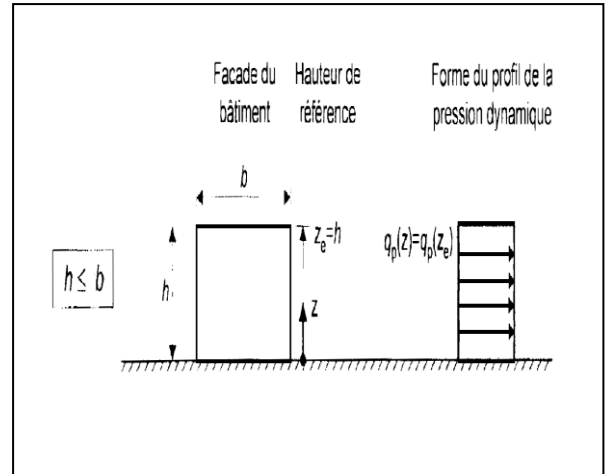
$$Z_e = H = 10.2\text{ m} \quad (\text{Selon [RNV 2013 § 2 (2.3.2)]})$$

Ce qui fait :

$$z_{\min} = 5.00\text{m} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

$$\text{donc : } C_r(z) = k_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

Terrain catégorie III : (selon [R.N.V.2013] tableau 2.4 P53)



Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\min}(\text{m})$	ϵ
III zone a couverture végétale régulière ou des bâtiments ou 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

Tel que :

K_T : facteur du terrain.

Z_0 : paramètre de la rugosité [m].

Z_{\min} : hauteur minimale [m].

- Parois verticales

$$C_r(8.0) = 0.215 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) = 0.706$$

- Toiture

$$C_r(10.2) = 0.215 \times \ln\left(\frac{10.2}{0.3}\right) = 0.758$$

• **Intensité de turbulence I_v :**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{pour } z > z_{\min} \quad ; \quad I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \ln \frac{z_{\min}}{z_0}} \quad \text{pour } z \leq z_{\min}$$

On est dans le cas où $z > z_{\min}$ avec $C_t(z) = 1.0$

- Parois verticales

$$I_v(8.0) = \frac{1}{\ln \frac{8}{0.3}} = 0.305$$

- Toiture

$$I_v(10.2) = \frac{1}{\ln \frac{10.2}{0.3}} = 0.284$$

Tableau des valeurs de pression dynamique :

Chapitre II : Etude climatique

	$Z_e(m)$	C_t	C_r	I_v	C_e	$q_{ref} daN/m^2$	$q_p(z) daN/m^2$
Paroi verticale	8.0	1	0.706	0.305	1.56	37.5	58.5
Toiture	10.2	1	0.758	0.284	1.72	37.5	64.5

Tableau II.2 : Tableau des valeurs de pression dynamique

3. Détermination des coefficients de pression C_{pe} et C_{pi} :

1. Direction du vent V1 (perpendiculaire au long-pan) :

✚ cas où toutes les ouvertures sont ouvertes :

• Valeur des pressions extérieures C_{pe} :

- Paroi verticale :

$$e = \min [b, 2h] = \min [24.7 ; 2 \times 8]$$

On voit bien que $e=16 < d=20.7$, donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :

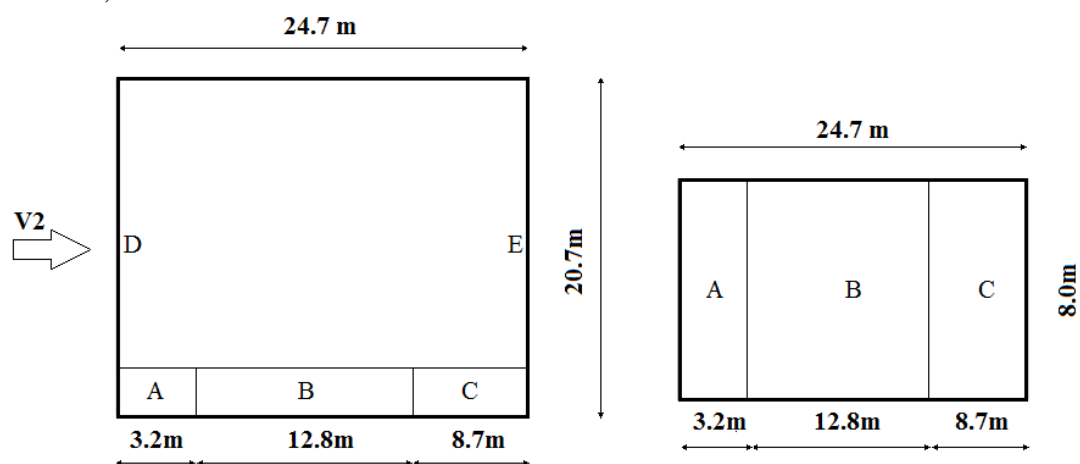


Fig II.5 : Légende pour les parois verticales

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	$e/5$	h	$4e/5$	h	$d-e$	h	b	h	b	h
	3.2	8	12.8	8	4.7	8	24.7	8	24.7	8
Surface (m ²)	25.6		102.4		37.6		197.6		197.6	

Tableau II.3 : Tableau des valeurs des surfaces des zones du vent V1

La surface de chaque zone est $> 10m^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad [§5.1.1.2-RNV/2013]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.4 : Le tableau des valeurs de C_{pe} de chaque zone dans le sens V1

Chapitre II : Etude climatique

- Toiture :

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} de toiture à deux versants ou la direction de vent $\theta=0^\circ$.

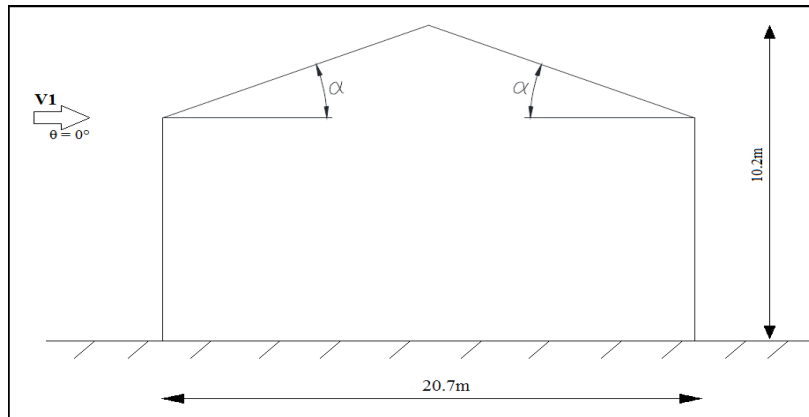


Fig II.6 Légende pour la toiture à deux versants

On a : $\theta=0^\circ$; $\alpha=11.3^\circ$; $b=24.7m$; $d=20.7$; $H=10.2m$
 $e=\min [b ; 2h] = \min [24.7 ; 2 \times 10.2] = 20.4 m$

Dans ce cas On a cinq zone F, G, H, J et I comme suit :

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension géométrique (m)	e/4	e/10	e/10	b-2e/4	10.35-e/10	b	e/10	b	10.35-e/10	b
	5.1	2.04	2.04	14.5	8.31	24.7	2.04	24.7	8.31	24.7
Surface (m ²)	10.4		29.6		205.3		50.4		205.3	

Tableau II.5 : Tableau des valeurs des surfaces des zones du vent V1

Puisque $\alpha = 11.3^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ par la formule suivante :

$$C_{pe}(11.3^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \frac{11.3-5}{15-5} (C_{pe}(15^\circ)-C_{pe}(5^\circ))$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	F	G	H	J	I
$C_{pe}(5^\circ)$	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
$C_{pe}(15^\circ)$	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
$C_{pe}(11.3^\circ)$	-1.2	-0.95	-0.41	-0.47	-0.85

Tableau II.6 : Le tableau des valeurs de C_{pe} de chaque zone suivant V1

• **Valeur des pressions extérieures C_{pi} :**

Vérification d'un bâtiment ayant une face dominante :

(L'aire des ouvertures De la dite Face) $\geq 2 \times$ l'aire des ouvertures dans les autres faces.

Chapitre II : Etude climatique

L'aire des ouvertures du long pan :

-2 fenêtres de dimension $2.5 \times 1\text{m}$

$$S_1 = (2 \times (2.5 \times 1.0)) = 5 \text{ m}^2$$

L'aire des ouvertures dans les autres faces :

On a (pignon) :

- une porte coulissante $10 \times 5\text{m}$

Et on a (long-pan) :

- 2 fenêtres $2.5 \times 1\text{m}$

$$S_2 = S_{\text{porte}} + 2 \times S_{\text{fenêtre}} = 5 \times 10 + (2 \times (2.5 \times 1.0)) = 55 \text{ m}^2$$

Une face est considérée comme dominante si :

$$S_1 \geq 2S_2 \quad (\text{Selon [RNV 2013 § 5 (2.1.4)]})$$

Dans notre cas : $S_1 = 5 \text{ m}^2 < 2S_2 = 2 \times 55 = 110 \text{ m}^2$ non vérifiée

→ La condition n'est pas vérifiée donc il n'y a pas de face dominante.

Pour les bâtiments sans face dominante le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la **Figure 5.14 du RNV 2013** avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

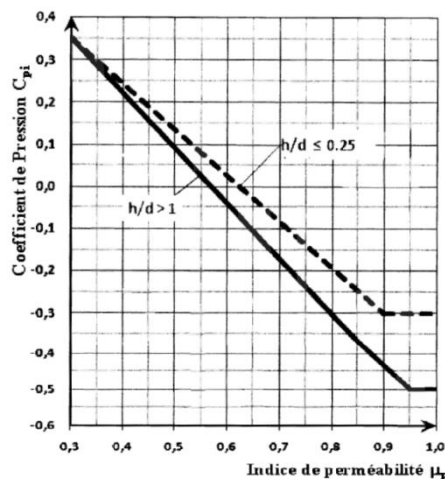


Figure II.7 Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

-La somme des ouvertures ou $C_{pe} \leq 0$: 55 m^2

-La somme des surfaces de toutes les ouvertures : 60 m^2

$$\mu_p = \frac{55}{60} = 0.92$$

$\frac{h}{d} = \frac{10.2}{20.7} = 0.49$ → on cherche dans l'abaque on trouve $0.25 < 0.49 < 1.0$ donc une interpolation linéaire est nécessaire :

h/d	0.25	0.49	1
C_{pi}	-0.3	-0.35	-0.45

Tableau II.7 : les valeurs de C_{pi} en fonction de h/d

Chapitre II : Etude climatique

$$C_{pi}(0.49) = C_{pi}(0.25) + \left[\frac{0.49 - 0.25}{1.0 - 0.25} (C_{pi}(1.0) - C_{pi}(0.25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.49) = -0.3 + \left[\frac{0.49 - 0.25}{1.0 - 0.25} (-0.45 + 0.3) \right]$$

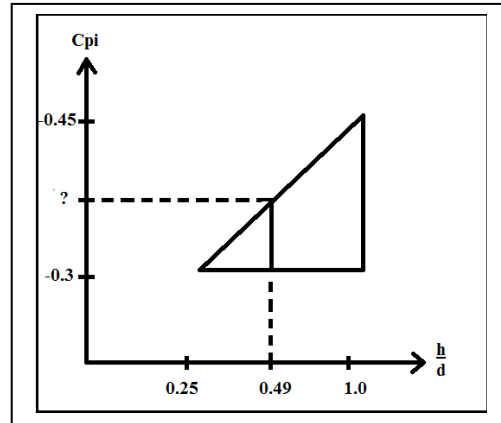
$$C_{pi}(0.49) = -0.348 = -0.35$$

Calcul des pressions dues au vent $q(z)$:

$$q = C_d \times W(z)$$

$$W_p(z) = C_d \times q_p(z) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

- Paroi verticale:



Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
A	1	-1.0	-0.35	-0.65	58.5	-38.03
B	1	-0.8	-0.35	-0.45	58.5	-26.32
C	1	-0.5	-0.35	-0.15	58.5	-8.78
D	1	+0.8	-0.35	+1.15	58.5	67.28
E	1	-0.3	-0.35	-0.05	58.5	-2.92

Tableau II.8 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 ($C_{pi} = -0.35$)

- Toiture :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
F	1	-1.2	-0.35	-0.85	64.5	-54.82
G	1	-0.95	-0.35	-0.6	64.5	-35.1
H	1	-0.41	-0.35	-0.06	64.5	-3.87
J	1	-0.47	-0.35	-0.12	64.5	-7.74
I	1	-0.85	-0.35	-0.5	64.5	-32.25

Tableau II.9 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 ($C_{pi} = -0.35$)

✚ Cas où toutes les ouvertures sont fermées :

Dans le cas où μ_p ne peut être déterminé, les valeurs extrêmes peuvent être utilisées soit :

$$C_{pi} = -0.3 \text{ et } C_{pi} = +0.2$$

- Paroi verticale :

a) pour $C_{pi} = -0.3$

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
A	1	-1.0	-0.3	-0.7	58.5	-40.95
B	1	-0.8	-0.3	-0.5	58.5	-29.25
C	1	-0.5	-0.3	-0.2	58.5	-11.7
D	1	+0.8	-0.3	1.1	58.5	64.35
E	1	-0.3	-0.3	0	58.5	00.00

Tableau II.10 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 ($C_{pi} = -0.3$)

Chapitre II : Etude climatique

b) pour $C_{pi} = + 0.2$

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
A	1	-1.0	+0.2	-1.2	58.5	-70.2
B	1	-0.8	+ 0.2	-1.0	58.5	-58.5
C	1	-0.5	+ 0.2	-0.7	58.5	-40.95
D	1	+0.8	+ 0.2	0.6	58.5	35.1
E	1	-0.3	+ 0.2	-0.5	58.5	-29.25

Tableau II.11 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V1 ($C_{pi} = +0.2$)

- Toiture :

a) pour $C_{pi} = - 0.3$

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
F	1	-1.2	-0.3	-0.9	64.5	-58.05
G	1	-0.95	-0.3	-0.65	64.5	-41.92
H	1	-0.41	-0.3	-0.11	64.5	-7.1
J	1	-0.47	-0.3	-0.17	64.5	-10.97
I	1	-0.85	-0.3	-0.55	64.5	-35.48

Tableau II.12 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 ($C_{pi} = -0.3$)

b) pour $C_{pi} = +0.2$

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
F	1	-1.2	+0.2	-1.4	64.5	-90.3
G	1	-0.95	+ 0.2	-1.15	64.5	-74.18
H	1	-0.41	+ 0.2	-0.61	64.5	-39.35
J	1	-0.47	+ 0.2	-0.67	64.5	-43.2
I	1	-0.85	+ 0.2	-1.05	64.5	-67.7

Tableau II.13 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 ($C_{pi} = +0.2$)

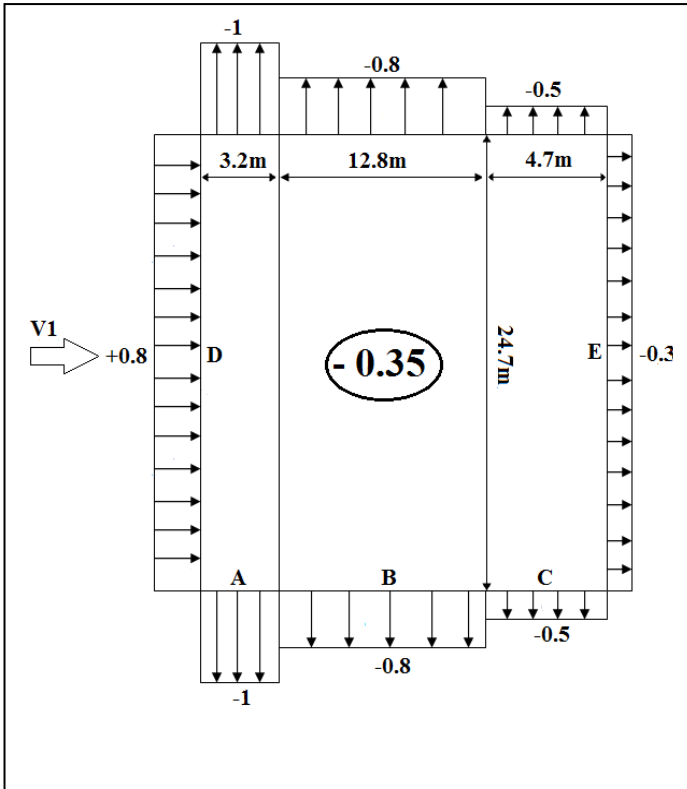


Fig II.8 : Répartition des C_{pe} sur les parois suivant V1 ($C_{pi} = -0.35$)

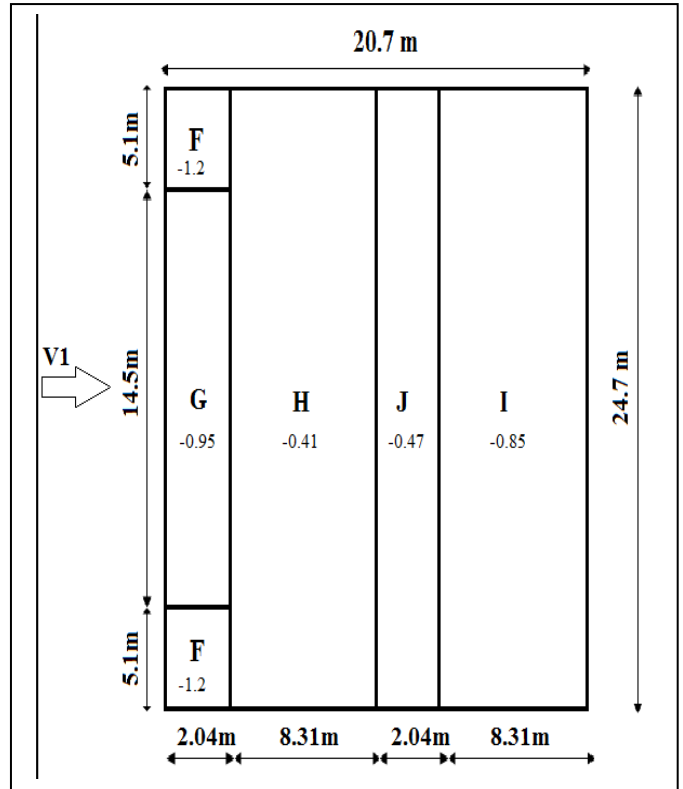


Fig II.9 : Répartition des C_{pe} sur la toiture suivant V1 ($C_{pi} = -0.35$)

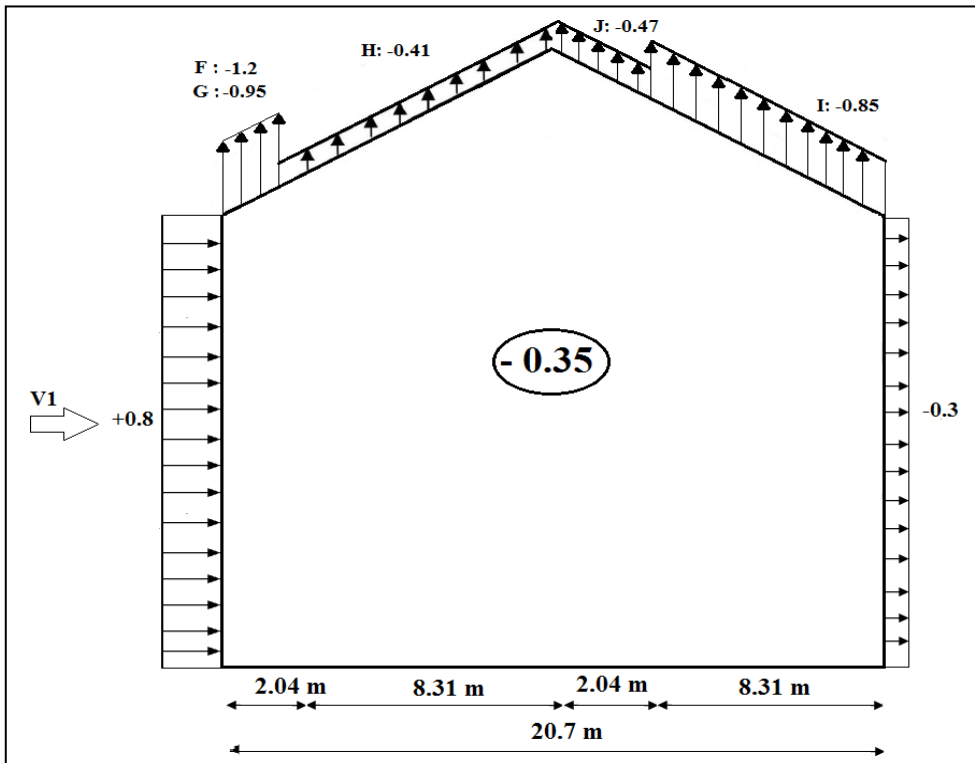


Fig II.10 : Répartition des charges sous V1 ($C_{pi} = -0.35$)

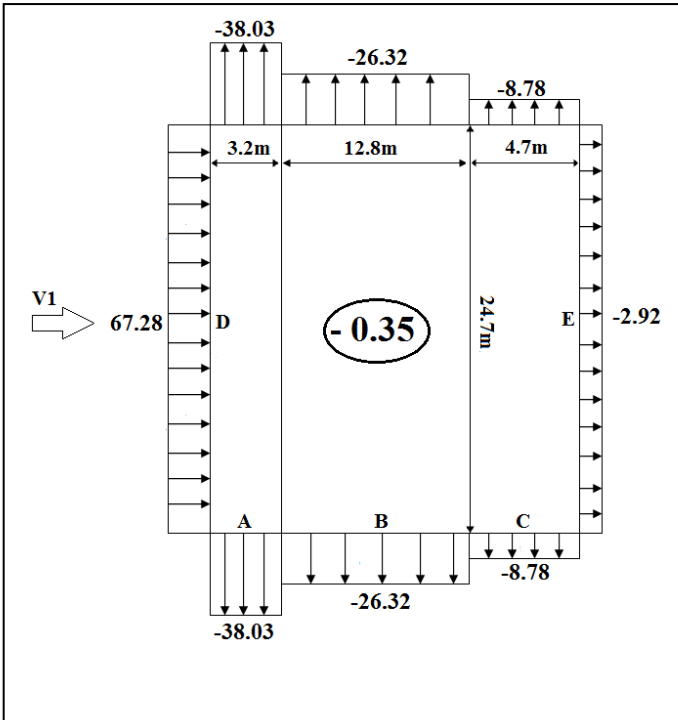


Fig II.11 : Répartition des pressions sur les parois sous V1 ($C_{pi} = -0.35$)

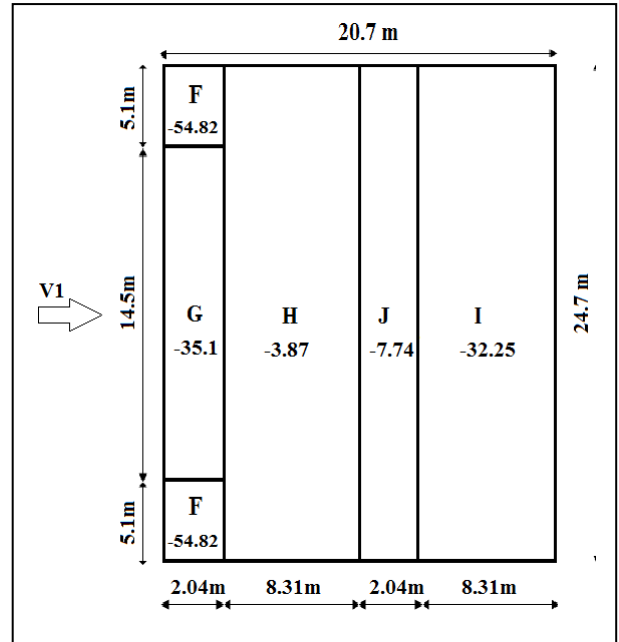


Fig II.12 : Répartition des pressions sur la toiture sous V1 ($C_{pi} = -0.35$)

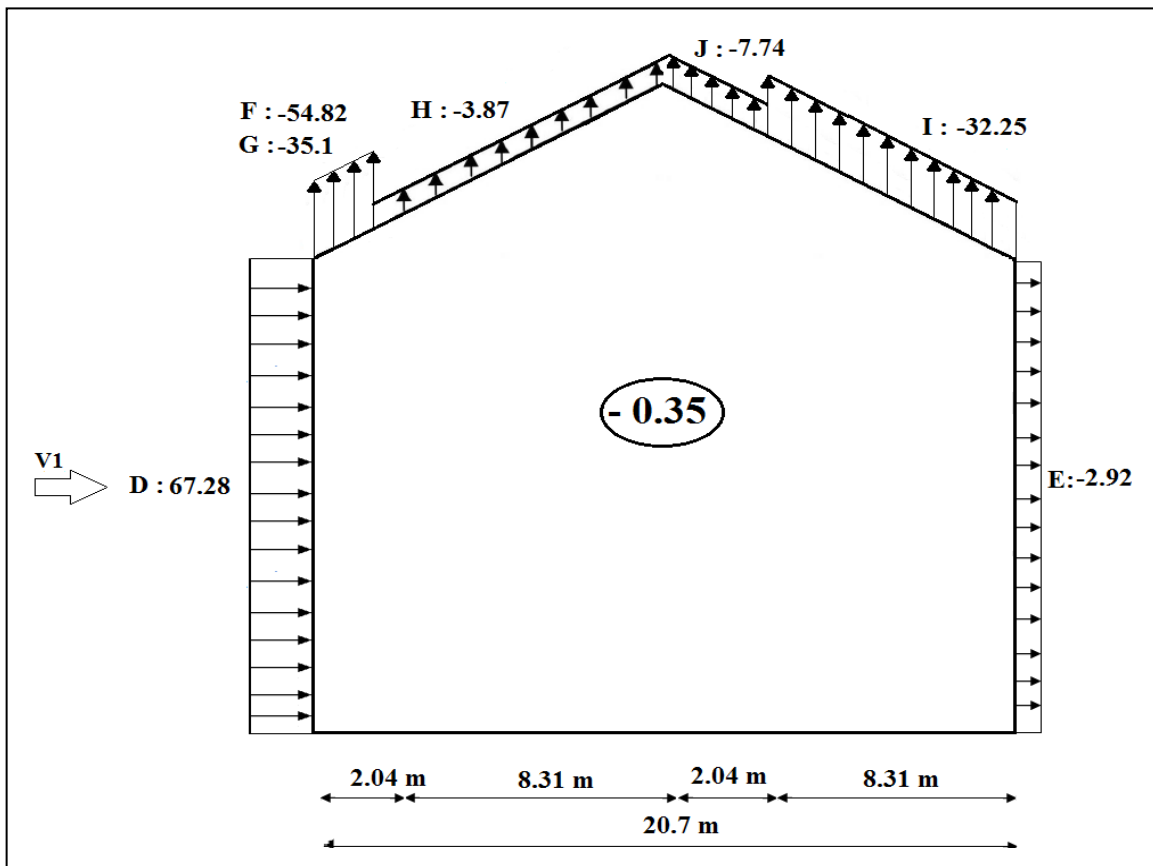
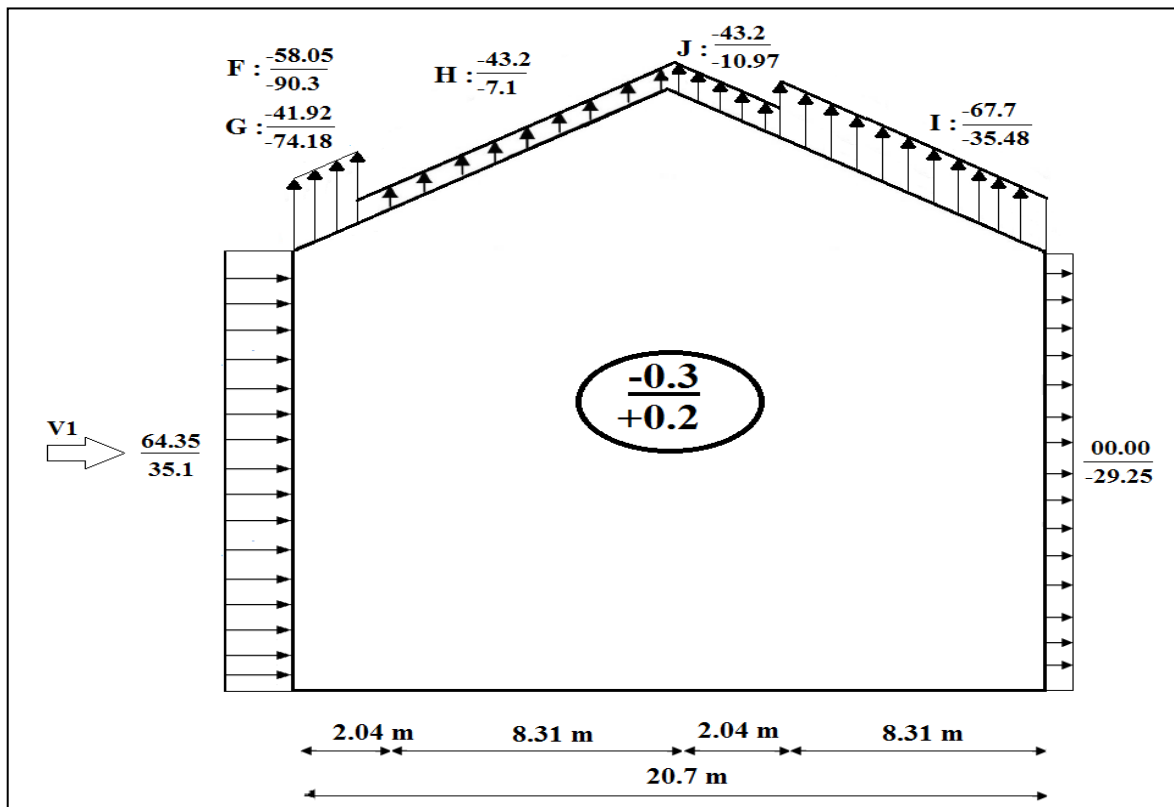
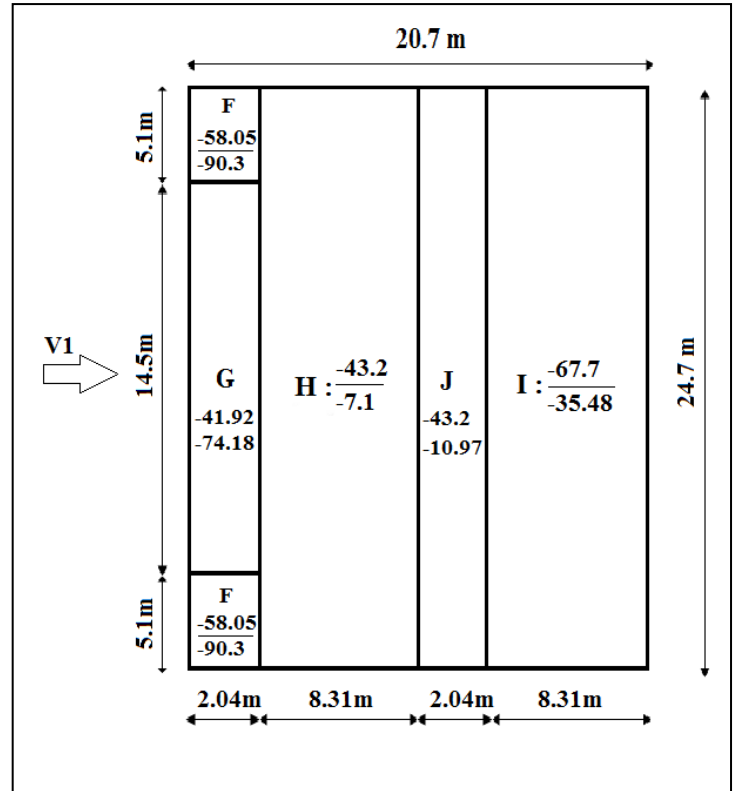
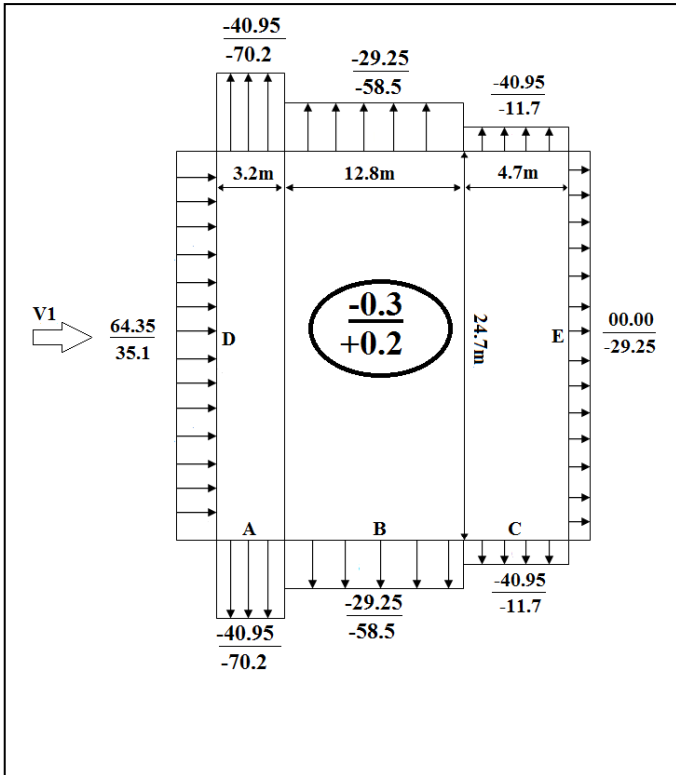


Fig II.13 : Répartition des pressions sous V1 ($C_{pi} = -0.35$)



Chapitre II : Etude climatique

2. Direction du vent V2 (perpendiculaire au Pignon) :

✚ Cas ou toutes les ouvertures sont ouvertes

• Valeur des pressions extérieures C_{pe} :

- Paroi verticale :

$$e = \min [b, 2h] = \min [20.7 ; 2 \times 8] = 16$$

On voit bien que $e=16 < d=24.7$, donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme suit :

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	e/5	h	4e/5	h	d-e	h	b	h	b	h
	3.2	8	12.8	8	8.7	8	20.7	8	20.7	8
Surface (m ²)	25.6		102.4		69.6		165.6		165.6	

Tableau II.14 : Tableau des valeurs des surfaces des zones du vent V2

La surface de chaque zone est $> 10\text{m}^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad [\text{\S}5.1.1.2\text{-RNV/2013}]$$

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.15: Le tableau des valeurs de C_{pe} de chaque zone dans le sens de V2

- Toiture :

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C_{pe} de toiture à deux versants ou la direction de vent $\theta=90^\circ$.

$$\text{On a : } \theta=90^\circ ; \alpha=11.3^\circ ; b=20.7\text{m} ; d=24.7 ; H=10.2\text{m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [20.7 ; 2 \times 10.2] = 20.4 \text{ m}$$

Dans ce cas On a quatre zone F, G, H, et I comme suit :

Zone	F		G		H		I	
Dimension géométrique (m)	e/4	e/10	e/10	b/2 - e/4	e/2 - e/10	b/2	d- e/2	b/2
	5.1	2.04	2.04	5.25	8.16	10.35	14.5	10.35
Surface (m ²)	10.4		10.71		84.5		150.1	

Tableau II.16 : Tableau des valeurs des surfaces des zones suivant V2

$$C_{pe}(11.3^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{11.3-5}{15-5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}(5^\circ)$	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
$C_{pe}(15^\circ)$	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5
$C_{pe}(11.3^\circ)$	-1.41	-1.3	-0.64	-0.54

Chapitre II : Etude climatique

Tableau II.17 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2

L'aire des ouvertures du pignon :

- une porte coulissante $10 \times 5\text{m}$

$$S_1 = 5 \times 10 = 50 \text{ m}^2$$

L'aire des ouvertures dans les autres faces :

On a (2 long-pans) :

- 2 fenêtres dans chaque long-pan ce qui donne 4 fenêtres au total

$$S_{\text{fenêtre}} = 2.5 \times 1.0 = 2.5 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 4 \times S_{\text{fenêtre}} = 4 \times (2.5 \times 1.0) = 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $S_1 = 50 \text{ m}^2 > 2S_2 = 2 \times 10 = 20 \text{ m}^2 \rightarrow \text{OK}$

\rightarrow La condition vérifiée donc la face dominante est présente dans le sens V2 (Selon [RNV 2013 § 5 (2.2.1)])

Aire des ouvertures de la face dominante = S_1	C_{pi}
$S_1 = 2S_2$	$0.75 C_{pe}$
$S_1 \geq 3S_2$	$0.90 C_{pe}$

S_2 : Aire des ouvertures dans les autres faces du bâtiment

C_{pe} : coefficient de pression extérieure de la face dominante

$C_{pe} = +0.8$ pour la paroi D (paroi dominante)

$$C_{pi} = 0.9 C_{pe} = 0.9 \times (+0.8) = 0.72$$

Direction du vent V2 (perpendiculaire au pignon) :

- Paroi verticale :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z) \text{ daN/m}^2$	$W_p(z) \text{ daN/m}^2$
A	1	-1.0	0.72	-1.72	58.5	-100.6
B	1	-0.8	0.72	-1.52	58.5	-88.9
C	1	-0.5	0.72	0.22	58.5	12.87
D	1	+0.8	0.72	0.08	58.5	4.68
E	1	-0.3	0.72	-1.02	58.5	-59.67

Tableau II.18 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 ($C_{pi} = +0.72$)

- Toiture :

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z) \text{ daN/m}^2$	$W_p(z) \text{ daN/m}^2$
F	1	-1.41	0.72	-2.13	64.5	-130.2
G	1	-1.3	0.72	-2.02	64.5	-128.3
H	1	-0.64	0.72	-1.36	64.5	-87.7
I	1	-0.54	0.72	-1.26	64.5	-81.3

Tableau II.19 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 ($C_{pi} = +0.72$)

✚ Cas où toutes les ouvertures sont fermées :

Dans le cas où μ_p ne peut être déterminé, les valeurs extrêmes peuvent être utilisées soit :

Chapitre II : Etude climatique

$C_{pi} = -0.3$ et $C_{pi} = +0.2$

a) $C_{pi} = -0.3$

- Paroi verticale :

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
A	1	-1.0	-0.3	-0.7	58.5	-40.95
B	1	-0.8	-0.3	-0.5	58.5	-29.25
C	1	-0.5	-0.3	-0.2	58.5	-11.7
D	1	+0.8	-0.3	+1.1	58.5	64.35
E	1	-0.3	-0.3	0	58.5	00.00

Tableau II.20 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 ($C_{pi} = -0.3$)

b) $C_{pi} = +0.2$

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
A	1	-1.0	+0.2	-1.2	58.5	-70.2
B	1	-0.8	+0.2	-1.0	58.5	-58.5
C	1	-0.5	+0.2	-0.7	58.5	-40.95
D	1	+0.8	+0.2	+0.6	58.5	35.1
E	1	-0.3	+0.2	-0.5	58.5	-29.25

Tableau II.21 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 ($C_{pi} = +0.2$)

- Toiture :

a) pour $C_{pi} = -0.3$

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
F	1	-1.41	-0.3	-1.11	64.5	-71.6
G	1	-1.3	-0.3	-1.6	64.5	-103.2
H	1	-0.64	-0.3	-0.94	64.5	-60.6
I	1	-0.54	-0.3	-0.84	64.5	-54.2

Tableau II.22 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 ($C_{pi} = -0.3$)

b) pour $C_{pi} = +0.2$

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z)$ daN/m ²	$W_p(z)$ daN/m ²
F	1	-1.41	+0.2	-1.61	64.5	-103.8
G	1	-1.3	+0.2	-1.5	64.5	-96.75
H	1	-0.64	+0.2	-0.84	64.5	-54.2
I	1	-0.54	+0.2	-0.74	64.5	-47.73

Tableau II.23 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 ($C_{pi} = +0.2$)

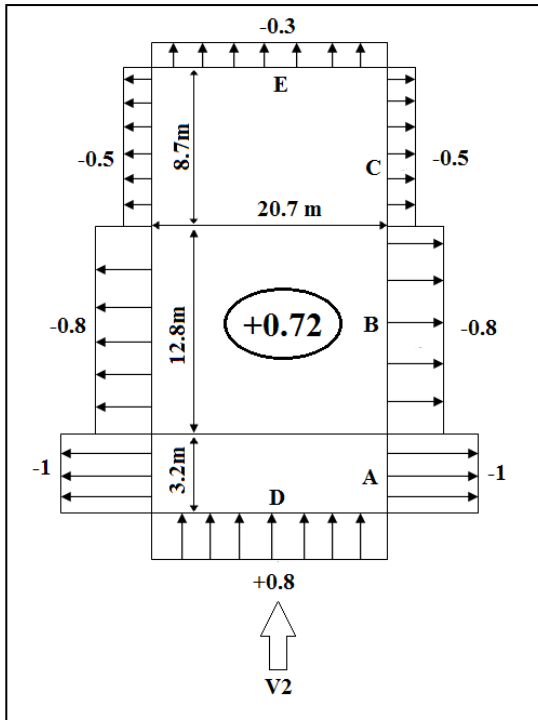


Fig II.17 : Répartition des C_{pe} sur les parois sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)

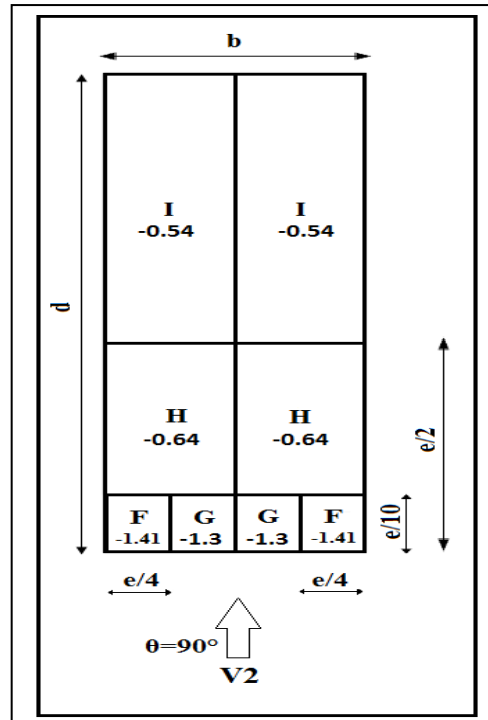


Fig II.18 : Répartition des C_{pe} sur la toiture sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)

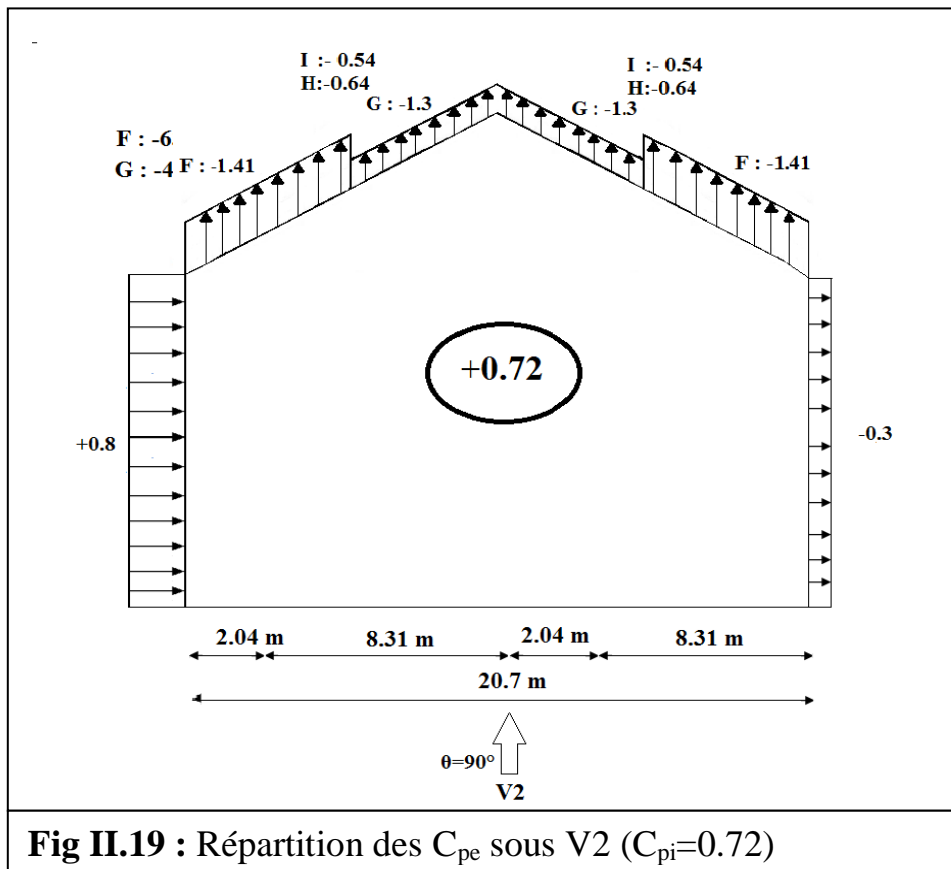


Fig II.19 : Répartition des C_{pe} sous V2 ($C_{pi}=0.72$)

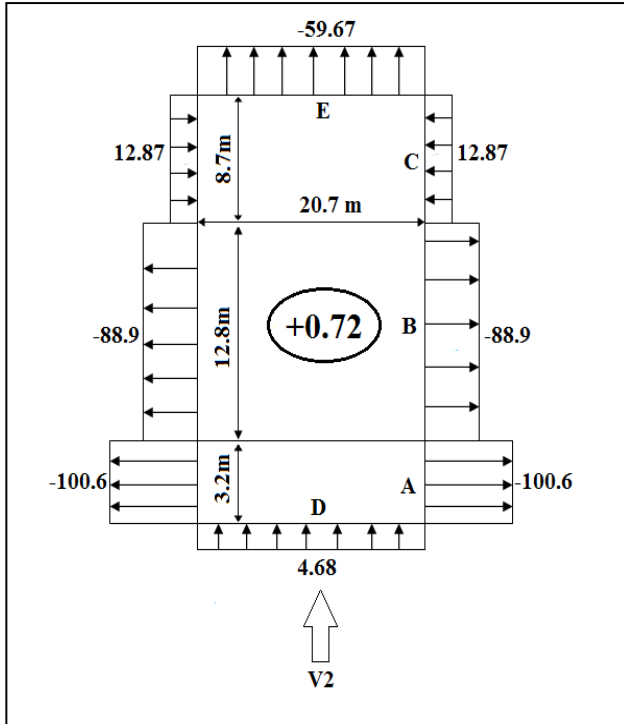


Fig II.20 : Répartition des pressions sur les parois sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)

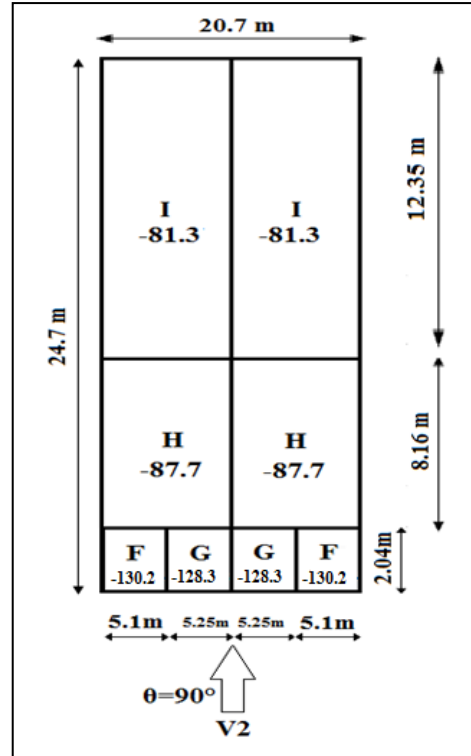


Fig II.21 : Répartition des pressions sur la toiture sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)

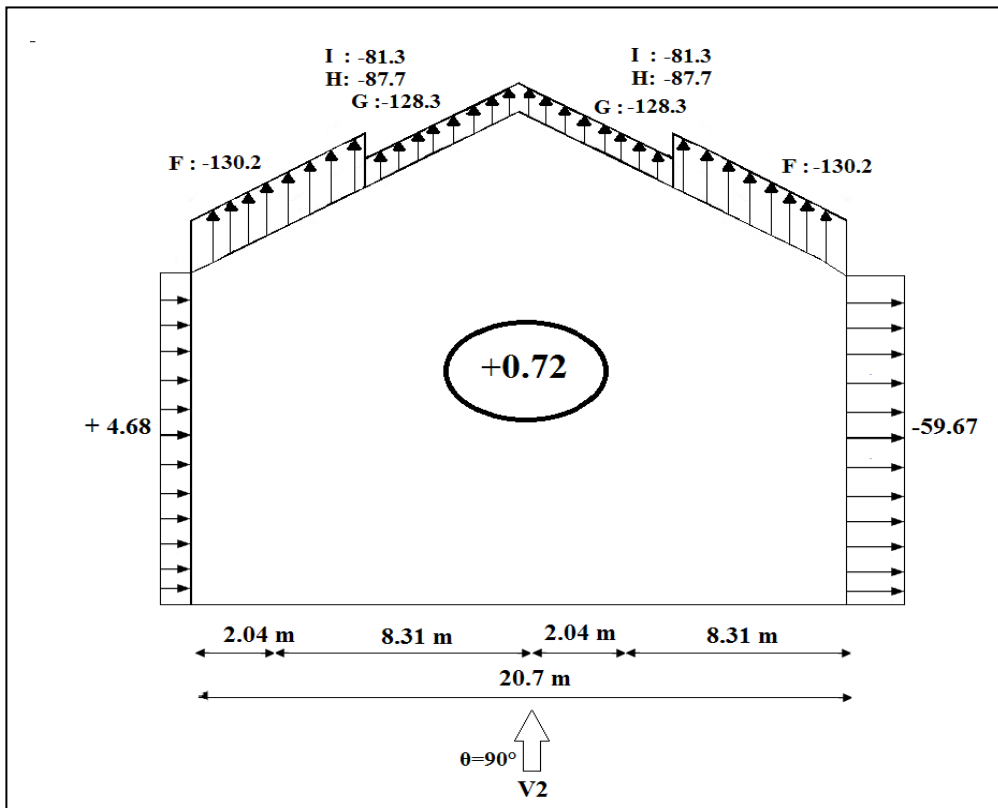


Fig II.22 : Répartition des pressions sous V2 ($C_{pi} = +0.72$)

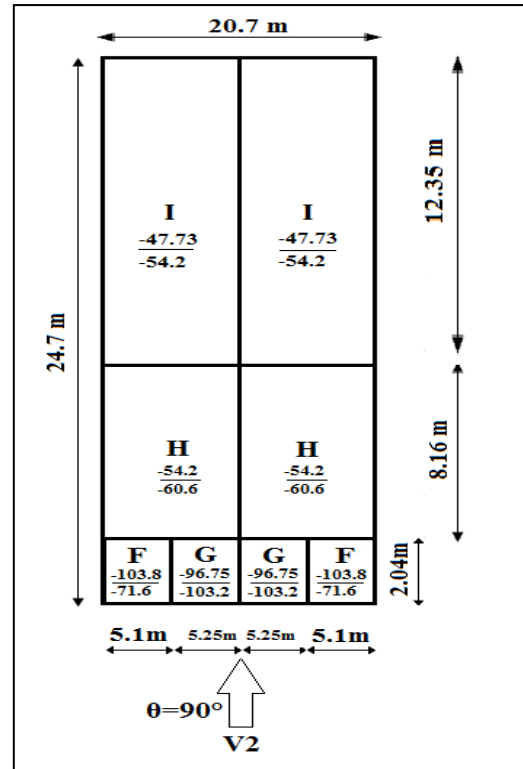
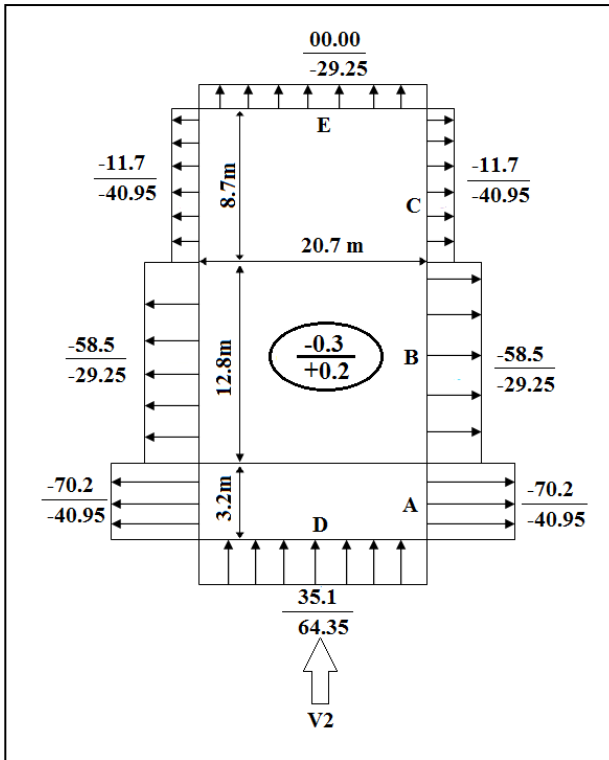


Fig II.23 : Répartition des pressions sur les parois sous V2 ($C_{pi} = -0.3 / C_{pi} = +0.2$)

Fig II.24 : Répartition des pressions sur la toiture sous V2 ($C_{pi} = -0.3 / C_{pi} = +0.2$)

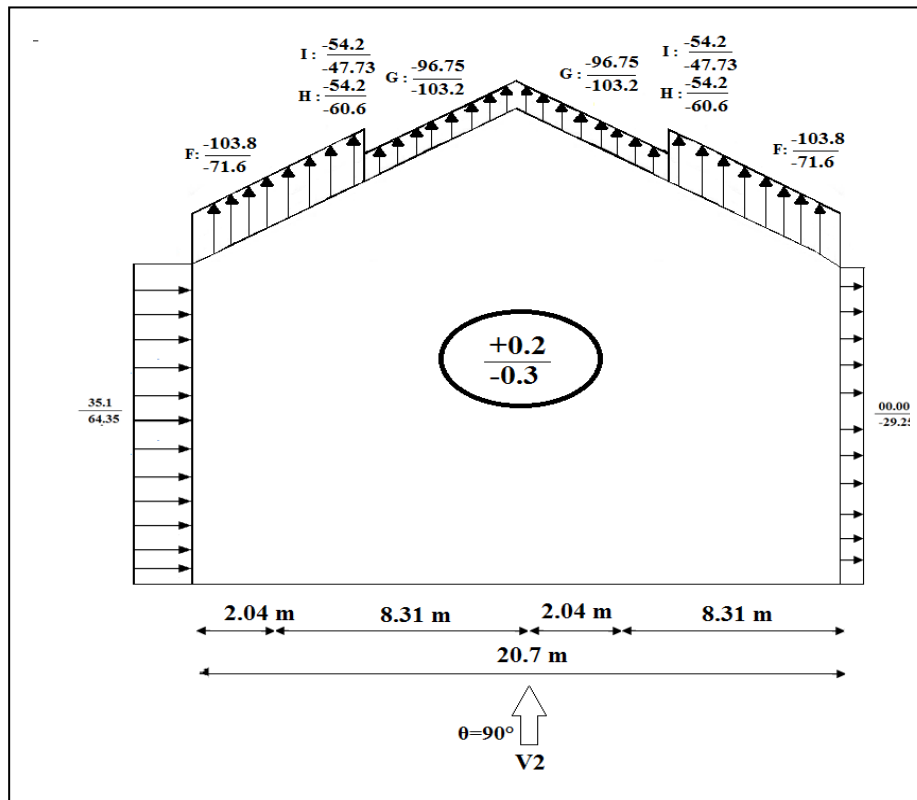


Fig II.25 : Répartition des pressions sous V2 ($C_{pi} = -0.3 / C_{pi} = +0.2$)

II.4. Détermination de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au sous le vent).

Σ aire totale des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times \Sigma$ aire totale des surfaces perpendiculaire au vent. (Selon [RNV 2013 § 2 (2.6.3)])

1. Détermination de la force de frottement suivant V1:

Dans ce cas la direction du vent est perpendiculaire au long pan :

Σ aire totale des surfaces parallèle au vent :

Les surfaces des deux pignons :

$$= 2 \times [(20.7 \times 8) + (\frac{20.7 \times 2.2}{2})] = 376.74 \text{ m}^2$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= (\frac{2.2}{\sin 11.3}) \times 2 \times 24.7 = 554.64 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 376.74 + 554.64 = 931.38 \text{ m}^2.$$

Σ aire totale des surfaces perpendiculaire au vent :

Les surfaces des deux longs pans :

$$= 2 \times (24.7 \times 8) = 375.2$$

Vérification de la condition:

$$931.38 \text{ m}^2 \leq 4 \times 375.2 = 1500.8 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

\Rightarrow l'effet de frottement est négligeable.

2. Détermination de la force de frottement suivant V2:

Dans ce cas la direction du vent est perpendiculaire au pignon

Σ aire totale des surfaces parallèle au vent :

Les surfaces de long pan :

$$= (8 \times 24.7) \times 2 = 395.2 \text{ m}^2.$$

La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= (\frac{2.2}{\sin 11.3}) \times 2 \times 24.7 = 554.64 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 395.2 + 554.64 = 949.84 \text{ m}^2.$$

Σ aire totale des surfaces perpendiculaire au vent :

Les surfaces des deux pignons :

$$= 2 \times [(20.7 \times 8) + (\frac{20.7 \times 2.2}{2})] = 376.74 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition:

$$949.84 \text{ m}^2 \leq 4 \times 376.74 = 1506.96 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

\Rightarrow l'effet de frottement est négligeable.

II.5. conclusion :

L'étude climatique a permis de déterminer toutes les actions du vent et de la neige qui agissent sur la structure et cela dans le but d'entamer le pré dimensionnement.

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires représentent l'ossature nécessaire au support de la couverture et du Bardage.

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profilés qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'EUROCODE3 .Le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité, les profilés concernés par cette étude sont :

- Les pannes
- les liernes des pannes
- échantignolles
- Les lisses de bardages
- Les potelets
- Poutres de chainages

III.2. Étude des pannes de couverture :

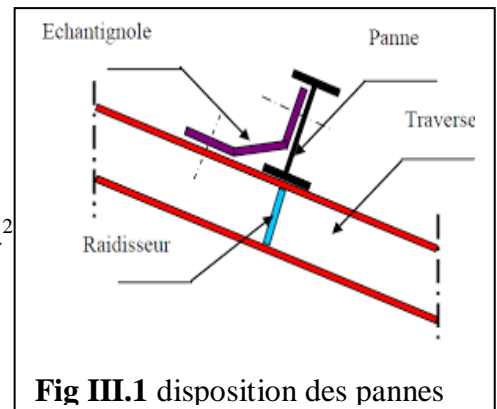
Les pannes sont des poutres généralement conçue en IPE destinées à transmettre les charges et surcharges de la couverture à la traverse.

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids de la couverture ainsi qu'aux actions climatique et aux charges d'entretien.

Les charges sur la panne se décomposent en deux : l'une est parallèle au versant $Q_{y.sd}$ et l'autre normale à la panne $Q_{z.sd}$. Donc elle travaille en flexion déviée.

III.2.1 Données :

- Espacement entre axes des pannes : 2m.
- Portée de la panne : 6m.
- Angle d'inclinaison : $\alpha = 11,3^\circ$
- Poids propre de la couverture (Tôle TN40): 12 Kg/m^2
- Poids des accessoires de pose : 5 Kg/m^2
- Poids propre de la panne estimé (IPE140) : 12 Kg/m
- Les pannes sont en acier S275
- $E=2.1 \times 10^4 \text{ daN/cm}^2$



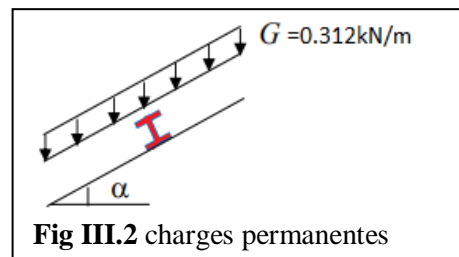
III.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes G :

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoire}}) \times \text{entre-axe} + P_{\text{panne}}$$

$$G = [(12 + 5) \times 1,2] + 12 = 32,4 \text{ Kg/ml} \quad \downarrow$$

$$G = 0,324 \text{ KN/m}$$



b) surcharge climatique du vent V : (perpendiculaire au versant) :

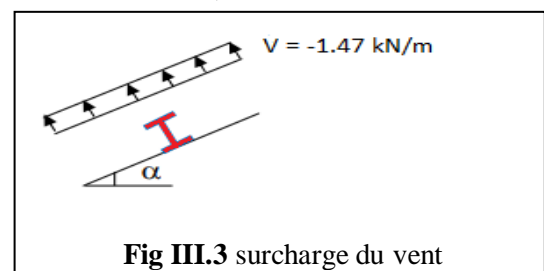
la charge du vent dans la zone H et I:

$$\text{Zone H} : - 87,7 \text{ daN / m}^2$$

$$\text{Zone I} : -81,3 \text{ daN / m}^2$$

$$V = - 87,7 \text{ daN / m}^2 \quad \uparrow \text{ (la plus défavorable)}$$

$$V = - 87,7 \times 1,2 = - 105,24 \text{ daN/m.}$$



$$V = - 1.05 \text{KN/m}$$

c) **surcharge climatique de neige N : (par projection horizontale) :**

$$S = 0.243 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \downarrow \text{(vers le bas)}$$

$$S = 0.243 \times 1.2 = 0.292 \text{ KN/m}$$

$$S = 0.292 \text{ KN/m}$$

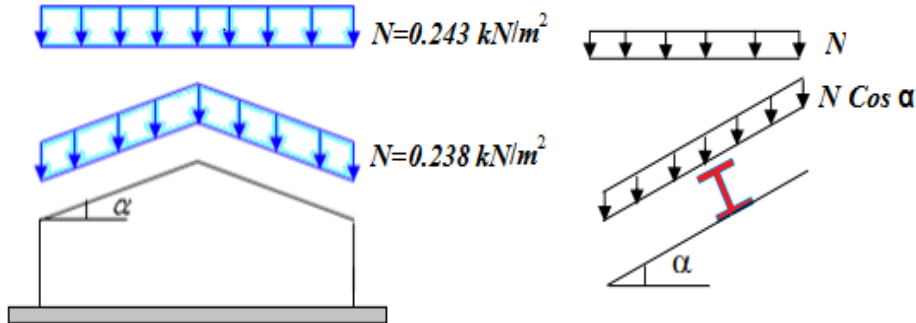


Fig III.4 surcharge de la neige

d) **Surcharges d'entretien : E**

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.

$$E = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6}$$

$$E = 0.44 \text{ KN/m}$$

III.2.3 Combinaisons de charge les plus défavorables :

1. Actions vers le bas : ↓

$$Q_{sd,1} = 1.35G + 1.5E = 1.35 \times 0.324 + 1.5 \times 0.44$$

$$Q_{sd,1} = 1.1 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd,2} = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 0.324 + 1.5 \times 0.292$$

$$Q_{sd,2} = 0.875 \text{ KN/m}$$

2. Action vers le haut : ↑

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha + 1.5V = 0.324 \cos 11.3 + 1.5 \times (-1.05)$$

$$Q_{z,sd} = - 1.25 \text{ KN/m} \quad \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 0.324 \sin 11.3$$

$$Q_{y,sd} = 0.086 \text{ KN/m} \quad \downarrow$$

Remarque :

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

Actions vers le bas :

$$Q_{sd} = 1.1 \text{ kN/ml} \quad \downarrow$$

Action vers le haut:

$$Q_{z,sd} = - 1.25 \text{ KN/m} \quad \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = 0.086 \text{ KN/m} \quad \leftarrow$$

III.2.4 Vérification à l'ELU :

Par tâtonnement on choisit **IPE140**.

Les caractéristiques du profilé sont dans le tableau suivant :

IPE 140					
h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	A (cm ²)
140	73	6.9	4.7	7.0	16.4
I_z (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	W_{plz} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	A_{vz} (cm)	A_{vy} (cm)
44.9	541	19.3	88.3	7.6	10.6

Tableau III.1 caractéristiques de l'IPE 140

Classe de la section transversale : (article 5.3.2-EC3)

- **Classe de la semelle : comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w-2r}{2}}{t_f} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{73-4.7-2 \times 7}{2}}{6.9} = 3.93 \leq 9\varepsilon = 8.28 \quad \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

- **Classe de l'âme : fléchie**

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

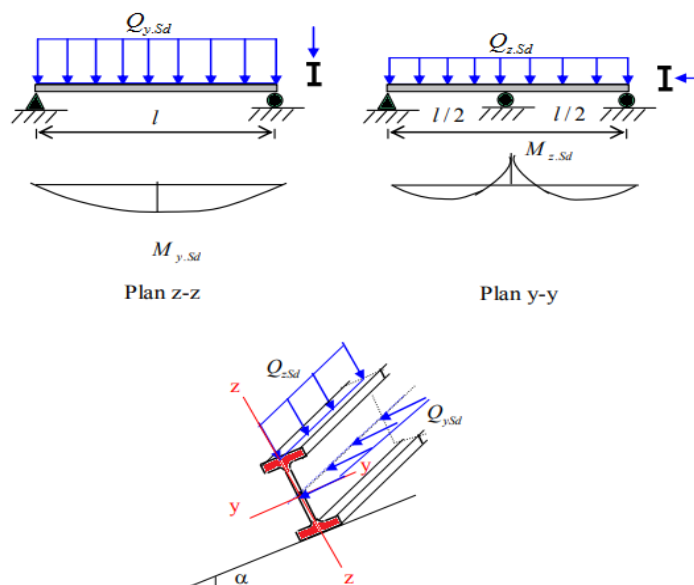
$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72\varepsilon = 66.24 \quad \rightarrow \text{âme classe 1.}$$

→ Section globale de classe 1.

III.2.4.1 vérification de la résistance en section :

1. Vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z »



Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1.0 \quad \text{« Formule 5.35 - Page 5-63 – EC3 »}$$

Sections en I ou H : $\alpha=2$ et $\beta=5n-1$ avec $n = \frac{N}{N_{pl}}$

Dans notre cas $N=0 \rightarrow \beta = 1$

$$Q_{sd} = 1.25 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \cos\alpha = -1.25$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin\alpha = 0.086$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{1.25 \times 6^2}{8} = 5.64 \text{ KN.m}$$

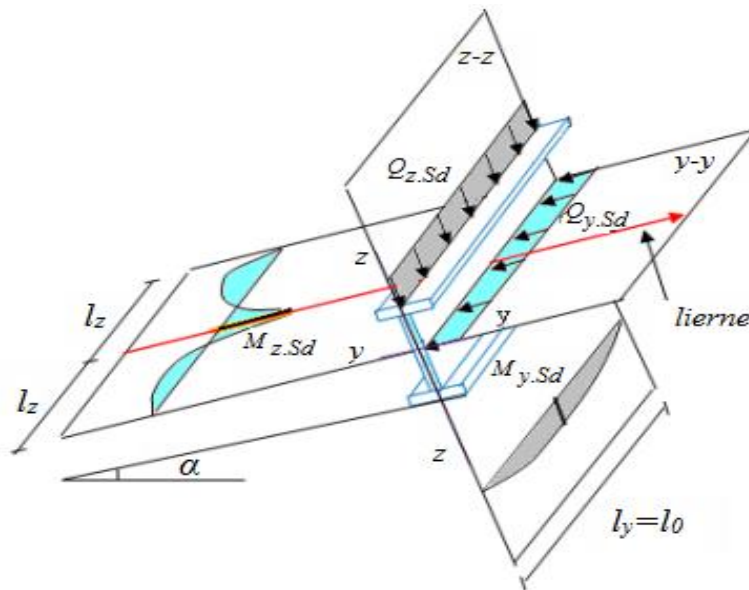
$$M_{z.sd} = \frac{Q_y \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{0.086 \times 3^2}{8} = 0.097 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.sd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 22.075 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.sd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.3 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 4.825 \text{ KN.m}$$

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité = 1.1 pour les sections de classe 1, 2 et 3 « Tableau 3 -Page 2.20 – EC3 ».

$$\left[\frac{5.64}{22.075} \right]^2 + \left[\frac{0.097}{4.825} \right]^1 = 0.065 + 0.02 = 0.09 \leq 1.0 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$



panne de toiture et les différents plans de chargement

2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.z.Rd} \quad ; \quad V_{y.sd} \leq V_{pl.y.Rd} \quad \text{« Formule 5.20- Page 5-58 – EC3 »}$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{1.25 \times 6}{2} = 3.75 \text{ KN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 Q_y \frac{l}{2} = 0.625 \times 0.086 \times 3 = 0.16 \text{ KN}$$

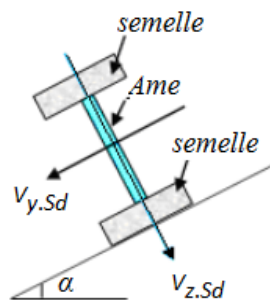
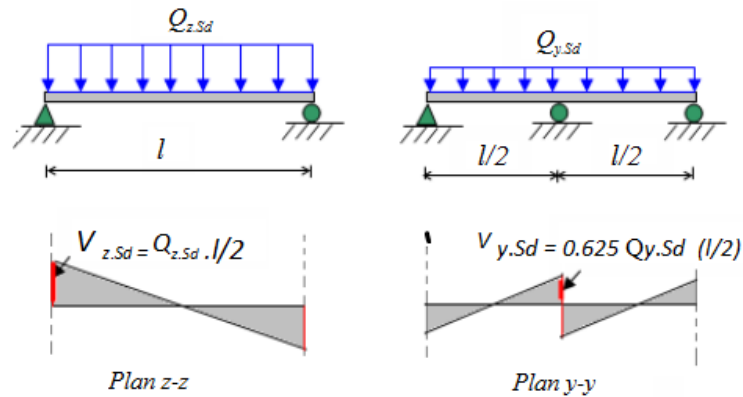
$$V_{pl.z.sd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7.6 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} 10^{-1} = 109.7 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y.sd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{Mo}} = \frac{10.6 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{\gamma_{Mo}} 10^{-1} = 152.9 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 3.75 \text{ KN} \leq V_{pl.z.Rd} = 109.7 \text{ KN}$$

$$V_{y.sd} = 0.16 \text{ KN} \leq V_{pl.y.Rd} = 152.9 \text{ KN}$$

Et $V_{y.sd} = 0.45 \text{ KN} \leq 0.5 \cdot V_{pl.y.Rd} = 0.5 \times 152.9 = 76.45 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée



III.2.4.2 Vérification au Déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale

Orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

Semelle supérieure : La semelle supérieure qui est comprimée sous l'effet des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de flamber car elle fixée a la toiture.

Semelle inférieure : La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent ascendant risque de se déverser car elle est libre tout au long de sa portée.

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

Actions vers le haut :

$$Q_{z.sd} = -1.25 \text{ KN/m} \quad \uparrow \qquad Q_{y.sd} = 0.086 \text{ KN/m} \quad \leftarrow$$

$$M_{y.sd} = \frac{1.25 \times 6^2}{8} = 5.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0.086 \times 3^2}{8} = 0.097 \text{ KN.m}$$

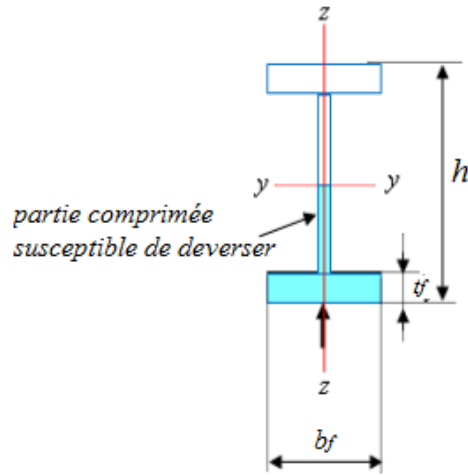
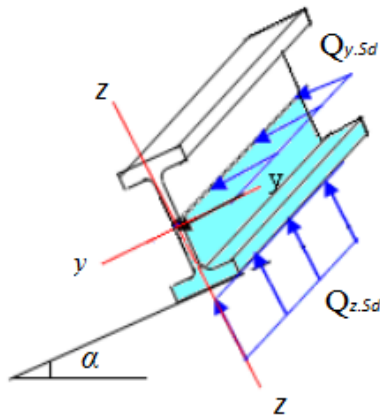
Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires

$$M_{pl.y.sd} = 22.075 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.sd} = 4.825 \text{ KN.m}$$

La formule de vérification au déversement est la suivante :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0 \quad \ll \text{Formule 5.52.EC3} \gg$$



vent de soulèvement

Calcul du moment résistant au déversement : $M_{b.Rd}$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}$$

$\beta_w = 1$ pour les section de classe 1 et 2 « Art. 5.5.2 - EC3 »

λ_{LT} : l'élancement réduit est déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{e_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \ll \text{Formule f.21 - P age f-9 - Annexe F - EC3} \gg$$

$$= \frac{\frac{600}{1.65}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{600}{1.65}}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 168.2 \quad C_1 = 1.132 \ll \text{Tableau f.1.2 - Annexe F- EC3} \gg$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{168.2}{93.9 \times 0.92} = 1.95 \quad \text{avec } \lambda_1 = 93.9\epsilon \quad \ll \text{Art 5.5.2.5 - EC3} \gg$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Valeurs recommandées pour les facteurs d'imperfection des courbes de déversement:

Courbe de déversement	a	b	c	d
α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Le choix des courbes de déversement est précisé dans le tableau ci-dessous.

Sections transversales	Limites	Courbes de déversement
Sections en I laminées	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections en I soudées	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	-	d

Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires

On a: $h/b = 1.9 < 2 \rightarrow$ courbe a $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$ « Art. 5.5.2.3 –EC3»

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.95 - 0.2) + 1.95^2] = 2.59$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{« Formule 5.49 - Page 5.78 –EC3 »}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.59 + [2.59^2 - 1.95^2]^{0.5}} = 0.232$$

$$M_{b,Rd} = 0.232 \times 22.075 = 5.12 \text{ kN.m}$$

$$\frac{2.025}{5.12} + \frac{0.093}{4.825} = 0.42 \leq 1.0 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'IPE 140 est vérifié à l'ELU.

III.2.4.3 Vérification à l'ELS :

$$Q_{sd1} = G + N = 0.324 + 0.292 = 0.616 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd2} = G + P = 0.324 + 0.44 = 0.764 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd3} = G \cos\alpha - V = 0.324 \cos 11.3 - 1.1 = -0.782 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sd,max} = -0.782 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \cos\alpha = -0.767 \text{ KN/m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \sin\alpha = -0.15 \text{ KN/m}$$

La condition à vérifier :

$$f \leq f_{adm} \text{ avec } f_{adm} = \frac{l}{200} \quad \text{« Tableau 4.1 – EC 3 »}$$

- Flèche verticale (suivant zz'): sur deux appuis

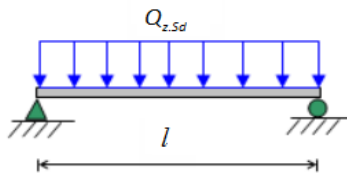
$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{0.767 \times 600^4}{2.1 \times 10^4 \times 541} 10^{-2} = 1.13 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm}$$

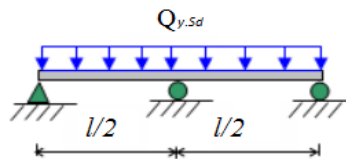
- Flèche latérale (suivant yy'): sur trois appuis

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{Q_{y,sd} \times (\frac{l}{2})^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

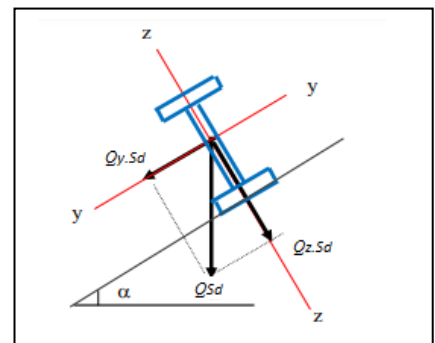
$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{0.15 \times (\frac{600}{2})^4}{2.1 \times 10^4 \times 44.9} 10^{-2} = 0.07 \text{ cm} \leq 1.5 \text{ cm}$$



$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{z,sd} \cdot l^4}{E \cdot I_y}$$



$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_{y,sd} \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z}$$



L'IPE 140 est vérifié à l'ELS.

Conclusion :

Le profilé en **IPE 140** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.3. Dimensionnement des liernes (toiture) :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières.

Leurs rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi a limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées.

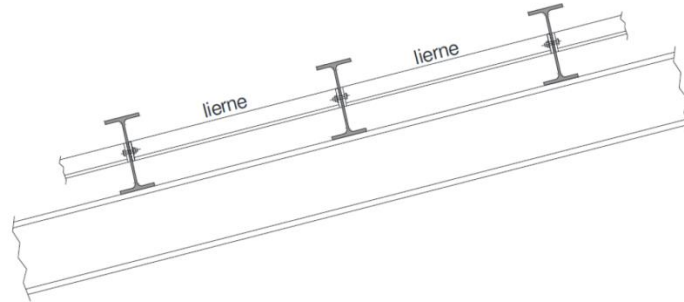


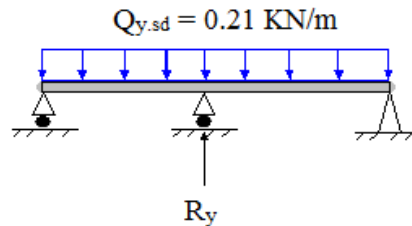
Fig III.5 dispositions des liernes

Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau de la lierne :

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin 11.3 = 1.1 \times \sin 11.3 = 0.22 \text{ KN/m}$$

$$R_y = 1.25 Q_{y.sd} \times l_z = 1.25 \times 0.21 \times (6/2) = 0.825 \text{ KN}$$



- Effort de traction dans le tronçon de la lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{0.825}{2} = 0.4 \text{ KN}$$

- Effort dans les tronçons suivant la loi :

$$T_n = R + T_{n-1} \quad \text{avec } 2 \leq n \leq 7$$

- Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R_y + T_1 = 0.825 + 0.4 = 1.23 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L_3 :

$$T_3 = R_y + T_2 = 0.825 + 1.23 = 2.06 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L_4 :

$$T_4 = R_y + T_3 = 0.825 + 2.06 = 2.9 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L_5 :

$$T_5 = R_y + T_4 = 0.825 + 2.9 = 3.73 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L_6 :

$$T_6 = R_y + T_5 = 0.825 + 3.73 = 4.56 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L_7 :

Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires

$$T_7 = R_y + T_6 = 0.825 + 4.56 = 5.4 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L_8 :

$$\theta = \arctg \frac{l_l}{3} = \arctg \frac{1.2}{3} = 21.8^\circ$$

$$T_7 = 2T_8 \sin\theta$$

$$T_8 = \frac{T_7}{2\sin\theta} = \frac{5.4}{2 \times \sin 21.8} = 7.27 \text{ KN}$$

Effort de traction	valeur kN
T_1	0.4
T_2	1.23
T_3	2.06
T_4	2.9
T_5	3.73
T_6	4.56
T_7	5.4
T_8	7.27

Tableau III.2 efforts revenants aux liernes

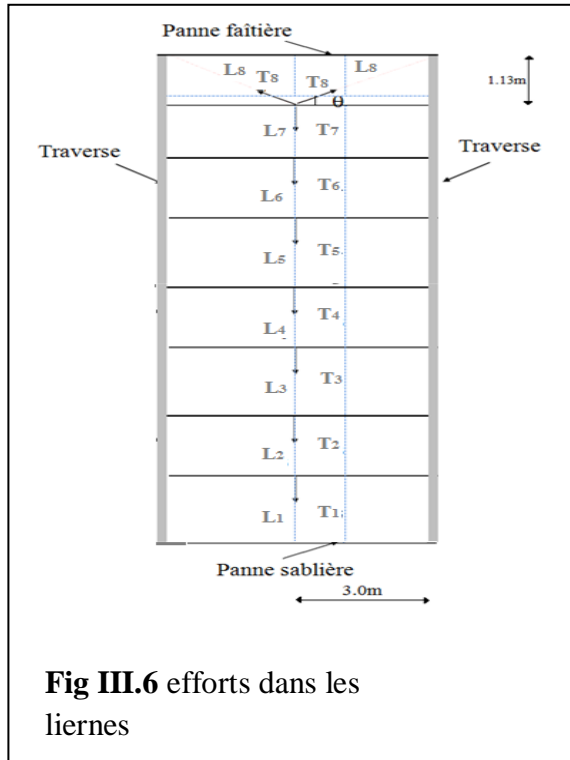


Fig III.6 efforts dans les liernes

Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis 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 faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux traverses par des tirants en diagonale (bretelles).

Calcul de la section des liernes:

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \quad \ll \text{Formule 5.16 – Page 5-55 – EC3} \gg$$

$$N_{sd} = L_8 = 7.27 \text{ KN} \quad \text{Car la lierne le plus sollicitée est } L_8$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7.27 \times 1.1}{275} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.29 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.29}{\pi}} = 0.61 \text{ cm}$$

Pour des raisons sécuritaire et pratique on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$.

III.4 Dimensionnement des échantignolles:

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage, les pannes sont attachées aux échantignolles par boulonnage.

Les échantignoles sont réalisées au moyen d'un plat plié et elles assurent la liaison entre pannes et structure principale, Elles sont dimensionnées en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

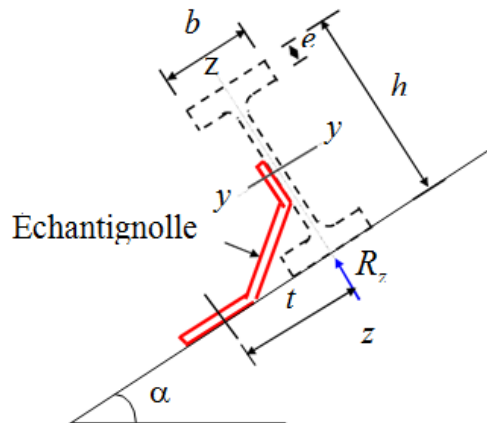


Fig III.7 disposition de l'échantignole

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2)$$

Pour **IPE 140** :

$$b = 7.3 \text{ cm} \quad h = 14 \text{ cm}$$

$$7.3 \leq t \leq 10.95 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{soit } t = 8 \text{ cm}$$

• **Effort de soulèvement :**

$$Q_{z.sd} = G \cos 11.3 - 1.5V = -1.18 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z.sd} = -1.18 \text{ KN/m}$$

• **Effort suivant rampant:**

$$Q_{y.sd} = 1.35G \times \sin 11.3 = 0.0825 \text{ KN/m}$$

$$Q_{y.sd} = 0.0825 \text{ KN/m}$$

• **Echantignole de rive :**

$$R_z = Q_{z.sd} \times \frac{l}{2} = 1.18 \times \frac{6}{2} = 3.54 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_{y.sd} \times \frac{l}{2} = 0.0825 \times \frac{6}{2} = 0.248 \text{ KN}$$

• **Echantignole intermédiaire :**

$$R_z = 2 \times 3.54 = 7.08 \text{ KN}$$

$$R_y = 2 \times 0.248 = 0.5 \text{ KN}$$

Calcul du moment renversant :

$$M_r = (R_z \cdot t) + (R_y \times \frac{h}{2}) = (7.08 \times 8) + (0.5 \times \frac{14}{2}) = 60.14 \text{ KN.cm}$$

Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :

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

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad : \text{Moment de résistance élastique de la section}$$

$$M_{sd} = M_r \quad : \text{Moment sollicitant}$$

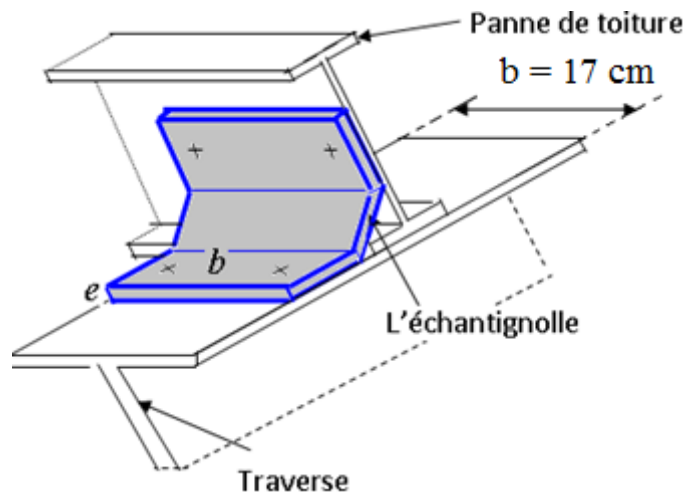
$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{60.14 \times 1.1}{275} \times 10 = 2.4 \text{ cm}^3$$

$$\text{Avec } W_{ech} = \frac{b \times e^2}{6} \rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \times W_{ech}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 2.4}{17}} = 1 \text{ cm} \quad (\text{échantignolle de 10 mm})$$

Remarque :

La largeur de l'échantignolle (b) est calculée après avoir dimensionné la traverse.



III.5. Dimensionnement des lisses de bardages :

Les lisses de bardage sont généralement constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés.

Elles sont disposées horizontalement et simplement appuyées sur les poteaux de portique (long-pan) ou éventuellement sur les potelés intermédiaires (pignon).

En plus de leurs poids propre, elles sont soumises au poids du bardage ainsi qu'aux actions du vent transmises par ce dernier.

- **Calcul des efforts pondérés agissant sur la Lisse :**

- a) **Charges permanentes :**

Bardages12kg/m²

Accessoires de pose5kg/m²

Isolants5kg/m²

Poids propre de la lisse (UPN 140).....16kg/m

$$G = (P_{\text{bardage}} + P_{\text{Accessoire}} + P_{\text{isolants}}) \times \text{entre-axe} + P_{\text{lisse}} \quad \downarrow$$

$$G = [(0.12 + 0.05 + 0.05) \times 1.4] + 0.16 = 0.468 \text{ KN/m}$$

$$G = 0.468 \text{ KN/m}$$

- a) **surcharge climatique du vent V : (Dépression) :**

$$V = - 100.6 \text{ daN / m}^2 \quad \uparrow \quad (\text{vers le haut})$$

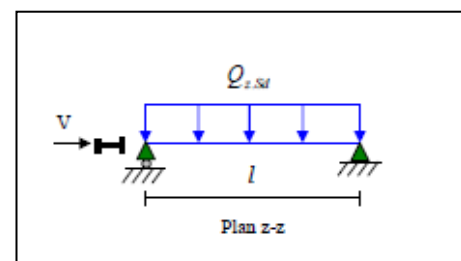
$$V = - 100.6 \times 1.4 = -140.84 \text{ daN/m.}$$

$$V = -1.41 \text{ KN/m}$$

- **Combinaisons de charge les plus défavorables :**

$$1.35G \text{ et } 1.5V$$

$$Q_{y.sd} = 1.35 G = 1.35 \times 0.468 = 0.632 \text{ KN/m}$$

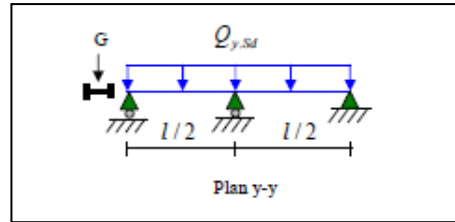


Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires

$$M_{y.sd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{2.115 \times 6^2}{8} = 9.518 \text{ KN.m}$$

$$Q_{z.sd} = 1.5V = 1.5 \times (-1.41) = -2.115 \text{ KN/m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_y \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.632 \times 3^2}{8} = 0.711 \text{ KN.m}$$



• **Vérification à l'ELU :**

Par tâtonnement on choisit **UPN 140**.

Les caractéristiques du profilé sont dans le tableau suivant :

UPN140							
<i>h (mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>t_f (mm)</i>	<i>t_w (mm)</i>	<i>r (mm)</i>		<i>i_z (mm)</i>	<i>A (cm²)</i>
140	60	10	7	10	5	1.75	20.4
<i>I_z (cm⁴)</i>	<i>I_y (cm⁴)</i>	<i>W_{plz} (cm³)</i>	<i>W_{ply} (cm³)</i>	<i>A_{vz} (cm)</i>		<i>A_{vy} (cm)</i>	<i>d (mm)</i>
62.7	605	28.3	103	10.4		8.4	98

Tableau III.3 caractéristiques de l'UPN 180

Classe de la section transversale :

→ Section globale de classe 1 suivant la classification décrite dans l'Eurocod 3 « Art.5.3.2 »

1. vérification de la résistance en section :

1.1 Vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1.0 \quad \ll \text{Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3} \gg$$

Sections en I ou H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n - 1$ avec $n = \frac{N}{N_{pl}}$

Dans notre cas $N=0 \rightarrow \beta = 1$

$$M_{pl.y.sd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 25.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z.sd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.3 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 7.075 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{9.518}{25.75} \right]^2 + \left[\frac{0.711}{7.075} \right]^1 \leq 1.0$$

$$0.045 + 0.075 = 0.24 \leq 1.0 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

1.2 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.z.Rd} \quad ; \quad V_{y.sd} \leq V_{pl.y.Rd} \quad \ll \text{Formule 5.20 – Page 5.58 – EC3} \gg$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{2.115 \times 6}{2} = 6.35 \text{ KN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 Q_y \frac{l}{2} = 0.625 \times 0.632 \times 3 = 1.185 \text{ KN}$$

$$V_{pl.z.sd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{15.1 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} 10^{-1} = 217.95 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y.sd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{15.3 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 220.8 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 6.35 \text{ KN} \leq V_{pl.z.Rd} = 217.95 \text{ KN}$$

$$V_{y.sd} = 1.185 \text{ KN} \leq V_{pl.y.Rd} = 220.8 \text{ KN}$$

Et $V_{y.sd} = 1.185 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl.y.Rd} = 0.5 \times 220.8 = 110.4 \text{ KN} \rightarrow$ condition vérifiée

2. Vérification au Déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Parois sous pression :

La semelle de gauche qui est comprimées sous l'action de la pression du vent sur la paroi verticale (bardage) est susceptible de déverser .vu qu'elle est fixée sur toute sa longueur au bardage, il n'y a donc pas risque de déversement.

Parois sous dépression :

La semelle de droite qui est comprimées sous l'action du vent en dépression sous la paroi vertical est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

La formule de vérification au déversement est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0 \quad \text{« Formule 5.52.ED3 »}$$

$$Q_{z.sd} = - 2.115 \text{ KN/m} \quad ; \quad Q_{y.sd} = 0.632 \text{ KN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{2.115 \times 6^2}{8} = 9.518 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{0.632 \times 3^2}{8} = 0.711 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y.sd} = 25.75 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{pl.z.sd} = 7.075 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment résistant au déversement : $M_{b.Rd}$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \chi_{LT} \times M_{pl.y.Rd}$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{pour les section de classe 1 et 2} \quad \text{« Art. 5.5.2 - EC3 »}$$

λ_{LT} : l'élanement réduit.

$C_1 = 1.132$ charge uniformément répartie

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{1.75}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{600}{1.75}}{\frac{14}{1}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 136.58$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{136.58}{93.9 \times 0.92} = 1.58 \quad \text{« Art 5.5.2.5 - EC3 »}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.34 (1.58 - 0.2) + 1.58^2] = 1.98$$

On a: $h/b = 180/70 = 2.57 > 2 \rightarrow$ courbe b $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.34$

« Art. 5.5.2.3 -EC3»

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{« Formule 5.49 - Page 5.78 -EC3 »}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.98 + [1.98^2 - 1.58^2]^{0.5}} = 0.32$$

$$M_{b,Rd} = 0.32 \times 44.75 = 14.32$$

$$\frac{9.518}{14.32} + \frac{0.711}{7.075} = 0.665 + 0.1 = 0.76 \leq 1.0 \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

L'UPN 140 est vérifié à l'ELU.

3. Vérification a l'ELS :

$$Q_{sd} = G \cos\alpha - V = 0.468 \cos 11.3 - 1.41 = -0.95$$

$$Q_{sd,max} = -0.95 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \cos\alpha = -0.93$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \sin\alpha = -0.19$$

La condition à vérifier :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec} \quad f_{adm} = \frac{l}{200}$$

- Flèche verticale (suivant zz'): sur deux appuis

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z,sd} \times l^4}{E \times I_y} \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1.41 \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 605} = 1.87 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Flèche latérale (suivant yy'): sur trois appuis

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E \times I_z} \leq \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{0.468 \times \left(\frac{600}{2}\right)^4}{2.1 \times 10^6 \times 62.7} = 0.15 \text{ cm} \leq 1.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé en **UPN 140** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

III.6 Dimensionnement des liernes (Long-pan) :

Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau de la lierne :

$$Q_{y,sd} = 1.35G = 1.35 \times 0.468 = 0.63 \text{ KN/m}$$

$$R_y = 1.25 Q_{y,sd} \times l_z = 1.25 \times 0.63 \times (6/2) = 2.36 \text{ KN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de la lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{2.36}{2} = 1.18 \text{ KN}$$

- Effort dans les tronçons suivant la loi :

$$T_n = R + T_{n-1} \quad \text{avec} \quad 2 \leq n \leq 7$$

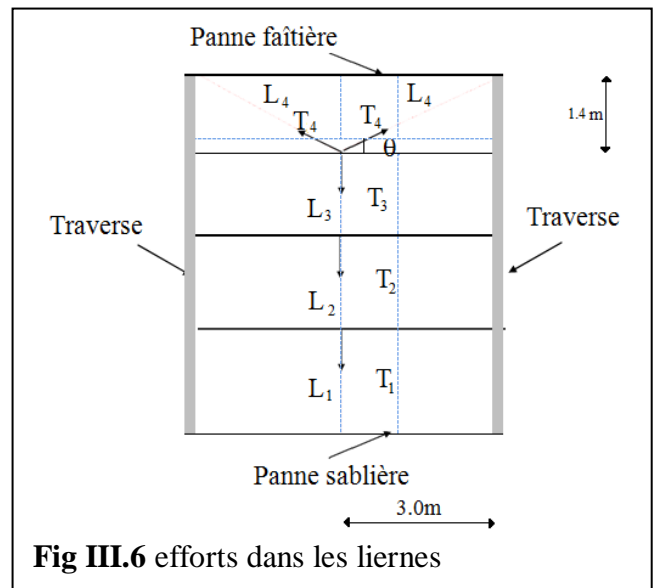
- Effort dans le tronçon L₂ :

$$T_2 = R_y + T_1 = 2.36 + 1.18 = 3.54 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L₃ :

$$T_3 = R_y + T_2 = 2.36 + 3.54 = 5.9 \text{ KN}$$

- Effort dans les diagonales L₄ :



$$\theta = \arctg \frac{l_l}{3} = \arctg \frac{1.4}{3} = 25^\circ$$

$$T_3 = 2T_4 \sin \theta$$

$$T_4 = \frac{T_7}{2 \sin \theta} = \frac{5.9}{2 \times \sin 25} = 7 \text{ KN}$$

Effort de traction	valeur kN
T ₁	1.18
T ₂	3.54
T ₃	5.9
T ₄	7

Tableau III.4 : efforts revenants aux liernes

Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis 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 faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux traverses par des tirants en diagonale (bretelles).

Calcul de la section des liernes (Long-pan):

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \quad \ll \text{Formule 5.16 – Page 5-55 – EC3} \gg$$

$$N_{sd} = L_4 = 7 \text{ KN} \quad \text{Car la lierne le plus sollicitée est } L_8$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7 \times 1.1}{275} = 0.28 \text{ cm}^2$$

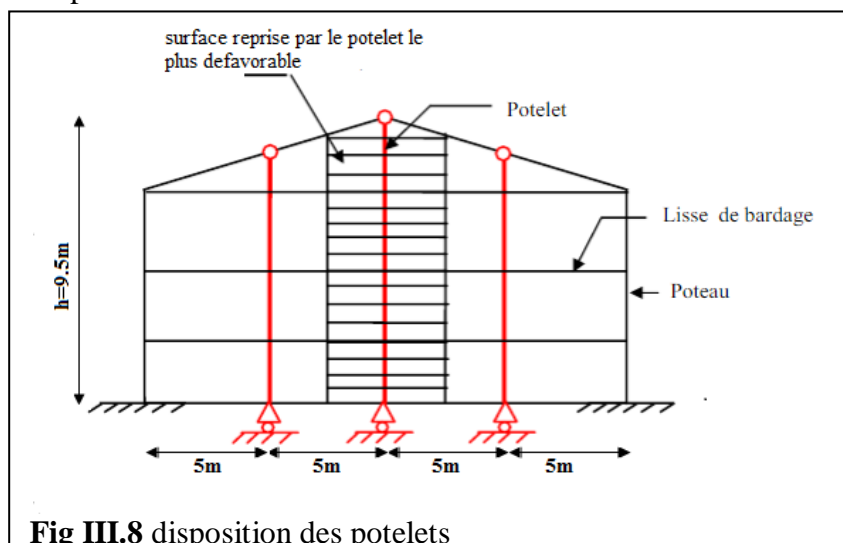
$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.28}{\pi}} = 0.6 \text{ cm}$$

Pour des raisons sécuritaire et pratique on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 10 \text{ mm}$.

III.7 Dimensionnement des potelets :

Les potelets sont des éléments de profilé en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

- une flexion sous action du vent sur la paroi du pignon ;
- une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardages, et celui du potelet lui-même.



III.7.1 La surcharge climatique : (vent)

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W = 64.35 \text{ daN/m}^2$$

$$V = W \times e = 64.35 \times 5 = 321.8 \text{ daN/m} \quad \text{Avec: } e = 5\text{m (entraxe entre potelets)}$$

$$V = 3.218 \text{ KN/m}$$

III.7.2 le choix de la section:

Potelet le plus défavorable est le potelet intermédiaire $l=9.5\text{m}$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q \times l^4}{E \times I_y} \quad (\text{la flèche autour de l'axe } yy)$$

$$\text{La flèche admissible } f_{ad} = \frac{l}{200} \quad ; \quad f_y = \frac{5}{384} \frac{V \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \times l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{3.218 \times 950^3}{2.1 \times 10^6} = 3421.4 \text{ cm}^4$$

Du tableau des profilés on choisit l'IPE 240

Tableau Caractéristiques géométriques :

IPE 240						
h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	i_z (mm)	A (cm ²)
240	120	9.8	6.2	15	2.69	39.1
I_z (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	W_{plz} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	A_{vy} (cm ²)	d (mm)
284	3892	73.9	367	19.1	24.8	190.4

Tableau III.5 caractéristiques de l'IPE 240

III.7.3 Evaluation des charges :

Charges permanentes (G) :

Bardages12kg/m²

Accessoires de pose5kg/m²

Isolants5kg/m²

Poids propre de la lisse (UPN 180).....22 kg/m

Poids propre du potelet (IPE 240).....30.7kg/m

Longueur de la lisse = 5m

Nombre de lisses = 4 lisses

G = poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

G = poids propre du bardage × surface tributaire + nombre de lisses × L × poids propre de la lisse + pp du potelet × h

$$G = (0.12 + 0.05 + 0.05) \times 9.5 \times 5 + (0.22 \times 4 \times 5) + (0.307 \times 9.5) = 17.8 \text{ KN}$$

III.7.4 Classe de la section : (article 5.3.2 de l'ED 3)

- **Classe de la semelle : comprimée** « Tableau 5.3.1- Feuille 3 – EC3 »

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w-2r}{2}}{t_f} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{120-6.2-2 \times 15}{2}}{9.8} = 4.275 \leq 9\varepsilon = 8.28 \quad \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

- **Classe de l'âme : fléchie** « Tableau 5.3.1- Feuille 1 – EC3 »

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \frac{d}{t_w} = \frac{190.4}{6.2} = 30.7 \leq 72\varepsilon = 66.24 \quad \rightarrow \text{âme classe 1.}$$

→ Section globale de classe 1.

III.7.5 Vérification de la section à la résistance :

1. Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} < \min \left(0.25 N_{pl,Rd} , 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

→ Pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 1.35G$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 17.8 = 24.03 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.1 \times 275}{1.1} 10^{-1} = 977.5 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 244.38 \text{ KN}$$

$$A_w = a - 2b \times t_f = 39.1 - 2 \times 12 \times 0.89 = 15.58 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5 \frac{15.58 \times 275}{1.1} 10^{-1} = 194.75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 24.03 \text{ KN} < 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M1}} = 194.75 \text{ KN}$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

2. Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0.5 V_{pl,rd}$$

→ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment résistant.

$$Q_{zsd} = 1.5V$$

$$Q_{zsd} = 1.5 \times 3.218 = 4.83 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{4.83 \times 9.5}{2} = 22.94 \text{ KN}$$

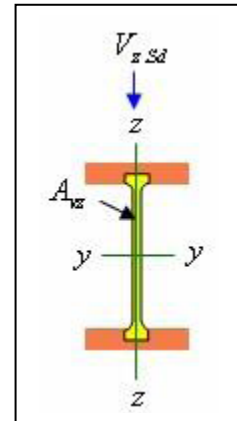
$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{19.1 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} 10^{-1} = 275.69 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 19.1 \text{ cm}^2 \quad (\text{du tableau des profiles})$$

$$0.5 V_{pl,Rd} = 137.85 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 22.94 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,rd} = 137.85 \text{ KN}$$

→ L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.



3. Condition à vérifier pour la résistance :

$$M_{y,sd} \leq M_{c,Rd} \quad \text{avec :} \quad M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8}$$

$$Q_{z,sd} = 4.83 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{4.83 \times 9.5^2}{8} = 54.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} \quad \rightarrow \text{classe 1}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{367 \times 275}{1.1} = 91.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 54.5 \text{ KN.m} \leq M_{c,Rd} = 91.75 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7.6 Vérification des éléments aux instabilités :

1. Condition à vérifier :

$$\text{Pour le flambement} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1.0$$

« Formule 5.51- Page 5.81- EC3 »

$$\text{Pour le déversement} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + k_{LT} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \leq 1.0$$

« Formule 5.52- Page 5.84 EC3 »

$$\text{Avec :} \quad N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} ; \quad M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} ; \quad \chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

2. Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :

- Flambement par rapport à l'axe fort yy :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_{y+} [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \ll \text{Formule 5.46 - Page 5.70 - EC3} \gg$$

$$\text{avec : } \varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$h/b = 240/120 = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe (a)} \rightarrow \alpha_y = 0.21$$

$$t_f = 9.8\text{mm} < 40\text{mm} \quad \ll \text{Tableau 5.5.1 - page 5.71 - EC3} \gg$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21 (1.01 - 0.2) + 1.01^2] = 1.1$$

$$\text{et : } \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta]^{0.5} \quad \beta = 1.0 \quad \text{pour les sections de classe 1, 2 et 3}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{I_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{950}{9.97} = 95.3$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{95.3}{93.9 \times 0.92} = 1.01$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.1 + [1.1^2 - 1.01^2]^{0.5}} = 0.65$$

- Flambement par rapport à l'axe faible zz :

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$h/b = 240/120 = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe (b)} \rightarrow \alpha_z = 0.34$$

$$t_f = 9.8\text{mm} < 40\text{mm} \quad \ll \text{Tableau 5.5.1 - page 5.71 - EC3} \gg$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34 (1.19 - 0.2) + 1.19^2] = 1.38$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{111.53}{93.9 \times 0.92} = 1.19$$

$$\text{et } \lambda_z = \frac{I_z}{i_z} \quad \lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{300}{2.69} = 111.53 \quad \ll \text{Formule 5.47 - Page 5.74 - EC3} \gg$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_{z+} [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.38 + [1.38^2 - 1.19^2]^{0.5}} = 0.48$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.65, 0.48) = 0.48$$

3. Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis de déversement :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \ll \text{Formule F.21 - Page F.9 - Annexe F - EC3} \gg$$

$$C_1 = 1.132 \quad (\text{poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{950}{2.69}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{950}{2.69}}{\frac{24}{0.98}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 180.6$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{180.6}{93.9 \times 0.92} = 2.09$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 (2.09 - 0.2) + 2.09^2] = 2.88$$

$$\text{On a: } h/b = 2 \leq 2 \rightarrow \text{courbe (a)} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0 \quad \ll \text{Formule 5.49 - Page 5.78 - EC3} \gg$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.88 + [2.88^2 - 2.09^2]^{0.5}} = 0.206 \leq 1.0$$

1. Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} :

- **Calcul du coefficient d'interaction k_y :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\text{avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Ou : β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent «Figure 5-5-3 Eurocode03»

$\beta_{My} = 1,3$ (Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$W_{ply} = 367 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{ely} = 324 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = 1.01$$

$$\mu_y = 1.01(2 \times 1.3 - 4) + \frac{367 - 324}{324} = -1.28 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec: } N_{sd} = 24.08 \text{ KN} \quad ; \quad A = 39.1 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \chi_y = 0.88 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$k_y = 1 - \frac{-1.28 \times 24.08}{0.65 \times 39.1 \times 275} = 1 \leq 1.5$$

- **Calcul du coefficient d'interaction k_{LT} :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad \text{« Formule 5.52 - Page 5.84 EC3 »}$$

$$\text{avec : } \mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mLT} - 0.15 \leq 0.9 \quad \text{« Art 5.5.4 - Page 5.81 - EC3 »}$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.19 \quad \text{et} \quad \beta_{mLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.19 \times 1.3 - 0.15 = 0.082 \leq 0.9$$

$$\text{Avec: } N_{sd} = 24.08 \text{ KN} \quad ; \quad A = 39.1 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \chi_z = 0.61 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.082 \times 24.08}{0.48 \times 39.1 \times 275} = 1 \leq 1.5$$

4. Vérifications :

$$N_{sd} = 24.03 \text{ KN} \quad ; \quad N_{pl,rd} = 977.5 \text{ kN} \quad ; \quad M_{pl,rd} = 91.75 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = 54.5 \text{ kN} \quad ; \quad \chi_{min} = \chi_z = 0.48 \quad ; \quad k_{LT} = 1 \quad ; \quad k_y = 1$$

Pour le flambement :

$$\frac{24.03}{0.48 \times 977.5} + 1 \times \frac{54.5}{91.75} = 0.65 \leq 1.0 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour le déversement :

$$\frac{24.03}{0.48 \times 977.5} + 1 \times \frac{54.5}{91.75} = 0.65 \leq 1.0 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.8. Dimensionnement des poutres de chaînage :

Les poutres de chaînage sont toutes les membrures qui assurent la liaison entre les différents portiques de la structure. Elles sont sollicitées principalement pas des efforts normaux mais aussi par des moments fléchissant due principalement à leurs poids propres et aux charges de vents. Par tâtonnement On choisit un HEA 200.

HEA 200						
h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	i_z (mm)	A (cm ²)
190	200	10	6.5	18	4.98	53.8
I_z (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	W_{plz} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	A_{vy} (cm ²)	d (mm)
1335.6	3692.2	203.8	429.5	18.1	41.6	134

1. La surcharge climatique : (vent)

La charge du vent la plus défavorable (pignon) est :

$$W = 64.35 \text{ daN/m}^2$$

$$V = W \times e = 64.35 \times 8 = 514.8 \text{ daN/m} \quad \text{Avec: } e = 8\text{m}$$

$$V = 5.148 \text{ KN/m}$$

2. Charges permanentes (G) :

Poids propre (HEA 200).....42.3kg/m

Longueur de la poutre = 6m

$$G = 42.3 \times 6 = 2.54 \text{ kN}$$

3. Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} < \min \left(0.25 N_{pl.Rd}, 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

→ Pas d'interaction entre l'effort normal et le moment résistant.

$$N_{sd} = 1.35G$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 2.54 = 3.43 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.8 \times 275}{1.1} 10^{-1} = 1345 \text{ KN} \quad 0.25 N_{pl.Rd} = 3362.5 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 53.8 - 2 \times 20 \times 1 = 13.8 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5 \frac{13.8 \times 275}{1.1} 10^{-1} = 172.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3.43 \text{ KN} < 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M1}} = 172.5 \text{ KN}$$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

4. Incidence de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0.5 V_{pl.rd}$$

→ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment résistant.

$$Q_{zsd} = 1.5V$$

$$Q_{zsd} = 1.5 \times 5.148 = 7.72 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{7.72 \times 6}{2} = 23.16 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{18.1 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} 10^{-1} = 261.25 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 18.1 \text{ cm}^2 \quad (\text{du tableau des profiles})$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 130.63 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 23.16 \text{ kN} < 0.5 V_{pl.rd} = 130.63 \text{ KN}$$

→ L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

5. Condition à vérifier pour la résistance :

$$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd} \quad \text{avec :} \quad M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8}$$

$$Q_{z.sd} = 7.72 \text{ KN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{7.72 \times 6^2}{8} = 34.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} \quad \rightarrow \text{classe 1}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{429.5 \times 275}{1.1} = 116.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 34.74 \text{ KN.m} \leq M_{c.Rd} = 116.94 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6. Vérification des éléments aux instabilités :

Condition à vérifier :

Chapitre III: Dimensionnement des Eléments secondaires

Pour le flambement $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1.0$ « Formule 5.51- Page 5.81- EC3 »

Pour le déversement $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + k_{LT} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} \leq 1.0$ « Formule 5.52- Page 5.84 EC3 »

Avec : $N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$; $M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$; $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

- **Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :**

- Flambement par rapport à l'axe fort yy :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{« Formule 5.46 - Page 5.70 - EC3 »}$$

Avec : $\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$

$h/b = 190/200 = 0.95 < 1.2 \rightarrow$ axe de flambement y-y \rightarrow courbe (a) $\rightarrow \alpha_y = 0.21$

$t_f = 10\text{mm} < 40\text{mm}$ «Tableau 5.5.1 - page 5.71 – EC3 »

$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21 (0.84 - 0.2) + 0.84^2] = 0.92$

Et : $\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta]^{0.5}$ $\beta = 1.0$ pour les sections de classe 1 ,2 et 3

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{I_y}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{I_y}{i_y} = \frac{600}{8.28} = 72.5$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{72.5}{93.9 \times 0.92} = 0.84$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.92 + [0.92^2 - 0.84^2]^{0.5}} = 0.46$$

- Flambement par rapport à l'axe faible zz :

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$h/b = 190/200 = 0.95 < 1.2 \rightarrow$ axe de flambement z-z \rightarrow courbe (b) $\rightarrow \alpha_z = 0.34$

$t_f = 10\text{mm} < 40\text{mm}$ «Tableau 5.5.1 - page 5.71 – EC3 »

$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34 (1.3 - 0.2) + 1.3^2] = 2.9$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} ; \quad \bar{\lambda}_z = \frac{120.5}{93.9 \times 0.92} = 1.3$$

Et $\lambda_z = \frac{I_z}{i_z}$ $\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{600}{4.98} = 120.5$ « Formule 5.47- Page 5.74 – EC3 »

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.9 + [2.9^2 - 1.3^2]^{0.5}} = 0.18$$

$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.46, 0.18) = 0.18$

- **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{c_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{« Formule F.21 - Page F.9 - Annexe F - EC3 »}$$

$C1 = 1.132$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{600}{4.98}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{600}{4.98}}{\frac{19}{1}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 86.06$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{86.06}{93.9 \times 0.92} = 0.99 = 1.0$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 (1 - 0.2) + 1^2] = 1.08$$

On a: $h/b = 0.95 < 2 \rightarrow$ courbe (a) $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0 \quad \ll \text{Formule 5.49 - Page 5.78 - EC3} \gg$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.08 + [1.08^2 - 1^2]^{0.5}} = 0.67 \leq 1.0$$

- **Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} :**

• **Calcul du coefficient d'interaction k_y :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Ou : β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent «Figure 5-5-3 Eurocode03»

$\beta_{My} = 1.3$ (Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$W_{ply} = 367 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{ely} = 324 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = 1.01$$

$$\mu_y = 0.84(2 \times 1.3 - 4) + \frac{429.5 - 388.6}{388.6} = -1.066 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec: } N_{sd} = 3.43 \text{ KN} \quad ; \quad A = 53.8 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \chi_y = 0.46 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$k_y = 1 - \frac{-1.066 \times 3.43}{0.46 \times 53.8 \times 275} = 0.99 = 1.0 \leq 1.5$$

• **Calcul du coefficient d'interaction k_{LT} :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad \ll \text{Formule 5.52 - Page 5.84 EC3} \gg$$

$$\text{avec : } \mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{mLT} - 0.15 \leq 0.9 \quad \ll \text{Art 5.5.4 - Page 5.81 - EC3} \gg$$

$$\bar{\lambda}_z = 1.3 \quad \text{et} \quad \beta_{mLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.3 \times 1.3 - 0.15 = 0.104 \leq 0.9$$

$$\text{Avec: } N_{sd} = 3.43 \text{ KN} \quad ; \quad A = 53.8 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \chi_z = 0.18 \quad ; \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.104 \times 3.43}{0.18 \times 53.8 \times 275} = 1.0 \leq 1.5$$

• **Vérifications :**

$$N_{sd} = 3.43 \text{ KN} \quad ; \quad N_{pl,rd} = 1345 \text{ kN} \quad ; \quad M_{pl,rd} = 116.94 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = 34.74 \text{ kN} \quad ; \quad \chi_{min} = \chi_z = 0.18 \quad ; \quad k_{LT} = 1 \quad ; \quad k_y = 1$$

Pour le flambement :

$$\frac{3.43}{0.18 \times 1345} + 1 \times \frac{34.74}{116.94} = 0.02 + 0.30 = 0.32 \leq 1.0 \quad \text{condition vérifiée}$$

Pour le déversement :

$$\frac{3.43}{0.18 \times 1345} + 1 \times \frac{34.74}{0.67 \times 116.94} = 0.02 + 0.45 = 0.47 \leq 1.0 \quad \text{condition vérifiée}$$

III.9.Conclusion :

L'étude que nous avons étudié nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

- ✓ Les pannes : IPE140
- ✓ Les lisses de bardages : UPN 140
- ✓ Les liernes de diamètre : $\varnothing = 10 \text{ mm}$
- ✓ Les potelets : IPE240
- ✓ Poutres de chaînage : HEA200

Chapitre IV : Etude du chemin de roulement

IV.1. Introduction :

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournis par le constructeur.

Les éléments mobiles (chariot, crochet, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvement :

- Levage: mouvement vertical de la charge levée.
- Direction: mouvement du chariot transversalement.
- Translation : mouvement du pont roulant le long du bâtiment.

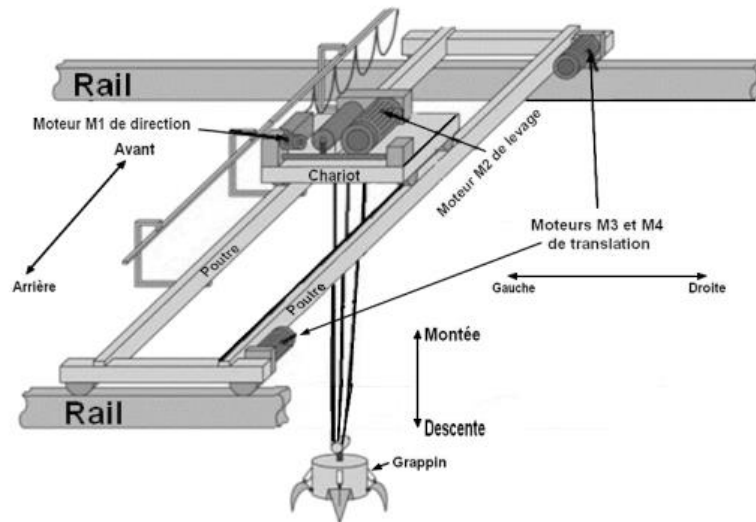


Fig. IV.1 : Représentation d'un pont roulant.

IV.2. Caractéristique du pont roulant :

Puissance [N]	L_p [m]	a_{min} [m]	b [m]	c [m]	e [m]	d [m]
5	19	0.8	0.25	0.5	3.5	1.8

Tableau IV.1 : Dimensions du pont roulant

Puissance [N]	Portée [m]	Vitesse [m/mn]			Poids [t]		
		Levage	Direction	Translation	Pont (B)	Chariot (K)	Charge (B+K)
5	19	7	30	82	11.9	3.5	15.4

Tableau IV.2 : Caractéristiques mécaniques du pont

Chapitre IV : Etude du chemin de roulement

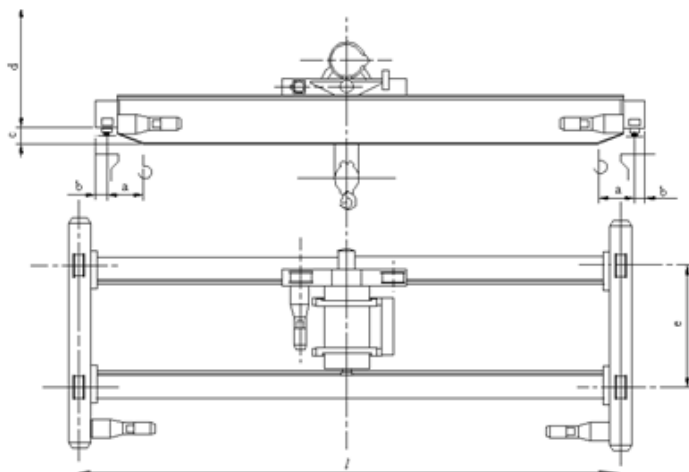


Fig. IV.2 : Représentation d'un pont roulant

Classification du pont :

La classification du pont roulant sera faite selon le CTICM en tenant compte des critères suivants:

- L'intensité de l'usage du pont
- La variation des charges à soulever
- Les groupes de ponts roulants

Classement ressortant des Classement ressortant des recommandations du CTICM :

Classe d'utilisation	
Classe A	Utilisation occasionnelle suivie de périodes repos
Classe B	Utilisation régulière en service intermittent
Classe C	Utilisation régulière avec service intensif

Tableau IV.3 : Classification des ponts selon l'intensité de d'usage

Etats de Charges	
1 (léger)	Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faibles charges
2 (moyen)	Soulèvement de charges variant de zéro a la charge nominale
3 (lourd)	soulèvement régulier au voisinage de la Charge nominale

Tableau IV.4 : Classement des ponts selon la variation des charges à soulever

- Utilisation régulière au service intermittent → Pont de classe B.
- Soulèvement des charges moyennes → état de charge 2 → Pont de group II.

Coefficients :

Pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients :

C : Coefficient d'adhérence d'un galet sur le rail

Ψ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales

Ψ_1 : chemin de roulement.

Ψ_2 : support du chemin de roulement.

Groupe du pont roulant	C	Ψ_1	Ψ_2
Groupe II	0.2	1.15	1.05

Tableau IV.5 : coefficients de calcul des charges.

IV.3. Etude de la poutre de roulement :

IV.3.1. Calcul des réactions au niveau des galets :

$$\sum M/A = 0$$

$$\rightarrow R_B \cdot L_p - [(K+N) \cdot (L_p - a_{min}) + B \frac{L_p}{2}] = 0$$

$$R_B = \frac{[(K+N) \cdot (L_p - a_{min}) + B \frac{L_p}{2}]}{L_p}$$

$$R_B = \frac{[(35+50) \cdot (19 - 0.8) + 119 \frac{19}{2}]}{19}$$

$$R_B = 140.92 \text{ KN}$$

$$\sum F/yy = R_A + R_B - K - N - B = 0$$

$$\rightarrow R_A = -R_B + K + N + B$$

$$\rightarrow R_A = -140.92 + 35 + 50 + 119$$

$$= 63.08 \text{ KN}$$

Réaction verticale :

R_{max} : Réaction maximale statique (pont immobile).

R_{min} : Réaction minimale statique (pont immobile).

Nombre de galets par appuis $n = 2$

$$R_{max} = \frac{R_B}{2} = \frac{140.92}{2} = 70.46 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_{min} = \frac{R_A}{2} = \frac{63.08}{2} = 31.54 \text{ KN}$$

1. Charges verticales avec majoration dynamique :

Les valeurs des réactions sur les galets en tenant compte de la majoration dynamique sont :

$$R_{VMax} = \Psi_1 \cdot R_{Max} = 1.15 \times 70.46 = 81.03 \text{ KN}$$

$$R_{VMin} = \Psi_1 \cdot R_{Min} = 1.15 \times 31.54 = 36.27 \text{ KN}$$

2. Charges horizontales longitudinales avec majoration dynamique :

Pour tenir compte de l'effet du freinage longitudinal de translation du pont roulant ainsi que des réactions qui peuvent être provoquées par le tamponnement de ce dernier sur les boudoirs de fin course, des réactions horizontales longitudinales doivent être prévues comme suit :

$$R_{LMax} = C \cdot R_{max} = 0.2 \times 70.46 = 14.1 \text{ KN}$$

$$R_{LMin} = C \cdot R_{min} = 0.2 \times 31.54 = 6.3 \text{ KN}$$

3. Charges horizontales transversales avec majoration dynamique :

• Chariot au milieu de la portée :

$$R_{H1 \max} \pm [0.024 (K + N + B) \frac{L_p}{e} + 0.021 (N + K)] / n$$

$$R_{H1 \max} \pm [0.024 (35 + 50 + 119) \frac{19}{3.5} + 0.021 (50 + 35)] / 2 = 14.18 \text{ KN}$$

$$R_{H1 \min} \pm [0.024 (K + N + B) \frac{L_p}{e} - 0.021 (N + K)] / n$$

$$R_{H1 \min} \pm [0.024 (35 + 50 + 119) \frac{19}{3.5} - 0.021 (50 + 35)] / 2 = 12.4 \text{ KN}$$

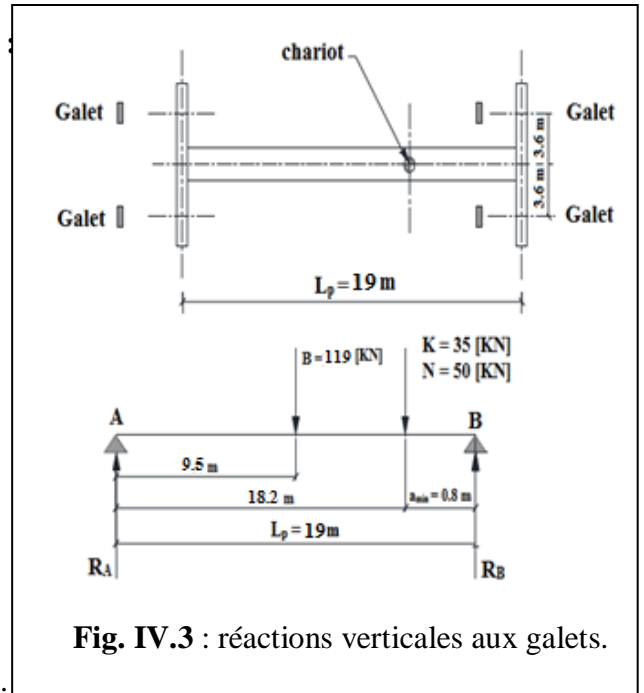
• Chariot à l'extrémité de la portée :

$$R_{H2 \max} \pm [0.0052 (K + N + 5B) \frac{L_p}{e} + 0.021 (N + K)] / n$$

$$R_{H2 \max} \pm [0.0052 (35 + 50 + 5 \times 119) \frac{19}{3.5} + 0.021 (50 + 35)] / 2 = 10.49 \text{ KN}$$

$$R_{H2 \min} \pm [0.0052 (K + N + 5B) \frac{L_p}{e} - 0.021 (N + K)] / n$$

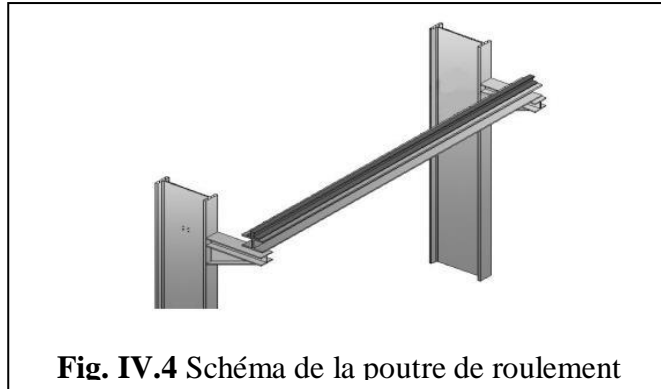
$$R_{H2 \min} \pm [0.0052 (35 + 50 + 5 \times 119) \frac{19}{3.5} - 0.021 (N + K)] / 2 = 8.71 \text{ KN}$$



Réaction	R_v [kN]	R_L [kN]	R_{H1} [kN]	R_{H2} [kN]
Max	81.03	14.1	14.18	10.49
Min	36.27	6.3	12.4	8.71

Tableau IV.6 : Récapitulatif des réactions sur les galets.

IV.3.2. dimensionnement de la poutre de roulement :



1. Evaluation de charges :

- **Charges permanentes**

Elle comprend tous les poids propre de tous les éléments constituant le chemin déroulement : Rail de roulement, poutre verticale de roulement, passerelle, poutre verticale latérale à la console supportant la passerelle.

- **Charges roulantes**

Toutes les réactions verticales et horizontales des galets de roulement et éventuellement de guidage du pont.

Ces réactions sont fonction de :

- Poids du pont et son équipement.
- Poids du chariot et son équipement.
- La charge à lever et de ses accessoires.

- **Charges mobiles appliqués sur la passerelle**

Elles sont dues à la circulation du personnel assurant la manœuvre d'entretien du pont ainsi qu'au poids du matériel nécessaire à la réparation éventuelle.

2. Choix de la section :

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.

La longueur de la poutre est égale à 6m → $l = 6m$

La flèche admissible f_{adm} pour un pont roulant de classe B.2 - groupe II est égale à :

$$f_{adm} = \frac{1}{750} \quad (\text{CTICM})$$

$$f_{adm} = \frac{600}{750} = 0.8 \text{ cm} = 8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\rightarrow f_{Max} = \frac{R_{vMax} (1-e)[3l^2 - (1-e)^2]}{48 \times E \times I_y} < f_{adm}$$

$$I_y \geq \frac{81.03 \times (6-3.5)[3 \times 6^2 - (6-3.5)^2] \times 750}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 6}$$

$$I_y \geq 2.5561 \times 10^{-4} \text{ m}^4 = I_y \geq 25561 \text{ cm}^4$$

Chapitre IV : Etude du chemin de roulement

La poutre de roulement choisi est HEB320 avec $I_y = 30820 \text{ cm}^4$ (S275)

HEB 320						
h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	i_z (mm)	A (cm ²)
320	300	20.5	11.5	27	7.26	161.3
I_z (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	W_{plz} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	A_{vy} (cm ²)	d (mm)
9239	30820	939.1	2149	51.77	127.4	225

Tableau IV.7 : Caractéristiques du profilé HEB 320

IV.3.3 Choix du rail:

Le tableau de surcharges admissible sur les galets nous donne en fonction du diamètre des galets les caractéristiques du rail, on prend comme rail du pont roulant A65.

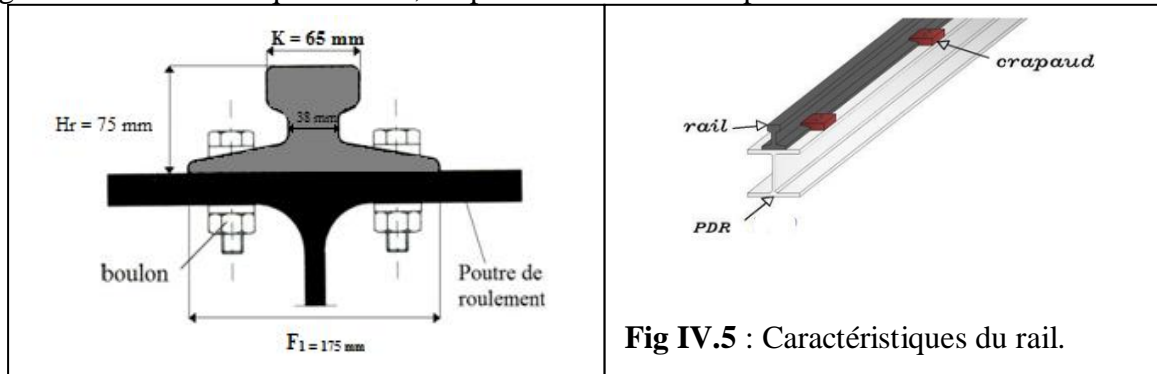


Fig IV.5 : Caractéristiques du rail.

Dimensions du rail de pont roulant :

Surface(cm ³)	P (kg/ml)	I_y (cm ⁴)	W_y (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_z (cm ³)	K (mm)	Hr (mm)
56.4	43.5	327	73.7	609	69.6	65	75

Tableau IV.8 : Caractéristiques du rail

IV.3.4 Vérification de la flèche verticale :

La vérification de la flèche sera faite pour les deux directions (horizontal et verticale). La flèche maximale sera obtenue en plaçant les deux galets du pont roulant symétriquement par rapport au milieu de la poutre de roulement.

1. Vérification de la flèche verticale :

Poids propre de la PDR : $P_P = 1.27 \text{ KN/m}$

Poids propre du rail : $P_r = 0.435 \text{ KN/m}$

$q = P_P + P_r = 1.71 \text{ KN/m} = 1.71 \text{ KN/m} \rightarrow q = 1.71 \times 6\text{m} = 10.26 \text{ KN}$

• Charge répartie :

$$f_{1\text{Max}} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.71 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 30820} \times 10^2 = 0.045 \text{ cm}$$

$$f_{2\text{Max}} = \frac{R_{V\text{Max}}(1-e)(3l^2 - (l-e)^2)}{48 \times E \times I_y} = \frac{81.03(6-3.5)(3 \times 6^2 - (6-3.5)^2)}{48 \times 2.1 \times 30820} \times 10^2 = 0.66 \text{ cm}$$

Condition à vérifier :

$$f_{\text{Max}} = f_{1\text{Max}} + f_{2\text{Max}} = 0.045 + 0.66 = 0.705 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f_{\text{Max}} \leq f_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la flèche horizontale :

$$f_{\text{Max}} = \frac{R_{H1\text{Max}}(1-e)(3l^2 - (1-e)^2)}{48 \times E \times I_{se}} \quad \text{avec:} \quad I_{se} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{2.05 \times 30^3}{12} = 4612.5 \text{ cm}^4$$

$$f_{\text{Max}} = \frac{14.18(6-3.5)(3 \times 6^2 - (6-3.5)^2)}{48 \times 2.1 \times 0.46125} \times 10^2 = 0.775 \text{ cm}$$

$$f_{\text{Max}} = 0.775 \text{ cm} \leq f_{\text{adm}} = 0.8 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.5 Détermination des efforts :

Calcul des sollicitations internes :

Les poutres de roulement dans notre projet sont conçues en tronçons de 6m de long supportées par deux appuis (isostatique).

1. Calcul du moment fléchissant maximum :

• Moment dû aux charges mobiles:

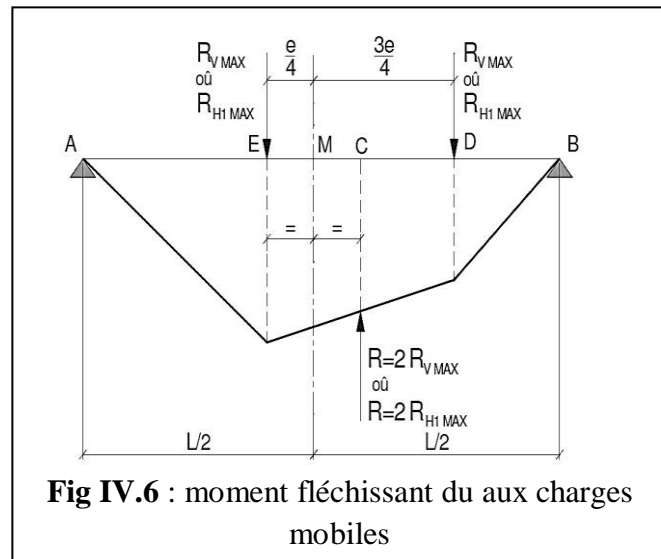
Le moment fléchissant maximum dû aux charges mobile déterminé par le théorème de BARRE est défini comme suite :

$$M_{y\text{Max}} = R_{v\text{Max}} \cdot \frac{\left(1 - \frac{e}{2}\right)^2}{2l}$$

$$= 81.03 \times \frac{\left(600 - \frac{350}{2}\right)^2}{2 \times 600} = 121.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{z\text{Max}} = R_{H1\text{Max}} \cdot \frac{\left(1 - \frac{e}{2}\right)^2}{2l}$$

$$= 14.18 \times \frac{\left(600 - \frac{350}{2}\right)^2}{2 \times 600} = 21.34 \text{ KN.m}$$



• Moment dû au poids propre du chemin de roulement :

Le moment maximum dû au poids propre du chemin de roulement sera déterminé en considérant le poids de la poutre de roulement ainsi que le poids du rail.

$$q = P_p + P_r = 1.71 \text{ KN/m}$$

$$M_{q\text{Max}} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1.71 \times 6^2}{8} = 7.7 \text{ KN.m}$$

• Moments combinés pondérés :

$$M_{y.sd} = 1.35 M_{q\text{Max}} + 1.5 M_{y\text{Max}} = 1.35 \times 7.7 + 1.5 \times 121.96 = 193.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = 1.5 M_{z\text{Max}} = 1.5 \times 21.34 = 32.01 \text{ KN.m}$$

2. Calcul de l'Effort tranchant maximum :

• Effort tranchant dû aux charges mobiles :

L'effort tranchant maximum dû aux charges mobiles est obtenu en plaçant ces charges le plus proche possible des appuis.

$$V_{y,Max} = \frac{V_{z,Max}}{R_{V,Max}} \times R_{H1,Max}$$

$$= \frac{47.26}{81.03} \times 14.18 = 8.27$$

$$V_{y,Max} = 8.27 \text{ KN}$$

$$V_{z,Max} = \frac{V_{Max}}{L} \times e$$

$$= \frac{81.03}{6} \times 3.5 = 47.26$$

$$V_{z,Max} = 47.26 \text{ KN}$$

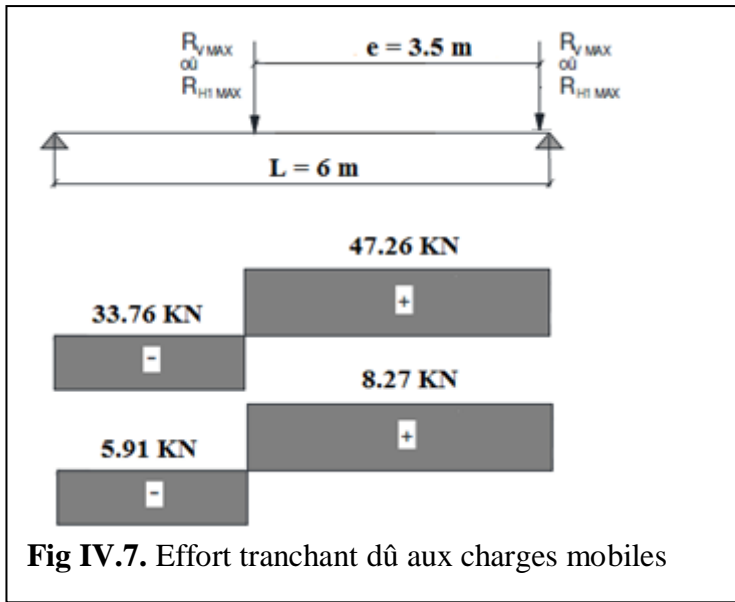


Fig IV.7. Effort tranchant dû aux charges mobiles

- Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement :

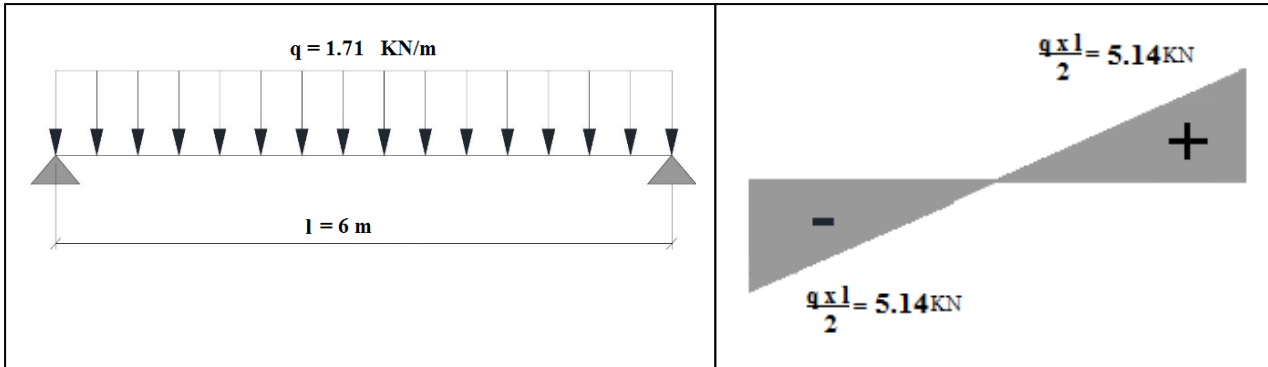


Fig IV.8. Charge et effort tranchant dues au chemin de roulement

- Efforts tranchants combinés pondérés :

$$V_{z,sd} = 1.35 V_{q,Max} + 1.5 V_{z,Max}$$

$$V_{z,sd} = 1.35 \times 5.14 + 1.5 \times 47.26 = 77.83 \text{ KN}$$

$$V_{y,sd} = 1.5 V_{y,Max} = 1.5 \times 8.27 = 12.4 \text{ KN}$$

3. Calcul de l'Effort normal maximum :

Les charges horizontales longitudinales dues aux effets du freinage du pont roulant impliquent dans la poutre un effort normal de compression.

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times R_{L,Max}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times 14.1$$

$$N_{sd} = 42.3 \text{ KN}$$

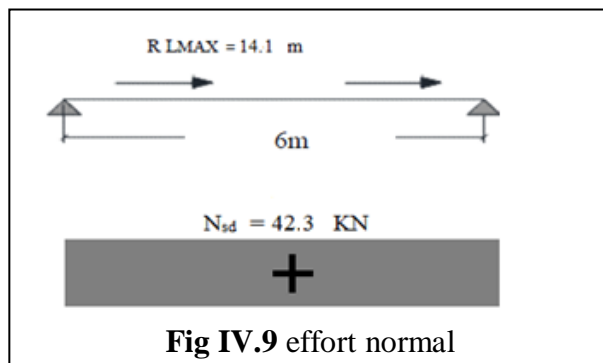


Fig IV.9 effort normal

IV.3.6 Vérification de la section à la résistance :

1. Vérification de la flexion bi-axiale composée :

Les éléments à section transversale sollicités en flexion bi-axiale et en compression axiale doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$V_{sd} < 0.5 V_{pl,z,rd} \quad \text{pour l'effort tranchant}$$

$$N_{sd} < \min(0.25 N_{pl,z,rd} ; 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}}) \quad \text{pour l'effort normal}$$

Calcul de classe de HEB340 :

• Classe de la semelle : comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w-2r}{2}}{t_f} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{300-11.5-2 \times 27}{2}}{20.5} = 5.72 \leq 9\varepsilon = 8.28 \quad \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

• Classe de l'âme : fléchie

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{11.5} = 19.57 \leq 72\varepsilon = 66.24 \quad \rightarrow \text{âme classe 1} \quad \rightarrow \text{Section globale de classe 1.}$$

1.1. Incidence de l'effort tranchant:

La vérification est menée en considérant l'effort tranchant max obtenu pour une disposition du pont qui est différente de la disposition ayant donné M_{max} (en réalité pour un calcul exacte l'effort tranchant à considérer est celui obtenu pour la disposition de M_{max})

$$V_{z,sd} \leq 0.5 V_{pl,z,rd} \quad \text{et} \quad V_{z,sd} = 77.83 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,rd} = A_{vz} \times \frac{f_y/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{51.77 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} 10^{-1} = 747.24 \text{ KN}$$

$$0.5 V_{pl,z,rd} = 0.5 \times 747.24 = 373.62 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 77.83 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,z,rd} = 373.62 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

1.2. Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq 0.25 N_{pl,z,rd} \quad \text{et} \quad N_{sd} = 42.3 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,z,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{161.3 \times 275}{1.1} 10^{-1} = 4032.5 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 161.3 - 2 \times 30 \times 2.05 = 38.3 \text{ cm}^2$$

$$0.25 N_{pl,z,rd} = 0.25 \times 4032.5 = 1008.1 \text{ KN}$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times \frac{38.3 \times 275}{1.1} 10^1 = 478.75$$

$$N_{sd} = 42.3 \text{ KN} \leq 0.25 N_{pl,z,rd} = 1008.1 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 42.3 \text{ KN} \leq 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 1008.1 \text{ KN}$$

Les deux conditions sont vérifiées alors il n'y a pas d'interaction entre M et N

2. Vérification de l'élément aux instabilités :

• **Flambement par rapport à y-y :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{13.82} = 43.42 \quad i_y = 13.82 \quad (\text{tableau des profilés})$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{43.42}{93.9\varepsilon} = 0.5 \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1.07 \leq 1.2$$

tf = 20.5 < 40 mm → axe de flambement y-y → courbe (a) → $\alpha_y = 0.21$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.5 - 0.2) + 0.5^2] = 0.67$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.67 + [0.67^2 - 0.5^2]^{0.5}} = 0.89$$

• **Flambement par rapport à z-z :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{600}{7.26} = 82.64 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{82.64}{93.9\varepsilon} = 0.95$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1.07 \leq 1.2$$

tf = 20.5 < 40 mm → axe de flambement z-z → courbe (b) → $\alpha_z = 0.34$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 [1 + 0.34(0.95 - 0.2) + 0.95^2] = 1.1$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.1 + [1.1^2 - 0.95^2]^{0.5}} = 0.6$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.89, 0.6) = 0.6$$

• **Coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

$C_1 = 1.046$ [tableau F.1.1 page F-3 EC 3]

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{7.53}}{1.046^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{600}{7.26}}{\frac{32}{2.05}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 64.91$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{64.91}{93.9 \times 0.92} = 0.75 \quad \text{avec: } \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21(0.75 - 0.2) + 0.75^2] = 0.84$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.84 + [0.84^2 - 0.75^2]^{0.5}} = 0.82 \leq 1.0$$

• **Calcul des coefficients d'interaction k_{ij} :**

- **Coefficient d'interaction k_y :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

$$\beta_{My} = 1.4 \quad ; \quad W_{ply} = 2149 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{ely} = 1926 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = 0.5$$

$$\mu_y = 0.5(2 \times 1.4 - 4) + \frac{2149 - 1926}{1926} = -0.48 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec: $N_{sd} = 42.3 \text{ KN}$; $A = 161.3 \text{ cm}^2$; $\chi_y = 0.89$; $f_y = 275 \text{ MPa}$

$$k_y = 1 - \frac{-0.48 \times 42.3}{0.89 \times 161.3 \times 275} = 1.00 \leq 1.5$$

- **Coefficient d'interaction k_z :**

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0.9$$

$\beta_{My} = 1.4$; $W_{plz} = 939.1 \text{ cm}^3$; $W_{elz} = 615.9 \text{ cm}^3$; $\bar{\lambda}_z = 0.95$

$$\mu_z = 0.95(2 \times 1.4 - 4) + \frac{939.1 - 615.9}{615.9} = -0.62 < 0.9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5$$

Avec: $N_{sd} = 42.3 \text{ KN}$; $A = 161.3 \text{ cm}^2$; $\chi_z = 0.6$; $f_y = 275 \text{ MPa}$

$$k_z = 1 - \frac{-0.62 \times 42.3}{0.6 \times 161.3 \times 275} = 1.00 \leq 1.5$$

- **Coefficient d'interaction k_{LT} :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.95 \times 1.4 - 0.15 = 0.05$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.05 \times 42.3}{0.6 \times 161.3 \times 275} = 0.99 = 1.00$$

2.1. Vérification de la flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + k_y \frac{M_{y,sd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + k_z \frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1.0$$

$$\frac{42.3}{0.6 \times 161.3 \times \frac{275}{1.1}} \times 10 + 1 \times \frac{193.3}{2149 \times \frac{275}{1.1}} \times 10^3 + 1 \times \frac{32.01}{939.1 \times \frac{275}{1.1}} \times 10^3 = 0.513 < 1.0$$

$$0.017 + 0.36 + 0.136 = 0.513$$

→ condition vérifiée

2.2. Vérification de la flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + k_y \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + k_z \frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1.0$$

$$\frac{42.3}{0.6 \times 161.3 \times \frac{275}{1.1}} \times 10 + 1 \times \frac{193.3}{0.82 \times 2149 \times \frac{275}{1.1}} \times 10^3 + 1 \times \frac{32.01}{939.1 \times \frac{275}{1.1}} \times 10^3 = 0.593 < 1.0$$

$$0.017 + 0.44 + 0.136 = 0.593$$

→ condition vérifiée

3. Vérification du cisaillement :

3.1. Cisaillement sous l'effet de la charge verticale :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,z,Rd} \quad \text{avec : } V_{z,sd} = 77.83 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} 10^{-1} = 747.35 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 77.83 \text{ KN} \leq V_{pl,z,Rd} = 747.35 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.2. Cisaillement sous l'effet de la charge horizontale :

$$V_{y.sd} \leq V_{pl.y.Rd} \quad \text{avec : } V_{y.sd} = 12.4 \text{ KN}$$

$$A_{vy} = 127.4 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y.sd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{127.4 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} 10^{-1} = 1838.9 \text{ KN}$$

$$V_{y.sd} = 12.4 \text{ KN} \leq V_{pl.y.Rd} = 1838.9 \text{ KN}$$

$$\text{Et } V_{y.sd} = 12.4 \text{ KN} \leq 0.5 \times V_{pl.y.Rd} = 0.5 \times 1838.9 = 919.45 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.7 Calcul du support du chemin de roulement :

1. Pré dimensionnement du support :

Le chemin de roulement est supporté par des consoles soudées sur le poteau de l'ossature principale du hangar. Ces consoles sont sollicitées par :

- Leurs poids propres
- Le poids propre du chemin de roulement (poutre + rail)
- Les charges verticales et horizontales transmises par les galets

Pour le support du chemin de roulement nous choisissons le profilé HEA 340

HEA320						
h (mm)	b (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	r (mm)	A (cm ²)	d (mm)
310	300	15.5	9	27	124.4	225
I_z (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)	W_{plz} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	A_{vz} (cm ²)	A_{vy} (cm ²)	i_z (mm)
6985	22930	709.7	1628	41.13	96.2	7.49

Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé HEA 320

2. Evaluation des charges :

- **Poids propre de la console :**

P_c : Poids propre de HEA320

$$P_c = 0.976 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre du chemin de roulement P_{cr} :**

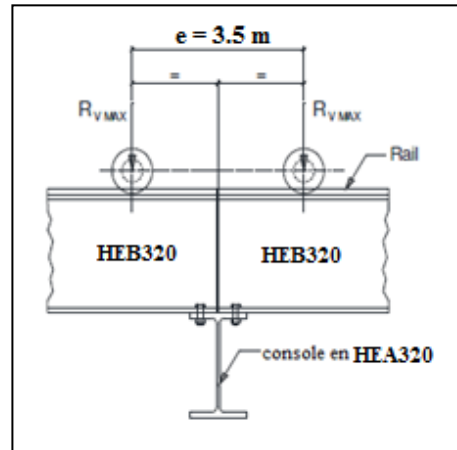
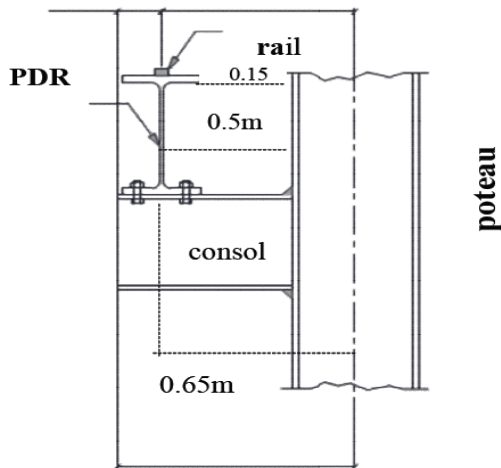
Le poids propre du chemin de roulement est transmis aux consoles sous forme de charges concentrées.

La charge transmise sur une seule console est :

$$P_{cr} = q \times \frac{L}{2} = 1.71 \times \frac{6}{2} = 5.13 \text{ KN}$$

q : le poids propre de la poutre + rail de roulement ($q=1.71$)

L : la longueur de la travée du chemin de roulement ($L = 6\text{m}$)



- **Charges verticales :**

L'action verticale maximale est obtenue lorsque les deux galets d'un même sommier sont positionnés symétriquement par rapport à l'axe de la console.

$$P_{Vmax} = 2 \times R_{Vmax} \times \left(\frac{l-e}{l} \right) = 2 \times 81.03 \times \left(\frac{6-3.5}{6} \right) = 114.8 \text{ kN}$$

- **Charges horizontales :**

Seul l'effet des charges horizontales longitudinales sera pris en compte pour l'étude de la console support du chemin de roulement

Le cas le plus défavorable est obtenu en considérant que les deux charges horizontales longitudinales (R_{Lmax}) sont reprises par une seule console.

$$P_{Hmax} = 2 \times R_{Lmax} = 2 \times 14.1 = 28.2 \text{ kN}$$

3. Calcul des sollicitations internes :

- **Sous charges verticales:**

$$M_{y1} = P_{cr} \times l + \frac{P_c \times l^2}{2} = (5.13 \times 0.65) + \left(\frac{0.976 \times 0.65^2}{2} \right)$$

$$M_{y1} = 3.54 \text{ KN.m}$$

$$V_{z1} = P_{cr} + P_c \times l$$

$$V_{z1} = 5.13 + 0.976 \times 0.65 = 5.76 \text{ kN}$$

$$M_{y2} = P_{Vmax} \times l = 114.8 \times 0.65$$

$$M_{y2} = 74.6 \text{ KN.m}$$

$$V_{z2} = P_{Vmax} = 114.8 \text{ kN}$$

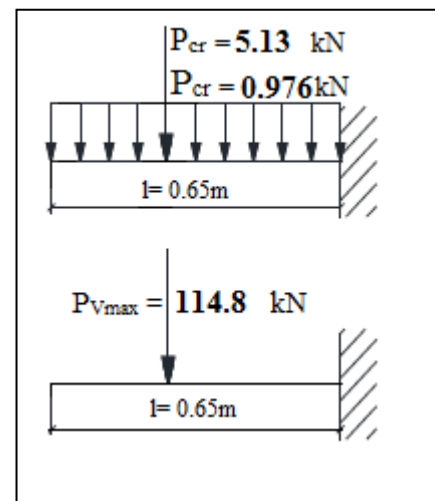
Efforts combinés pondérés:

$$M_{y,sd} = 1.35 M_{y1} + 1.5 M_{y2} = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 74.6$$

$$M_{y,sd} = 116.68 \text{ KN.m}$$

$$V_{z,sd} = 1.35 V_{z1} + 1.5 V_{z2} = 1.35 \times 5.76 + 1.5 \times 114.8$$

$$V_{z,sd} = 180 \text{ kN}$$



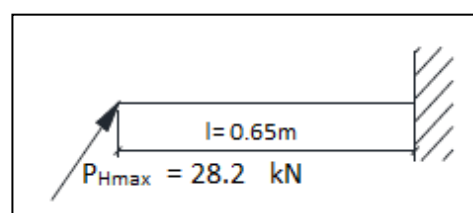
- **Sous charges horizontales:**

$$M_{z2} = P_{Hmax} \times l = 28.2 \times 0.65 = 18.3 \text{ kN.m}$$

$$V_{y2} = P_{Hmax} = 28.2 \text{ kN}$$

Efforts combinés pondérés :

$$M_{z,sd} = 1.5 M_{z2} = 1.5 \times 18.3 = 27.45 \text{ kN.m}$$



$$V_{y,sd} = 1.5 V_{y2} = 1.5 \times 28.2 = 42.3 \text{ KN}$$

4. Vérification de la flexion (déviée) :

- **Classe de la console :**

Classe de la semelle : comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w-2r}{2}}{t_f} \leq 9\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300-9-2 \times 27}{2 \times 15.5} = 7.65 \leq 9\varepsilon = 8.28 \quad \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : fléchie

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{9} = 25 \leq 72\varepsilon = 66.24 \quad \rightarrow \text{âme classe 1.} \quad \rightarrow \text{Section globale de classe 1.}$$

- **Condition à vérifier :**

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl.y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl.z,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad \ll \text{Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3} \gg$$

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 1; \quad M_{z,sd} = 27.45 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_{y,sd} = 116.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.y,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1628 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 407 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.z,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{709.7 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 177.43 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{116.68}{407} \right]^2 + \left[\frac{27.45}{177.43} \right]^1 \leq 1.0$$

$$0.082 + 0.154 = 0.24 \leq 1.0 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

5. Vérification au cisaillement :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl.z,Rd} \quad ; \quad V_{y,sd} \leq V_{pl.y,Rd} \quad \ll \text{Formule 5.20 – Page 5.58 – EC3} \gg$$

$$V_{z,sd} = 180 \text{ KN} ; \quad V_{y,sd} = 42.3 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 41.13 \text{ cm}^2 ; \quad A_{vy} = 96.2 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.z,Rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{41.13 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} 10^{-1} = 593.7 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y,Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{96.2 \times \frac{275}{\sqrt{3}}}{1.1} = 1388.5 \text{ KN}$$

$$V_{z,sd} = 180 \text{ KN} \leq V_{pl.z,Rd} = 593.7 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 42.3 \text{ KN} \leq V_{pl.y,Rd} = 1388.5 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

6. Vérification au déversement :

Condition à vérifier :

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1.0 \quad \text{avec : } \beta_w = 1 \quad (\text{section de classe 1})$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L}{i_z} \quad \text{avec : } C1 = 1.879$$

$$C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \right)^2 \right]^{0.25}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{65}{7.49}}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{65}{7.49}}{\frac{31}{1.55}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 6.32 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{6.32}{93.9 \times 0.92} = 0.073$$

On a: $h/b = 1.03 \leq 2 \rightarrow$ courbe (a) $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$
 $\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.073 - 0.2) + 0.073^2] = 0.49$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.49 + [0.49^2 - 0.073^2]^{0.5}} = 1.031$$

$$\frac{116.68}{1.031 \times 1 \times 1628 \times 275 / 1.1} 10^3 + \frac{27.45}{709.7 \times 275 / 1.1} 10^3 = 0.43 \leq 1.0$$

7. Vérification de la flèche :

• Sous charges horizontales :

$$\frac{P_{Hmax} \times l^3}{3 \times E \times I_z} < \frac{l}{750} \quad \text{avec : } P_{Hmax} = 28.2 \text{ KN ; } I_z = 6985 \text{ cm}^4$$

$$\frac{28.2 \times 65^3}{3 \times 2.1 \times 6985} \times 10^{-4} = 0.018 < \frac{l}{750} = \frac{65}{750} = 0.087 \text{ cm}$$

• Sous charges verticales :

$$\frac{5}{384} \frac{P_c \times l^3}{E \times I_y} + (P_{Vmax} + P_{cr}) \times \frac{l^3}{3 \times E \times I_y} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{5}{384} \frac{0.976 \times 65^4}{2.1 \times 22930} + (114.8 + 5.13) \times \frac{65^3}{3 \times 2.1 \times 22930} 10^{-4} = 0.0233 \text{ cm}$$

$$0.0233 < \frac{l}{750} = \frac{65}{750} = 0.087 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

Poutre de roulement en HEB320

Rail A65

Support de chemin de roulement en HEA320

IV.1 Introduction:

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance (évaluer les actions sismiques susceptibles de solliciter notre structure), cela pour obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

L'objectif du présent chapitre est d'évaluer les actions sismiques susceptibles de solliciter notre structure. Plusieurs méthodes et approches existent pour l'évaluation et le calcul des forces sismique, parmi elles on peut citer :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, Nommé méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

IV.2 Le choix de la méthode :

IV.2.1 La méthode statique équivalente :

Condition d'application :

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente, le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limité ($h = 10m < 65m$ (zone II)) et sa régularité en plan ($24/20 = 1.2 < 4$) et en élévation. D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003.

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.3 Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure est calculée pour les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{« Formule 4.1 - RPA99 / 2003 »}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids totale de la structure

IV.3.1 Détermination du coefficient d'accélération de zone « A » :

L'ouvrage sera implanté à la ville de TIZI OUZOU qui est classé selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 :

Zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : **IIa**

Groupe d'usage : **2** → **A = 0.15** (Tableau 4.1 - RPA99 / 2003)

IV.3.2 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Selon le RPA la valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 V2003 en fonction du système de contreventement.

Notre structure qui est une Ossature contreventée par palées triangulées en X
 → **R=4**

IV.3.3 Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Ce coefficient est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{« Formule 4.2 - RPA99/2003 »}$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

T : la période fondamentale de la structure

- **Le pourcentage d'amortissement ξ :**

Le pourcentage d'amortissement ξ est donné en fonction du matériau constitutif, du type et de l'importance du remplissage.

Pour acier/léger → $\xi = 4\%$ (tableau 4.2 du RPA 99 V2003)

- **Facteur de correction d'amortissement η :**

Facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{« Formule 4.3 - RPA99 / 2003 »}$$

Ce qui fait : $\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 \geq 0.7$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad \text{« Formule 4.6 - RPA99 / 2003 »}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

→ $h_N = 10m$

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6.

Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie ce qui donne : → $C_T = 0.085$

On aura alors :

$$T = 0.085 \cdot (10)^{3/4} = 0.478s$$

Donc : $0s \leq T = 0.478s \leq T_2 = 0.50s$

$T_2 = 0.50s$ « Site S_3 - Tableau 4.7 -RPA 99/ 2003 »

→ $D = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$

Chapitre V : Etude Sismique

● **Facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad \text{« Formule 4.4 - RPA99 / 2003 »}$$

Critère	Sens longitudinal	Sens transversal
1-conditions minimales sur les files de contreventements.	0	0.05
2-redondance en plan.	0.05	0
3-régularité en plan.	0	0
4-régularité en élévation.	0	0
5-control de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10	0.10

Tableau V.1 : Facteur de qualité Q

$$Q_x = 1.2 \quad \text{et} \quad Q_y = 1.2$$

IV.3.4 Poids total de la structure « W » :

Poids total de la structure donné par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = 0.5 \rightarrow (\text{hangar}) \quad (\text{tableau 4-5 RPA99 / version 2003})$$

Elément	type	Poids propre (kN/m)	Longueur de l'élément(m)	Nombre d'éléments	Poids Total (KN)
Poteau	HEA 400	1.248	8	10	99.84
Potelet	IPE 240	0.307	9.5	1	15.50
			9	4	
			5	1	
Lisse de long-pan	UPN 140	0.16	6	32	57.92
Lisse de pignon			5	34	
traverse	HEA450	1.398	10.19	10	142.46
Panne	IPE 140	0.129	6	72	55.73
Poutre au vent	L50x50x5	0.0377	7.8	8	2.35
Palée de stabilité	L50x50x5	0.0377	6.4	4	0.97
			8.4	4	1.27
Pont roulant	/	/	/	/	160
Poutre de roulement	HEA 320	0.976	6	8	46.85
Rail	A 65	0.435	6	8	20.88

Tableau V.2 : Poids des éléments linéaires.

Elément	type	Poids propre (kN/m ²)	surface de l'élément (m ²)	Nombre de l'élément	Poids Total (KN)
Bardage Pignon Av	Tôle(TN40)	0.17 (12+5)	125	1	51.85
Bardage Pignon Ar			180	1	
Bardage Long-pan			182	2	
Couverture des versants	Tôle(TN40)	0.17	244.56	2	83.15

Tableau V.3 : Poids des éléments surfaciques.

$$W_{Gi} = 800.65 \text{ kN}$$

$$W_{Qi} = (P_{\text{neige}} + P_{\text{vent}}) \times S_{\text{toiture}} = (0.243 + 1.302) \times 489.12 = 755.69 \text{ kN}$$

$$W = W_{Gi} + W_{Qi}$$

$$W = 800.65 + 755.69 = 1556.34 \text{ kN}$$

IV.3.5 Calcul de la force sismique totale :

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

$$V_x = V_y = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1556.34 = 189.1 \text{ kN}$$

Distribution de la force sismique :

$$V = F_t + \sum F_i \quad \ll \text{Formule 4.10 - RPA 99 / 2003} \gg$$

$$F = \frac{(V - F_t) W_{hi}}{\sum_{j=1}^h W_j \times h_i} \quad \ll \text{Formule 4.11 - RPA 99 / 2003} \gg$$

Avec :

F_i : Effort horizontal au niveau i

h_i : Hauteur du plancher où s'exerce la force F_i

W_i et W_j : Poids revenant aux plancher i et j

La période $T = 0.478$ s déterminée lors du calcul de (D)

$$T = 0.478 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

Pour notre hangar considéré comme structure à un seul niveau $F_i = V = \text{kN}$

Sens longitudinal (sensX)
$F_{tx} = 0$
$F_{ix} = (V_x - F_{tx})$
$\rightarrow F_{ix} = V_x = 189.1 \text{ kN}$

Sens transversal (sensY)
$F_{ty} = 0$
$F_{iy} = (V_y - F_{ty})$
$\rightarrow F_{iy} = V_y = 189.1 \text{ kN}$

IV.4 Les sollicitations dues au vent le plus défavorable (sens V_2 pignon) :

$$V = 130.2 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{chapitre II})$$

$$V = 130.2 \times 489.12 \quad (S_{\text{toiture}})$$

$$V = 63683.42 \text{ daN} = 636.83 \text{ kN}$$

$$V = 636.83 \text{ kN} > V_x = 189.1 \text{ kN}$$

$$V = 636.83 \text{ kN} > V_y = 189.1 \text{ kN}$$

Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

V.1 Introduction :

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, etc.)

Les contreventements sont conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versants (poutres au vent), soit en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les long-pans.

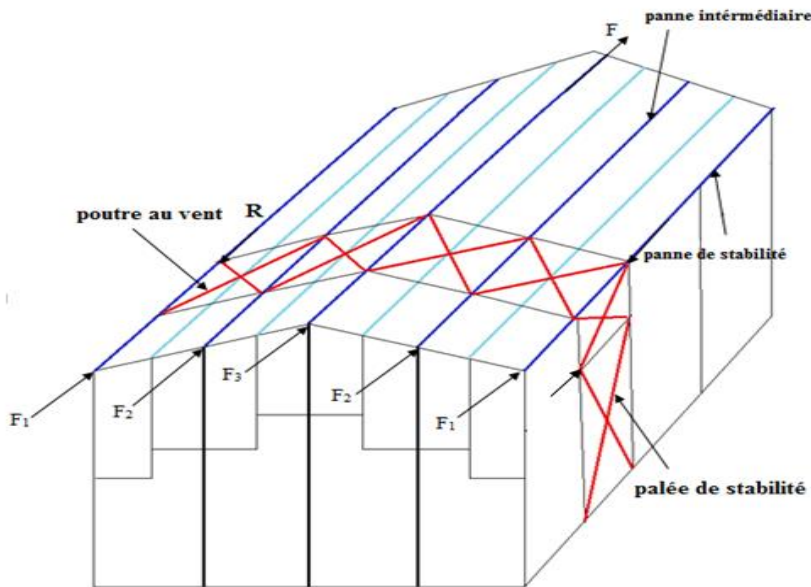


Fig. V.1. Dispositions des contreventements

V.2 Calcul de la poutre au vent sur pignon:

V.2.1 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_r}{8} \quad ; \quad F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_r}{4} \quad ; \quad F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_r}{4}$$

Valeur de la charge du vent : $V = 87.7 \text{ daN/m}^2 = 0.877 \text{ kN/m}^2$

Pas de forces de frottement $F_r = 0$

$$F_1 = \left(0.877 \times \frac{8}{2} \times \frac{20}{8} \right) = 8.77 \text{ kN}$$

$$F_2 = \left(0.877 \times \frac{9}{2} \times \frac{20}{4} \right) = 19.73 \text{ kN}$$

$$F_3 = \left(0.877 \times \frac{9.5}{2} \times \frac{20}{4} \right) = 20.83 \text{ kN}$$

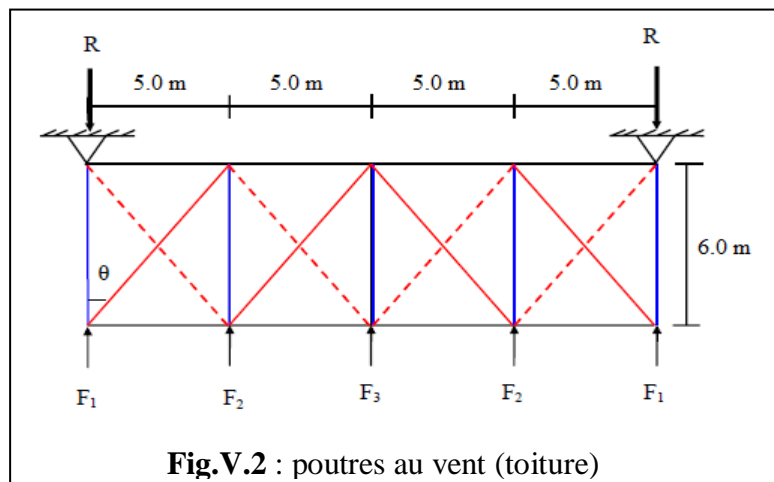


Fig.V.2 : poutres au vent (toiture)

1. Calcul des réactions d'appuis :

Par la méthode des coupures

On a: $F_d \times \cos\theta + F_1 = R \quad \rightarrow R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{(2F_1 + 2F_2 + F_3)}{2} = 38.92 \text{ kN}$

2. Efforts de traction dans les diagonales :

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

On a: $\tan\theta = \frac{5}{6} = 0.84$
 $\rightarrow \theta = \arctg 0.84 = 39.8^\circ$

D'ou: $F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta}$
 $= \frac{38.92 - 8.77}{\cos 39.8} = 39.24 \text{ kN}$

$N_{sd} = 1.5 \times F_d$
 $= 1.5 \times 39.24 = 58.86 \text{ kN}$

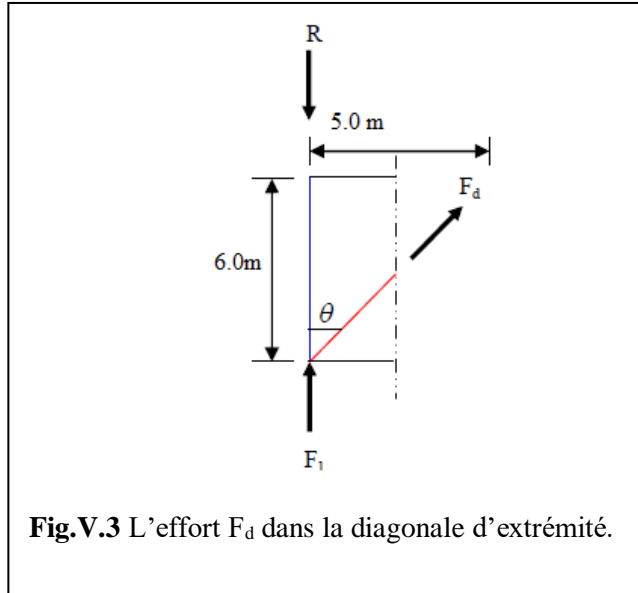


Fig.V.3 L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

V.2.2 Section de la diagonale:

- **Calcul de la section brute A :**

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{58.86 \times 1.1}{275} 10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 50x50x5 avec un boulon de 12mm et un trou de 13mm

Soit **50x50x5** ($A=4.80\text{cm}^2$)

Section nette : $A_{net} = 4.80 - 0.5 \times 1.3 = 4.15\text{cm}^2$ **$A_{net} = 4.15\text{cm}^2$**

- **Vérification des diagonales à la traction :**

Condition à vérifier est : $N_{sd} \leq N_{Rd}$ avec : $N_{sd} = 58.86 \text{ kN}$

$$N_{Rd} = \min(N_{pl}; N_u) \text{ avec: } N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} ; N_u = 0.9 A_{Net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$\gamma_{M0} = 1.1$ (section brute de classe 1, 2,3)

$\gamma_{M2} = 1.25$ (Section nettes au droit des trous)

$F_y = 275 \text{ N/mm}^2$ et $f_u = 405 \text{ N/mm}^2$

$$N_{pl} = \frac{4.80 \times 275}{1.1} \times 10^{-1} = 120 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.9 \times 4.15 \times \frac{405}{1.25} \times 10^{-1} = 121.02 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 58.86 \text{ kN} \leq N_{Rd} = N_{pl} = 120\text{kN} \quad \rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion:

La cornière **50x50x5** utilisée convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

V.3 Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous (F) on doit donc vérifier la panne à la flexion bi-axiale.

On propose IPE140 pour vérifier la panne.

<i>IPE 140</i>					
<i>h (mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>t_f (mm)</i>	<i>t_w (mm)</i>	<i>r (mm)</i>	<i>A (cm²)</i>
140	73	6.9	4.7	7.0	16.4
<i>I_z (cm⁴)</i>	<i>I_y (cm⁴)</i>	<i>W_{plz} (cm³)</i>	<i>W_{ply} (cm³)</i>	<i>A_{vz} (cm)</i>	<i>A_{vy} (cm)</i>
44.9	541	19.3	88.3	7.6	10.6

Tableau V.1. Caractéristiques de l'IPE140

1. Vérification de la section à la résistance:

Sections de classe 1 et 2 :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{N.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{N.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1.0 \quad \text{avec : } \alpha=2, \beta=5n \text{ et } \beta \geq 1$$

$$M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.sd} \left[\frac{1-n}{1-0.5\alpha} \right] \quad \text{et} \quad M_{Nz.Rd} = M_{pl.z.sd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0.5 \right) \quad \text{avec} \quad A_w = A - 2b \cdot t_f$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}, \quad N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}, \quad M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}}, \quad M_{pl.z} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

1.1. Charge et surcharge revenant à la panne intermédiaire :

- **Flexion déviée :** (calcul des pannes chapitre III)

$$G = 0.312 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad S = 0.267 \text{ KN/m}$$

- **compression :**

$$V = F_2 = 19.73 \text{ kN}$$

1.2. Combinaison de charge :

$$1.35G + 1.35 S + 1.35 V$$

$$Q_{sd} = 1.35 G + 1.35 S \quad ; \quad N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35 \times (0.312 + 0.267) = 0.782 \text{ KN/m}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = 0.782 \times \cos 11.3 = 0.767 \text{ KN/m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \cdot \sin = 0.782 \times \sin 11.3 = 0.153 \text{ KN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{0.767 \times 6^2}{8} = 3.452 \text{ KN/m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.153 \times 3^2}{8} = 0.172 \text{ KN/m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 \times 19.73 = 26.64 \text{ kN}$$

$$M_{pl.y.sd} = 22.075 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{pl.z.sd} = 4.825 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16.4 \times 275}{1.1} 10^{-3} = 410 \text{ KN}$$

1.3. Incidence de l'effort tranchant:

Si $V_{sd} < 0.5 V_{pl.Rd} \rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Remarque : A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

1.4. Incidence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M0}) \rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 26.64 \text{ kN}$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times 410 = 102.5 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 16.4 - 2 \times 7.3 \times 0.69 = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 6.33 \times 275 / 1.1 = 79.125 \text{ kN}$$

$$\text{Min} (0.25N_{pl.Rd} = 102.5 \text{ kN}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M0} = 79.125 \text{ kN}) = 79.125 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 26.64 \text{ kN} \leq 79.125 \text{ kN}$$

\rightarrow Donc y'aura pas d'interaction entre le moment et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{N_y.Rd} = M_{ply.rd} \quad ; \quad M_{N_z.Rd} = M_{plz.Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \right]^\beta \leq 1.0 \quad \text{Où : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \rightarrow n = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 5 \times \frac{20.44}{410} = 0.3$$

$$\left[\frac{3.452}{22.075} \right]^2 + \left[\frac{0.172}{4.825} \right]^{0.3} \leq 1.0$$

$$0.03 + 0.37 = 0.43 \leq 1.0 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

1.5. Vérification de la panne aux instabilités (flambement et déversement) :

$$\text{Pour le flambement} \quad \frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + k_y \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} + k_z \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0$$

Pour le déversement
$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + k_{LT} \frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} + k_z \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1.0$$

Avec : $N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$; $M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$; $M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}$; $\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$

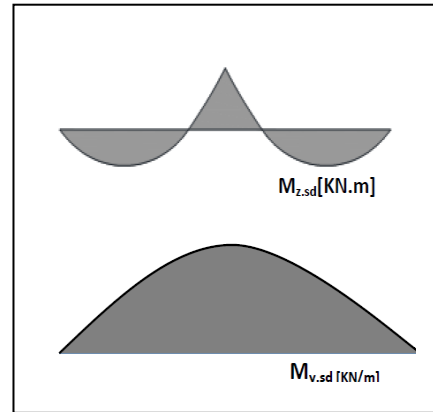
- **Combinaison à l'ELU :**

G -1.5W

G=0.312 KN/m (charge permanente)
 W= -0.991KN/m (vent de soulèvement)
 → (calcul des pannes chapitre 3)

$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1.5w$

$Q_{y,sd} = 1.35G \sin \alpha$ et $N_{sd} = 1.5V$



Avec : $V = F_2 = 19.73$ kN (effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire)

- **Charge de flexion:**

$Q_{z,sd} = 0.312 \times \cos 11.3 - 1.5 \times 0.991 = -1.18$ kN/m ↑ (soulèvement)

$Q_{y,sd} = 1.35 \times 0.312 \times \sin 11.3 = 0.083$ kN/m

$M_{y,sd} = Q_{z,sd} \times \frac{l^2}{8} = 1.18 \times \frac{6^2}{8} = 5.31$ KN.m et $M_{z,sd} = Q_{y,sd} \times \frac{(\frac{l}{2})^2}{8} = 0.083 \times \frac{3^2}{8} = 0.093$ KN.m

- **Charge de compression:**

$N_{sd} = 1.5 \times 19.73 = 29.6$ kN

- **Calcul des coefficients de réduction pour le flambement χ_y et χ_z :**

- Flambement par rapport à l'axe fort yy :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_{y+} [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{avec : } \varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$h/b = 140/73 = 1.9 > 1.2 \rightarrow$ axe de flambement y-y \rightarrow courbe (a) $\rightarrow \alpha_y = 0.21$
 $tf = 6.9 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$
 et : $\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta]^{0.5}$ $\beta = 1.0$ pour les sections de classe 1, 2 et 3
 $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$ et $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}$ avec : $i_y = 5.74$ cm

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{5.74} = 104.5$ et $\bar{\lambda}_y = \frac{104.5}{93.9 \times 0.92} = 1.21$

$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21 (1.21 - 0.2) + 1.21^2] = 1.33$

$\chi_y = \frac{1}{1.33 + [1.33^2 - 1.21^2]^{0.5}} = 0.53$

- Flambement par rapport à l'axe faible zz :

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$h/b = 140/73 = 1.9 > 1.2 \rightarrow$ axe de flambement z-z \rightarrow courbe (b) $\rightarrow \alpha_z = 0.34$
 $t_f = 6.9\text{mm} < 40\text{mm}$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} \quad \text{avec: } i_z = 1.65$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.65} = 181.8 \quad \text{et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{181.8}{93.9 \times 0.92} = 2.10$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34 (2.10 - 0.2) + 2.10^2] = 3.03$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \rightarrow \chi_z = \frac{1}{3.03 + [3.03^2 - 2.10^2]^{0.5}} = 0.19$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.53, 0.19) = 0.19$$

- **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1.0$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1.65}}{1.88^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{300}{1.65}}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 88.70 \quad \text{avec: } C_1 = 1.88$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5} = \frac{88.70}{93.9 \times 0.92} = 1.03$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.5 [1 + 0.21 (1.03 - 0.2) + 1.03^2] = 1.12$$

On a: $h/b = 1.9 \leq 2 \rightarrow$ courbe (a) $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.12 + [1.12^2 - 1.03^2]^{0.5}} = 0.64 \leq 1.0$$

- **Calcul du coefficient d'interaction k_y :**

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad \text{Avec: } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ety}}{W_{ety}} \leq 0.9$$

$\beta_{My} = 1.3$ (Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$W_{ply} = 88.3 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{ely} = 77.3 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \bar{\lambda}_y = 1.21$$

$$\mu_y = 1.21(2 \times 1.3 - 4) + \frac{88.3 - 77.3}{77.3} = -1.55 < 0.9$$

Avec: $N_{sd} = 22.71 \text{ KN}$; $A = 16.4 \text{ cm}^2$; $\chi_y = 0.53$; $f_y = 275 \text{ MPa}$

$$k_y = 1 - \frac{-1.55 \times 22.71}{0.53 \times 16.4 \times 275} = 1.01 \leq 1.5$$

- **Calcul du coefficient d'interaction k_z :**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad \text{avec : } \mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \leq 0.9$$

$$W_{plz} = 19.3 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{elz} = 12.3 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = 2.10 \quad ; \quad \beta_{Mz} = 1.3$$

$$\mu_z = 2.10(2 \times 1.3 - 4) + \frac{19.3 - 12.3}{12.3} = -2.37 < 0.9$$

Avec: $N_{sd} = 22.71 \text{ KN}$; $A = 16.4 \text{ cm}^2$; $\chi_z = 0.19$; $f_y = 275 \text{ MPa}$

$$K_z = 1 - \frac{-2.37 \times 22.71}{0.19 \times 16.4 \times 275} = 1.06 \leq 1.5$$

- **Calcul du coefficient d'interaction k_{LT} :**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.0 \quad \text{avec : } \mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{mLT} - 0.15 \leq 0.9$$

$$\bar{\lambda}_z = 2.10 \quad \text{et} \quad \beta_{mLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 2.10 \times 1.3 - 0.15 = 0.26 \leq 0.9$$

Avec: $N_{sd} = 22.71 \text{ KN}$; $A = 16.4 \text{ cm}^2$; $\chi_z = 0.19$; $f_y = 275 \text{ MPa}$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.26 \times 22.71}{0.19 \times 16.4 \times 275} = 0.993 \leq 1.0$$

Pour le flambement : $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + k_y \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.Rd}} + k_z \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0$

$$\frac{29.6}{0.19 \times 410} + 1.01 \times \frac{5.31}{22.075} + 1.06 \times \frac{0.093}{4.825} = 0.64 \leq 1.0$$

Pour le déversement : $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.Rd}} + k_{LT} \frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{pl.y.Rd}} + k_z \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.Rd}} \leq 1.0$

$$\frac{29.6}{0.19 \times 410} + 0.993 \times \frac{5.31}{0.64 \times 22.075} + 1.06 \times \frac{0.093}{4.825} = 0.77 \leq 1.0$$

Conclusion :

Le profilé choisi **IPE140** est adéquat comme panne de toiture.

V.3 Etude de la palée de stabilité en long pan:

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts horizontaux dus à la réaction de la poutre au vent (contreventement des versants) ainsi que la réaction horizontale longitudinale due au freinage du pont roulant. Pour le dimensionnement de ces dernières les diagonales comprimées seront négligées on admettant qu'elles flambent, on ne fera travailler que les diagonales tendues.

On doit supposer que la résultante totale possède une excentricité e qui provoque en plus de la translation une rotation avec :

$$e = b/10 = 20/10 = 2.0\text{m} \quad (\text{b étant la longueur de la poutre au vent})$$

V.3.1 Calcul des efforts dans les barres :

$$R_P = R_{\text{translation}} + R_{\text{rotation}}$$

R_P : la réaction transmise par la poutre au vent.

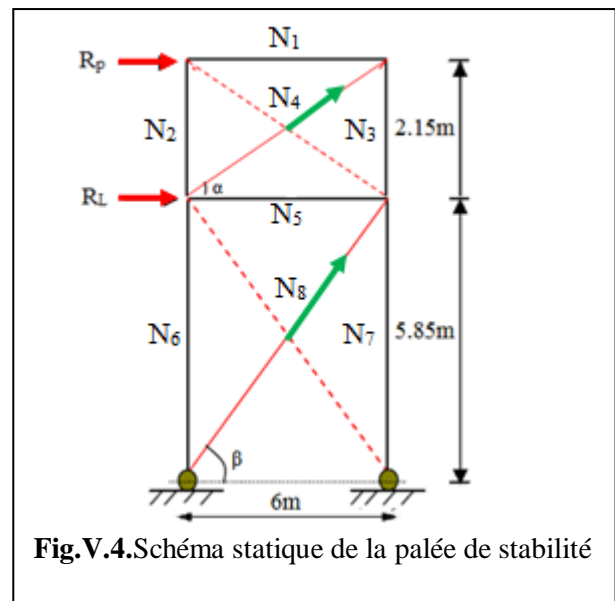
$$R_{\text{translation}} = R = 38.92 \text{ kN}$$

$$R_{\text{rotation}} = (2 \times R \times e) / b = (2 \times 38.92 \times 2) / 20 = 7.78 \text{ kN}$$

$$R_P = 38.92 + 7.78 = 46.7 \text{ kN}$$

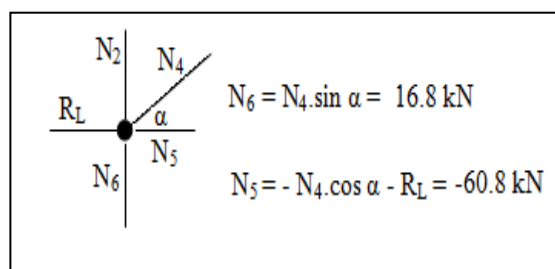
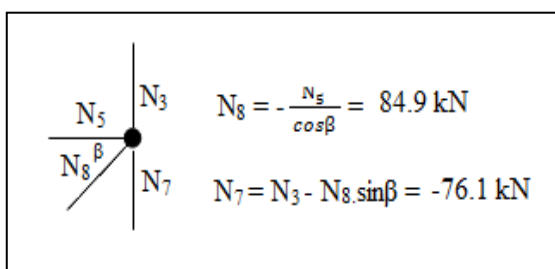
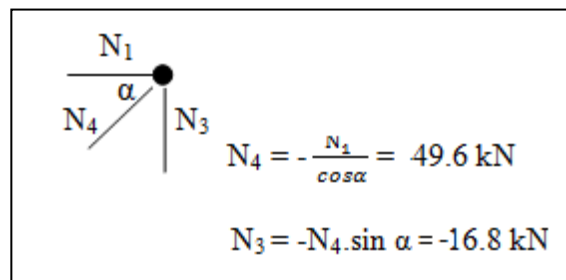
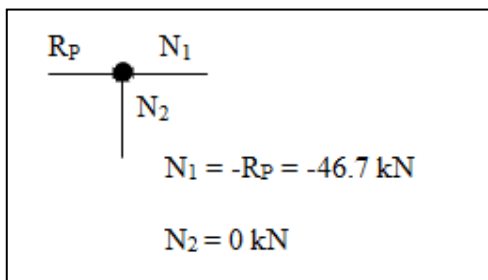
$$\alpha = \arctg\left(\frac{2.15}{6}\right) = 19.8^\circ$$

$$\beta = \arctg\left(\frac{5.85}{6}\right) = 44.27^\circ$$



$$R_L = 14.10 \text{ kN} \quad (\text{la réaction longitudinale du pont roulant})$$

Les efforts dans les barres seront déterminés par la méthode d'isolation des nœuds comme suit :



Chapitre VII : Calcul des contreventements

Barre	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆	N ₇	N ₈
solicitation	compression	/	compression	traction	compression	traction	compression	traction
effort	46.7	0	16.8	49.6	60.8	16.8	76.1	84.9

Tableau V.2. Valeurs des efforts dans les barres

$$N_{sd} = \max(N_4; N_8) = 84.9 \text{ kN}$$

V.3.2 Section de la diagonale :

- **Calcul de la section brute A :**

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq 84.9 \times \frac{1.1}{275} \times 10^1 = 3.40 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de **50x50x5** avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit **50x50x5** (A= 4.80cm²)

Section nette : A_{net} = 4.80-0.5x1.3 = 4.15cm² **A_{net}=4.15cm²**

- **Vérification a la résistance ultime de la section :**

Cas de cornières assemblées par une seule aile

$$N_{u,Rd} = \beta A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad \text{avec : } \gamma_{M2} = 1.25$$

Où β est le coefficient minorateur donné dans le tableau1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

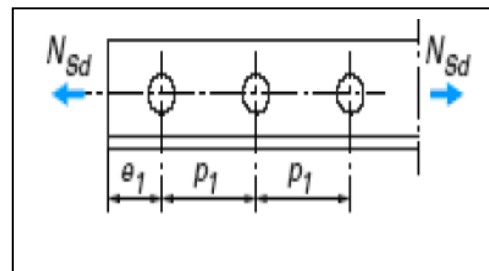
pour une attache avec 3 boulons et plus $P_1=100\text{mm}$, $e_1=25\text{mm}$.

$$P_1 > 5d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}.$$

Donc on prend $\beta=\beta_3=0.7$

$$N_{u,Rd} = 0.7 \times 4.15 \times \frac{405}{1.25} = 94.12 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 84.9 \text{ KN} \leq N_{u,Rd} = 94.12 \text{ KN}$$



Conclusion :

Une cornière isolée de **50x50x5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

VII.1. Introduction :

Le portique qui constitue l'ossature principale de la structure, est composé de traverses (fermes) qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les fermes. Destiné à permettre le cheminement progressif des actions mécaniques vers les appuis et les fondations tout en assurant la stabilité de l'ouvrage et en limitant les déformations de la structure.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, climatiques et sismiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage, en d'autres termes il sert à estimer les éléments de réduction (M, N, T) concernant les poteaux et les traverses.

VII.2. Calcul du portique :

Pour effectuer l'étude du portique on a utilisé le logiciel Robot Structural Analysis 2014. Ce logiciel utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, portique, structures mixtes...

Il permet d'examiner toutes les charges appliquées à la structure en tenant compte des différentes combinaisons et fourni des résultats avec une meilleure précision.

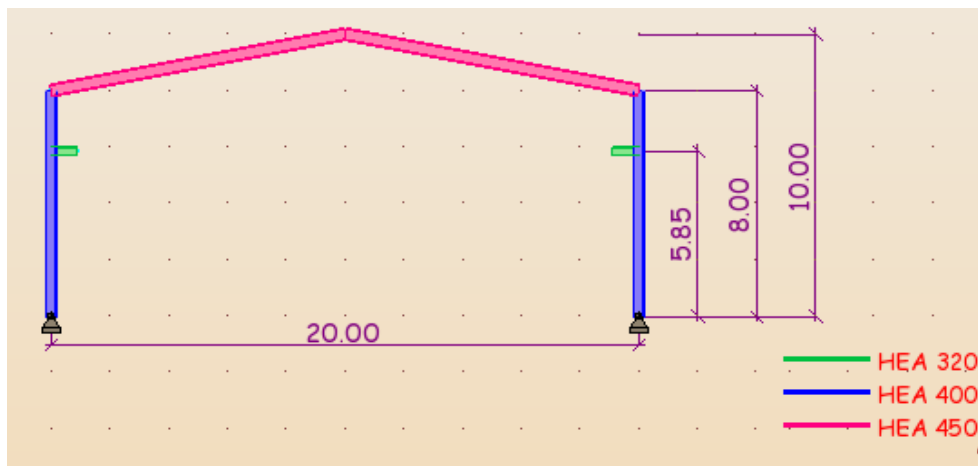


Fig VII .1 : Vue de face du portique

VII.2.1. Données géométriques des nœuds :

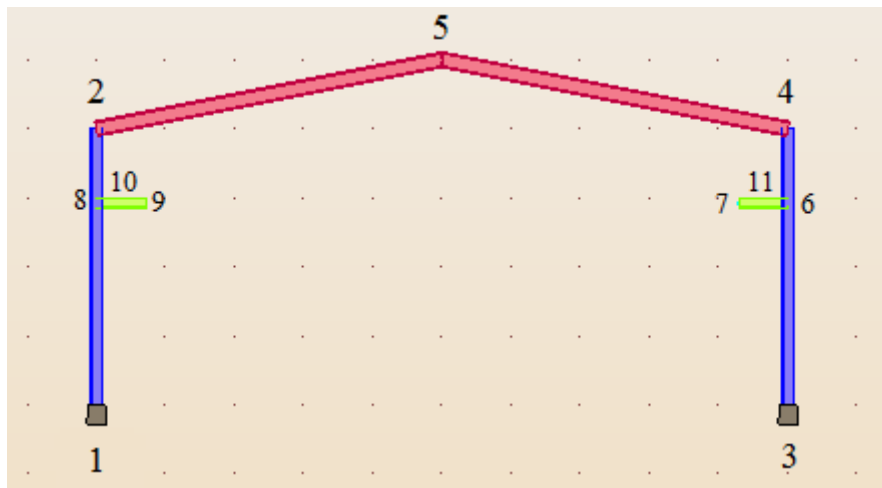


Fig VII .2 : Numérotation des nœuds

Chapitre VII : Etude du portique

Noeud	X [m]	Z [m]	Appui
1	0,0	0,0	Encastrement
2	0,0	8,00	
3	20,00	0,0	Encastrement
4	20,00	8,00	
5	10,00	10,00	
6	20,00	5,85	
7	19,10	5,85	
8	0,0	5,85	
9	0,90	5,85	
10	0,50	5,85	
11	19,50	5,85	

Tableau VII .1 : Position des nœuds sur le portique

VII.2.2. Données géométriques des barres :

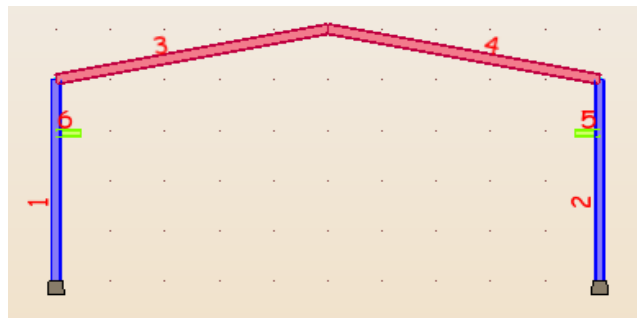


Fig VII .3 : Numérotation des barres

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Longueur [m]	Gamma [Deg]	Type de barre
1	1	2	HEA 400	ACIER E24	8,00	0,0	Poteau
2	3	4	HEA 400	ACIER E24	8,00	0,0	Poteau
3	2	5	IPE 360	ACIER E24	10,20	0,0	Poutre
4	4	5	IPE 360	ACIER E24	10,20	0,0	Poutre
5	6	7	HEA 320	ACIER E24	0,90	0,0	Poutre
6	8	9	HEA 320	ACIER E24	0,90	0,0	Poutre

Tableau VII .2 : Caractéristiques des barres

VII.3 Bilan des charges :

VII.3.1 Charges permanentes

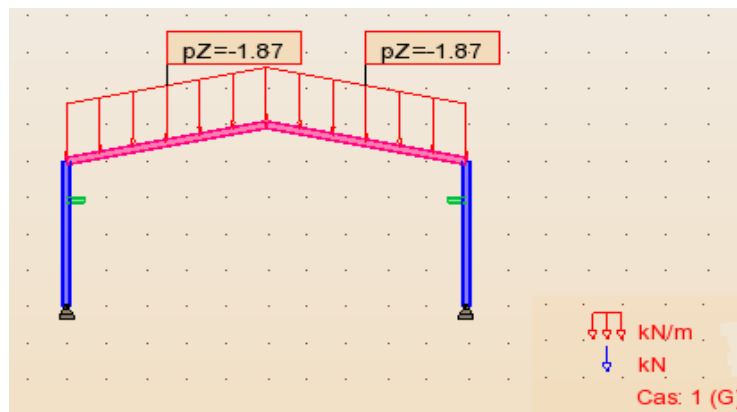
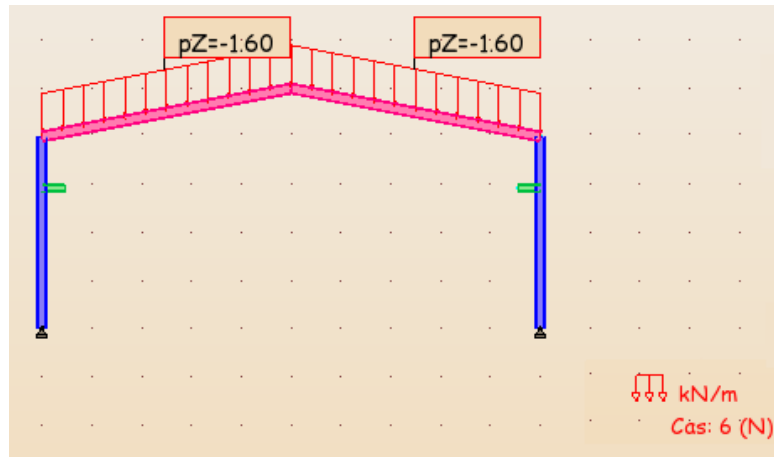


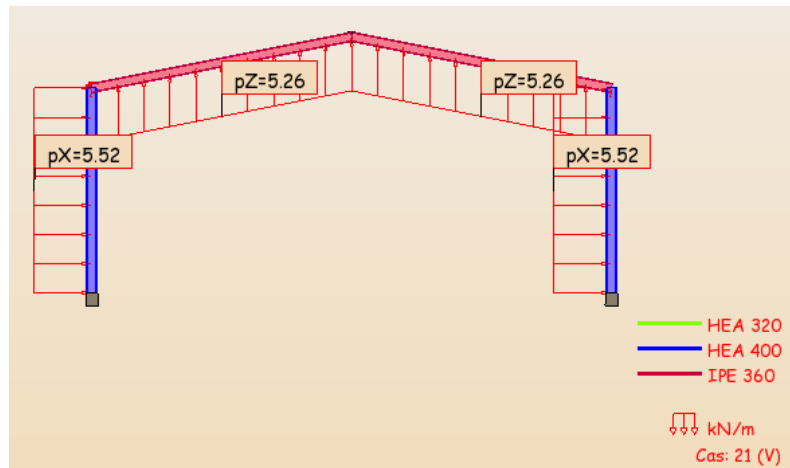
Fig VII .4 : Distribution des charges permanentes

VII.3.2 Charges climatiques:

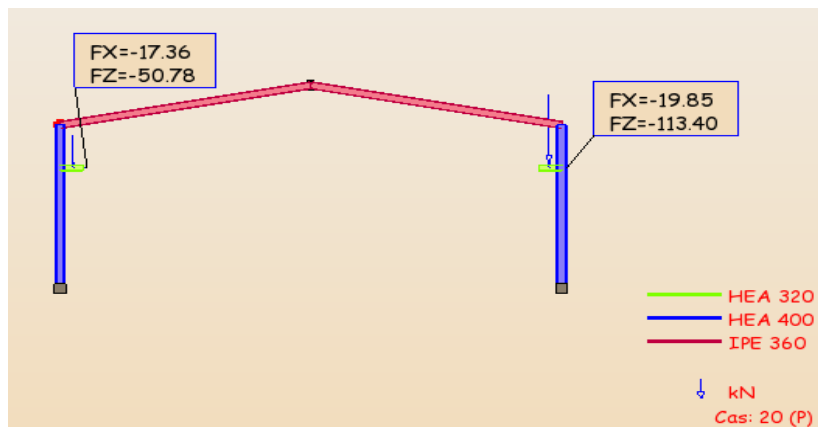
- Les charges de neige :



- Les charges du vent :



VII.3.3 Charges du pont roulant:



VII.4. Combinaisons de charges :

$$1.35G + 1.5V + 1.5 \cdot 0.6N + 1.5 \cdot 0.87P$$

$$1.35G + 1.5N + 1.5 \cdot 0.6V + 1.5 \cdot 0.87P$$

$$1.35G + 1.5P + 1.5 \cdot 0.6N + 1.5 \cdot 0.6V$$

$$G + V + 0.6N + 0.87P$$

$$G + N + 0.6V + 0.87P$$

$$G + P + 0.6N + 0.6V$$

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
8 (C)	0.6V+1.5*0.6N	raison linéaire	ELU		$1 \cdot 1.35 + 20 \cdot 1.50 + (21+7) \cdot 0.90$
9 (C)	.6V+1.5*0.87P	raison linéaire	ELU		$1 \cdot 1.35 + 7 \cdot 1.50 + 21 \cdot 0.90 + 20 \cdot 1.30$
10 (C)	.6N+1.5*0.87P	raison linéaire	ELU		$1 \cdot 1.35 + 21 \cdot 1.50 + 7 \cdot 0.90 + 20 \cdot 1.30$
11 (C)	V+0.87P+0.6N	raison linéaire	ELS		$(1+21) \cdot 1.00 + 20 \cdot 0.87 + 7 \cdot 0.60$
12 (C)	+N+0.87P+0.6V	raison linéaire	ELS		$(1+7) \cdot 1.00 + 20 \cdot 0.87 + 21 \cdot 0.60$
21 (C)	V	raison linéaire	ELS		$(18+19) \cdot 1.00$
22 (C)	+P+0.6N+0.6V	raison linéaire	ELS		$(1+20) \cdot 1.00 + (7+21) \cdot 0.60$

Tableau VII .3 : Combinaisons de charges

VII.5. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

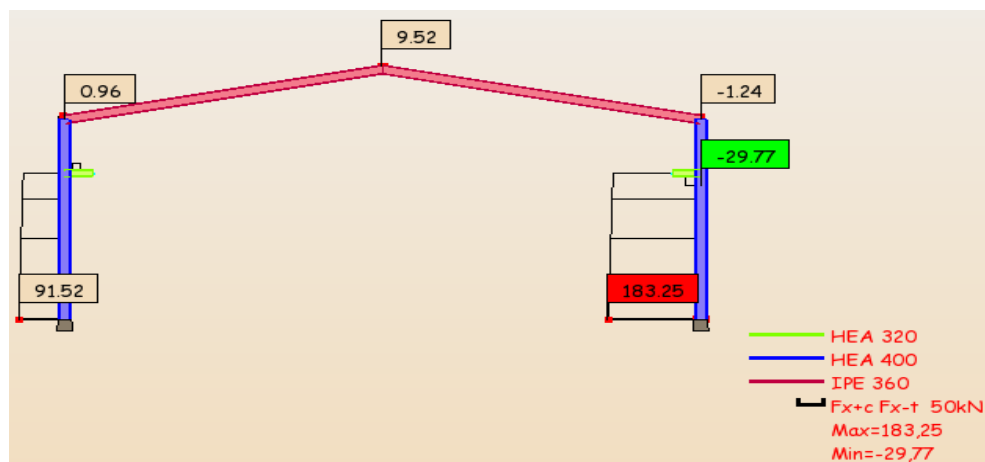


Fig VII .8 : Diagramme des efforts normaux à l'ELU

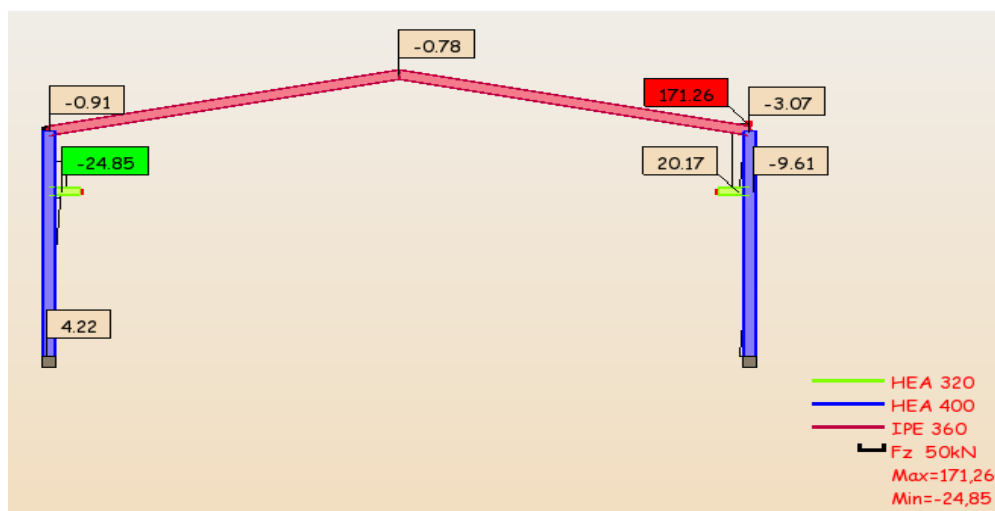


Fig VII .9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

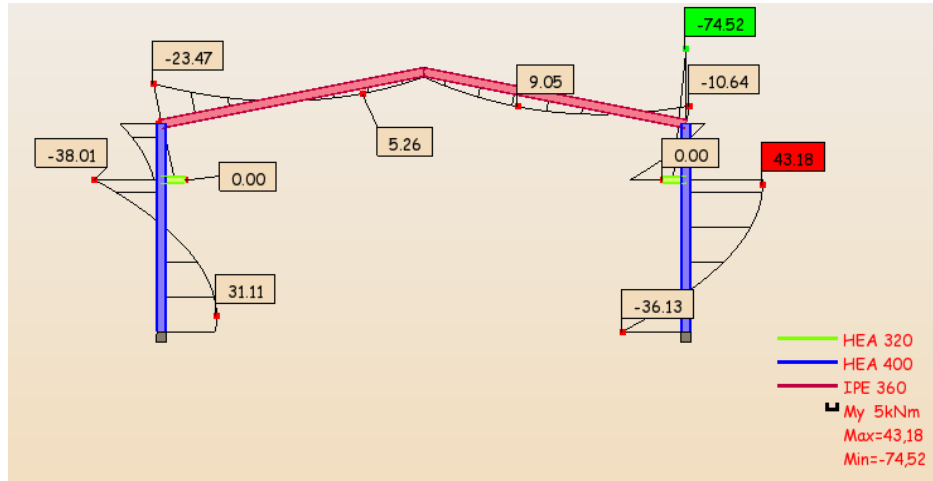


Fig VII .10 : Diagramme des moments fléchissent à l'ELU

VII.6. Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

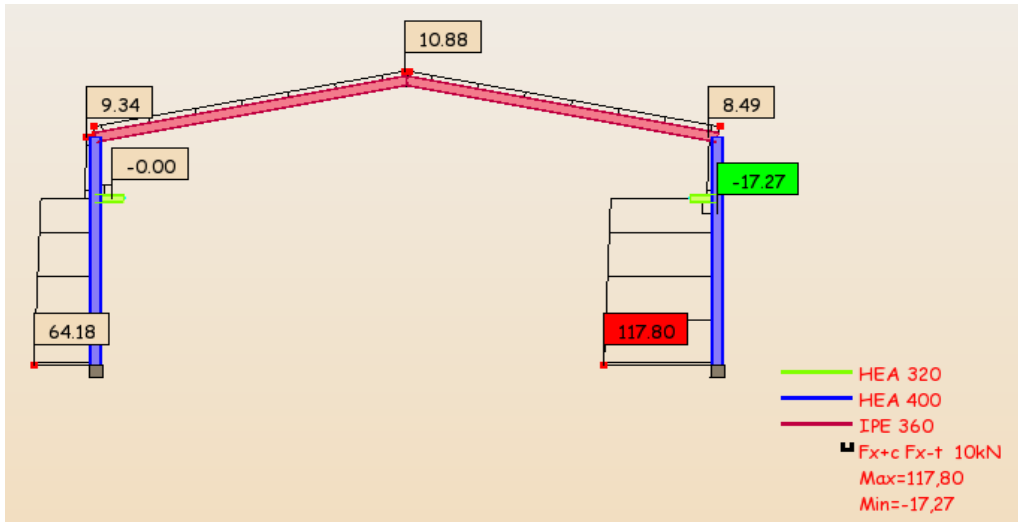


Fig VII .11 : Diagramme des efforts normaux à l'ELS

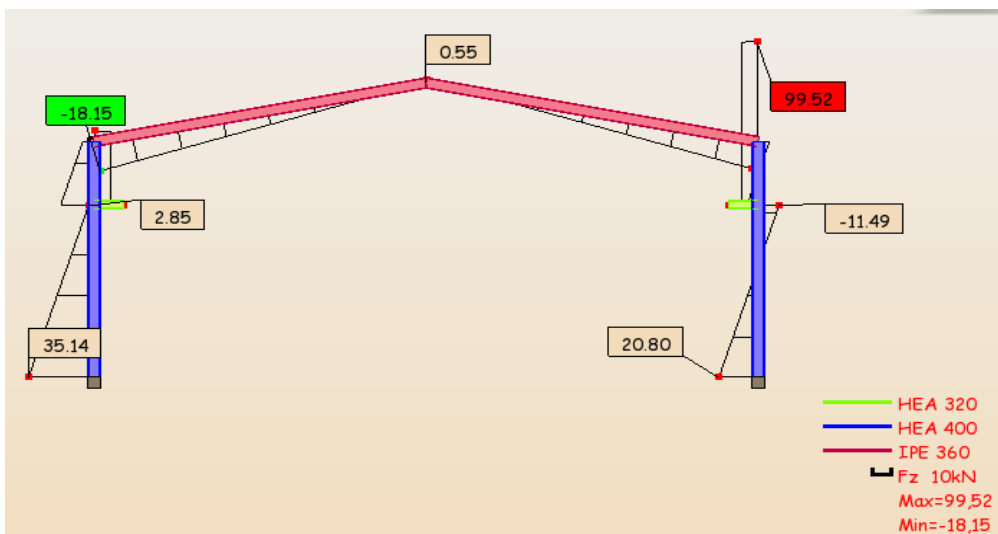


Fig VII .12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

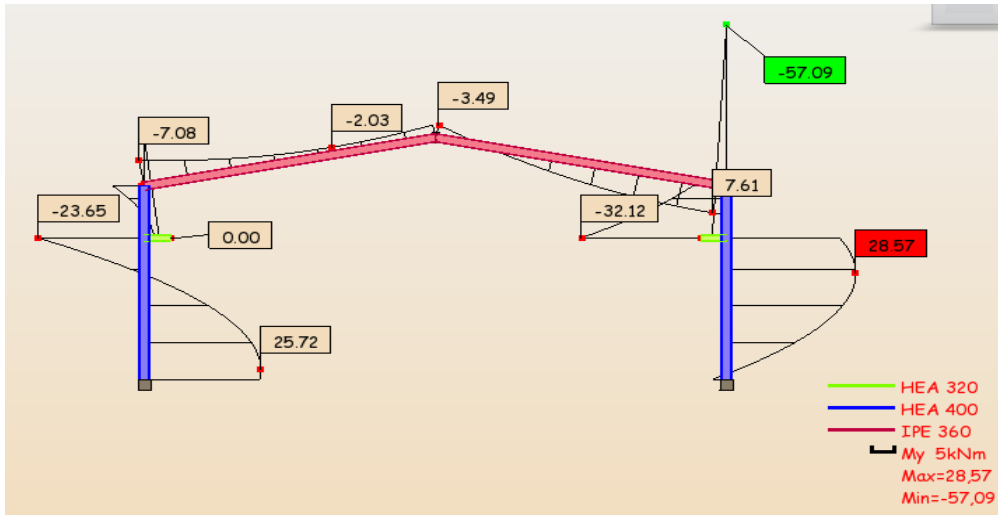


Fig VII .13 : Diagramme des moments fléchissent à l'ELS

VII.7. tableaux des résultats :

VII.7.1. Réactions extrêmes par rapport au Repère global :

	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
MAX	32,77	183,25	119,40
Noeud	3	3	3
Cas	19	8 (C)	19
MIN	-76,93	-56,35	-269,00
Noeud	1	1	1
Cas	21 (C)	21 (C)	21 (C)

Tableau VII .4 : Valeurs des réactions extrêmes globales

VII.7.2. Déplacements Extrêmes des nœuds:

	UX [cm]	UZ [cm]	RY [Rad]
MAX	3,2	5,6	0,005
Noeud	2	5	8
Cas	21 (C)	21 (C)	21 (C)
MIN	-1,8	-2,6	-0,004
Noeud	4	5	7
Cas	20	1	20

Tableau VII .5 : Valeurs des déplacements extrêmes globaux des nœuds

VII.7.3. Les Efforts extrêmes :

	FX [kN]	FZ [kN]	MY [kNm]
MAX	183,25	171,26	169,77
Barre	2	5	1
Noeud	3	6	2
Cas	8 (C)	8 (C)	21 (C)
MIN	-56,35	-48,83	-269,00
Barre	1	3	1
Noeud	1	2	1
Cas	21 (C)	21 (C)	21 (C)

Tableau VII .6 : Valeurs des efforts extrêmes globaux des nœuds.

VII.7.4. Les Contraintes extrêmes:

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S min(My) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	139,07	0,00	131,52	0,0	8,45
Barre	1	5	1	1	1
Noeud	2	7	2	1	1
Cas	10 (C)	6	10 (C)	14	10 (C)
MIN	-0,00	-123,97	0,0	-131,52	-1,14
Barre	6	1	1	1	6
Noeud	9	2	1	2	8
Cas	11 (C)	10 (C)	14	10 (C)	6

Tableau VII .7 : Valeurs des contraintes extrêmes globales

VII.7.5. Flèches extrêmes :

	UX [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	1,2
Barre	3	4
Cas	1	21 (C)
MIN	-0,0	-0,6
Barre	2	3
Cas	8 (C)	21 (C)

Tableau VII .8 : Valeurs des flèches extrêmes globales.

VII.8.Note de calcul donné par robot:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 1 Poteau_1

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 8.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5V+1.5*0.6N+1.5*0.87P 1*1.35+21*1.50+7*0.90+20*1.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 47.35 kN	My,Ed = -152.90 kN*m	
Nc,Rd = 4371.95 kN	My,Ed,max = -152.90 kN*m	
Nb,Rd = 1962.60 kN	My,c,Rd = 704.50 kN*m	Vz,Ed = 54.99 kN
	MN,y,Rd = 704.50 kN*m	Vz,c,Rd = 910.24 kN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 8.00 m	Lam_y = 0.55
Lcr,y = 8.00 m	Xy = 0.91
Lamy = 47.51	ky = 1.00



en z:

Lz = 8.00 m	Lam_z = 1.26
Lcr,z = 8.00 m	Xz = 0.45
Lamz = 109.00	kzy = 0.52

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.22 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 47.51 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 109.00 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 3.2$ cm < v_x max = L/150.00 = 5.3 cm

Vérifié

Chapitre VII : Etude du portique

Cas de charge décisif: 21 V (18+19)*1.00
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 5.3 cm
Cas de charge décisif: 21 V (18+19)*1.00

Vérfifié

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 Poteau_2
8.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 20.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5V+1.5*0.6N+1.5*0.87P 1*1.35+21*1.50+7*0.90+20*1.30

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 131.03 kN	My _{Ed} = -32.47 kN*m	
Nc,Rd = 4371.95 kN	My _{Ed,max} = -84.83 kN*m	
Nb,Rd = 1962.60 kN	My,c,Rd = 704.50 kN*m	Vz _{Ed} = 28.93 kN
	MN _{y,Rd} = 704.50 kN*m	Vz,c,Rd = 910.24 kN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 8.00 m	Lam _y = 0.55
Lcr,y = 8.00 m	X _y = 0.91
Lamy = 47.51	k _{yy} = 1.01



en z:

L _z = 8.00 m	Lam _z = 1.26
Lcr,z = 8.00 m	X _z = 0.45
Lamz = 109.00	k _{zy} = 0.52

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
My_{Ed}/My_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda_y = 47.51 < Lambda_{max} = 210.00 Lambda_z = 109.00 < Lambda_{max} = 210.00 STABLE
N_{Ed}/(X_y*N_{Rk}/gM1) + k_{yy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) = 0.15 < 1.00 (6.3.3.(4))
N_{Ed}/(X_z*N_{Rk}/gM1) + k_{zy}*My_{Ed,max}/(XLT*My_{Rk}/gM1) = 0.13 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé

Chapitre VII : Etude du portique



Déplacements

$v_x = 1.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 21 V (18+19)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 21 V (18+19)*1.00

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 3 Poutre_3

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5V+1.5*0.6N+1.5*0.87P 1*1.35+21*1.50+7*0.90+20*1.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=17.0 cm

Ay=48.84 cm²

Az=35.14 cm²

Ax=72.73 cm²

tw=0.8 cm

Iy=16265.60 cm⁴

Iz=1043.45 cm⁴

Ix=37.49 cm⁴

tf=1.3 cm

Wply=1019.15 cm³

Wplz=191.10 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -17.72 kN

My,Ed = 104.45 kN*m

Nt,Rd = 2000.08 kN

My,pl,Rd = 280.27 kN*m

My,c,Rd = 280.27 kN*m

Vz,Ed = -30.42 kN

MN,y,Rd = 280.27 kN*m

Vz,c,Rd = 557.89 kN

Mb,Rd = 171.25 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 247.26 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.58

Lcr,upp=10.20 m

Lam_LT = 1.06

fi,LT = 1.19

XLT,mod = 0.61

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nt,Rd = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$My,Ed/My,c,Rd = 0.37 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.05 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed/Mb,Rd = 0.61 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES

Chapitre VII : Etude du portique



Flèches

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 21 V (18+19)*1.00

$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 21 V (18+19)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 4 Poutre_4
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5V+1.5*0.6N+1.5*0.87P 1*1.35+21*1.50+7*0.90+20*1.30

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=17.0 cm

Ay=48.84 cm²

Az=35.14 cm²

Ax=72.73 cm²

tw=0.8 cm

Iy=16265.60 cm⁴

Iz=1043.45 cm⁴

Ix=37.49 cm⁴

tf=1.3 cm

Wply=1019.15 cm³

Wplz=191.10 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -17.33 kN

My,Ed = 84.83 kN*m

Nt,Rd = 2000.08 kN

My,pl,Rd = 280.27 kN*m

My,c,Rd = 280.27 kN*m

Vz,Ed = -28.49 kN

MN,y,Rd = 280.27 kN*m

Vz,c,Rd = 557.89 kN

Mb,Rd = 151.14 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 200.21 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.52

Lcr,upp=10.20 m

Lam_LT = 1.18

fi,LT = 1.33

XLT,mod = 0.54

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.30 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.56 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Chapitre VII : Etude du portique

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 21 V (18+19)*1.00

$u_z = 1.2 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 5.1 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 21 V (18+19)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 5 Barre_5

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1.35G+1.5P+1.5*0.6V+1.5*0.6N 1*1.35+20*1.50+(21+7)*0.90

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 320

h=31.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=104.12 cm²

Az=41.14 cm²

Ax=124.37 cm²

tw=0.9 cm

Iy=22928.60 cm⁴

Iz=6985.24 cm⁴

Ix=108.43 cm⁴

tf=1.6 cm

Wply=1628.09 cm³

Wplz=709.74 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = -29.77 kN

M_{y,Ed} = -85.57 kN*m

N_{t,Rd} = 3420.18 kN

M_{y,pl,Rd} = 447.72 kN*m

M_{y,c,Rd} = 447.72 kN*m

V_{z,Ed} = 171.26 kN

M_{N,y,Rd} = 447.72 kN*m

V_{z,c,Rd} = 653.11 kN

M_{b,Rd} = 447.72 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

M_{cr} = 47325.04 kN*m

Courbe_{LT} -

XLT = 1.00

L_{cr,low} = 0.90 m

Lam_{LT} = 0.10

fi_{LT} = 0.47

XLT_{mod} = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.26 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.19 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Chapitre VII : Etude du portique

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 0.4 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: $21 \text{ V} (18+19)*1.00$

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 0.4 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: $22 \text{ G}+0.6\text{N}+0.6\text{V} (1+20)*1.00+(7+21)*0.60$



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 6 Barre_6

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} =$

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $8 \text{ 1.35G}+1.5\text{P}+1.5*0.6\text{V}+1.5*0.6\text{N} = 1*1.35+20*1.50+(21+7)*0.90$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 320

$h=31.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=104.12 \text{ cm}^2$	$A_z=41.14 \text{ cm}^2$	$A_x=124.37 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$I_y=22928.60 \text{ cm}^4$	$I_z=6985.24 \text{ cm}^4$	$I_x=108.43 \text{ cm}^4$
$tf=1.6 \text{ cm}$	$W_{ply}=1628.09 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=709.74 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 26.04 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -38.61 \text{ kN*m}$	
$N_{c,Rd} = 3420.18 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -38.61 \text{ kN*m}$	
$N_{b,Rd} = 3420.18 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 447.72 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 77.33 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 447.72 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 653.11 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 447.72 \text{ kN*m}$	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 47384.84 \text{ kN*m}$	Courbe,LT -	$XLT = 1.00$
$L_{cr,low}=0.90 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.10$	$f_i,LT = 0.46$	$XLT,mod = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{z,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérfié

$$\text{Cas de charge décisif: } 21 \text{ V } (18+19) \cdot 1.00$$

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérfié

$$\text{Cas de charge décisif: } 22 \text{ G+P+0.6N+0.6V } (1+20) \cdot 1.00 + (7+21) \cdot 0.60$$



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

Conclusion :

D'après les calculs les profils adoptés sont :

- ✓ Pour les poteaux **HEA 400.**
- ✓ Pour les traverses **IPE360.**

VIII. Introduction :

Les assemblages constituent les dispositifs permettant de réunir et de solidariser les pièces d'une structure. Ils doivent assurer la transition et la répartition des divers efforts et sollicitations entre les pièces assemblées. Les assemblages ne doivent en aucun cas constituer le point faible de la structure

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage

VIII.1. Calcul des assemblages par boulons :

Il existe deux types de boulons

- Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement () entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

VIII.2.1. Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

- L'assemblage poteau – traverse - Comme le montre le schéma ci-après, la liaison poteau traverse est assurée par un assemblage boulonné reliant la platine soudée sur l'extrémité de la traverse à la semelle du poteau L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Sachant que la poutre et le jarret sont en HEA 450 et le poteau en HEA400,

On vérifie l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes :

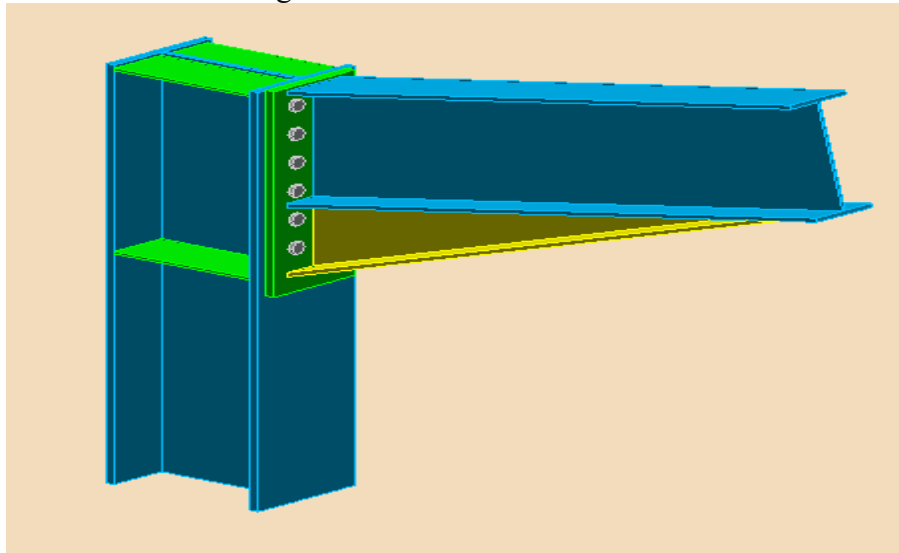


Fig VIII.1: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

$M_{max} = -104.45 \text{ KN.m}$; $V_{sd} = -33.30 \text{ KN}$; $N_{sd} = 11.41 \text{ KN}$

1. La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm, La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

Les composants de l'assemblage

- Poteau HEA400
- Traverse IPE360.
- Jarret IPE360.
- Platine 650× 250× 20

2. Disposition des boulons :

L'Eurocode 3 donne les valeurs limites suivantes :

$$1.2d_0 \leq e_1 ; \rho_1 \geq 2.2d_0 \qquad 1.5d_0 \leq e_2 ; \rho_2 \geq 3d_0$$

Avec :

d_0 : diamètre de trou.

$d_0 = d + 2\text{mm}$ pour les boulons $16\text{mm} \leq \varphi \leq 24\text{mm}$.

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

$$e_1 \leq 1.2 \times 22 = 26.4\text{mm} \quad , \quad e_1 = 60\text{mm} ; \rho_1 \leq 2.2 \times 22 = 48.4\text{mm} \quad , \quad \rho_1 = 90\text{mm}$$

$$e_2 \leq 1.5 \times 22 = 33\text{mm} \quad , \quad e_2 = 65\text{mm} ; \rho_2 = 3 \times 22 = 66\text{mm} \quad , \quad \rho_2 = 120\text{mm}$$

La platine utilisé est :

650x250x20

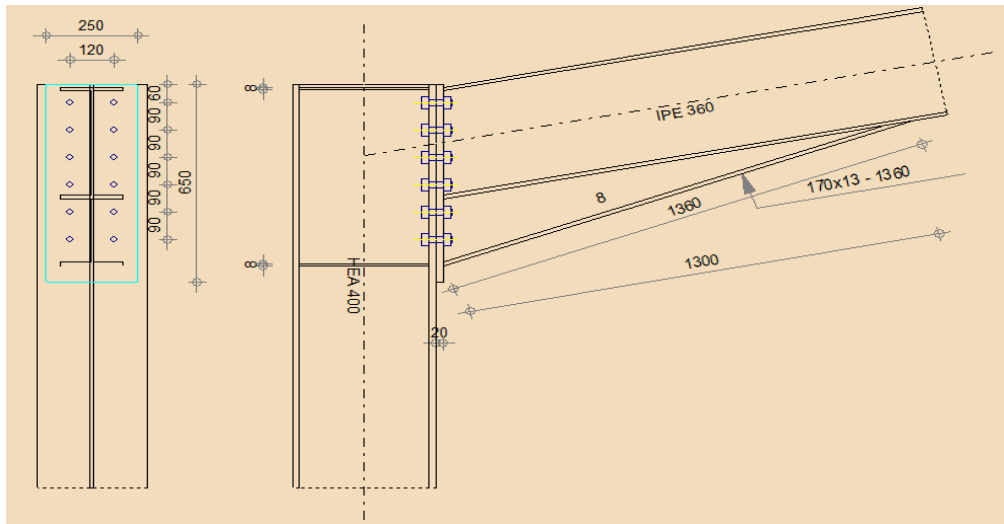


Fig VIII.2: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

Vérification de la résistance à la flexion

- Hauteur de la partie comprimée

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

pour **IPE360** :

$$t_f = 12.7 \text{ mm} \quad ; \quad t_w = 8 \text{ mm} \quad ; \quad b = 170 \text{ mm}$$

$$x = 12.7 \sqrt{\frac{170}{8}} = 58.5 \text{ mm}$$

Avec :

$$d_1 = 590 \text{ mm}, \quad d_2 = 500 \text{ mm}, \quad d_3 = 410 \text{ mm},$$

$$d_4 = 320 \text{ mm}, \quad d_5 = 230 \text{ mm},$$

3. Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \rightarrow \quad N_i = \frac{M_{Rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

N_1 : Effort max de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{N_{Ep} \sum d_i^2}{d_1}$$

n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_f = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20mm :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ KN pour un boulon}$$

b) Vérification à la résistance de l'assemblage

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$\sum d_i^2 = (230^2 + 320^2 + 410^2 + 500^2 + 590^2) = 921500 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 921500 \times 10^{-3}}{590} = \text{KN/m}$$

$$M_{sd} = 104.45 \text{ KN/m} < M_{Rd} = 535.72 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

4. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{33.30}{12} = 2.8 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$$

$K_s = 1.0$: trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$: un plan de frottement

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

F_p : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{Rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 2.8 \text{ KN} < V_{Rd} = 41.16 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

5. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

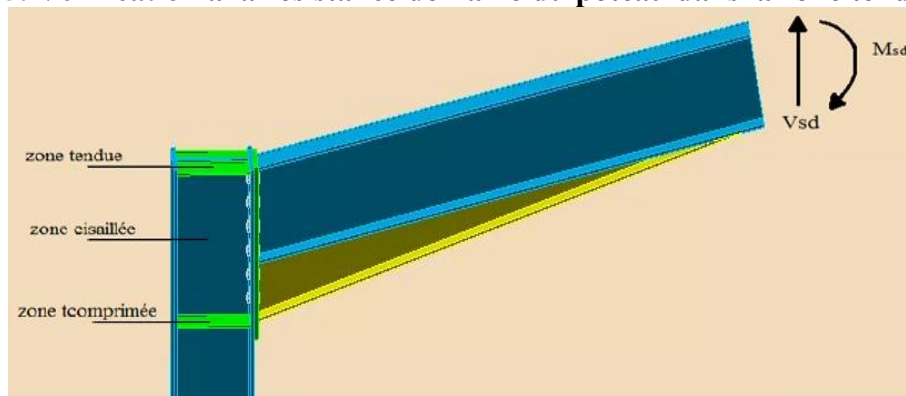


Fig VIII.3: Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Les raidisseurs utilisés sont des raidisseurs de 8mm

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

Il faut vérifier que :

a) Résistance à la traction :

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

Avec : $F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$F_{t,Rd}$: résistance de l'âme du poteau à la traction

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau

b_{eff} : entre-axe des boulons ($p = 80\text{mm}$)

$$F_{t,Rd} = 1.15 \times 30 \times \frac{27.5}{1.1} = 862.5$$

b) Efforts de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{104.45}{0.360 - 0.0127} = 300.74$$

VIII.2.2. Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

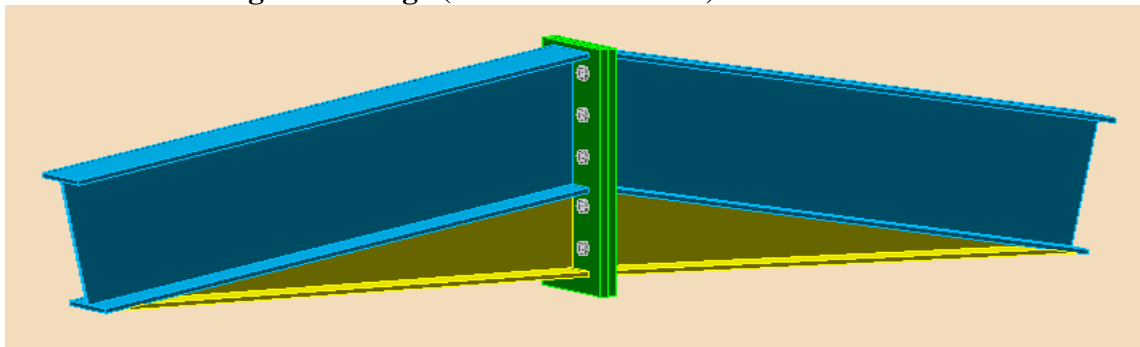


Fig VIII.4: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

$M_{max} = 44.15 \text{ KN.m}$; $V_{sd} = -0.98 \text{ KN}$; $N_{sd} = 11.41 \text{ KN}$

1. Disposition des boulons :

L'Eurocode 3 donne les valeurs limites suivantes :

$$1.2d_0 \leq e_1 ; \rho_1 \geq 2.2d_0 \qquad 1.5d_0 \leq e_2 ; \rho_2 \geq 3d_0$$

Avec :

d_0 : diamètre de trou.

$d_0 = d + 2\text{mm}$ pour les boulons $16\text{mm} \leq \varphi \leq 24\text{mm}$.

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

$$e_1 \leq 1.2 \times 22 = 26.4\text{mm} , e_1 = 70 \text{ mm} ; \rho_1 \leq 2.2 \times 22 = 48.4\text{mm} , \rho_1 = 110\text{mm}$$

$$e_2 \leq 1.5 \times 22 = 33\text{mm} , e_2 = 75 \text{ mm} ; \rho_2 = 3 \times 22 = 66\text{mm} , \rho_2 = 130 \text{ mm}$$

La platine utilisé est :

650x280x20

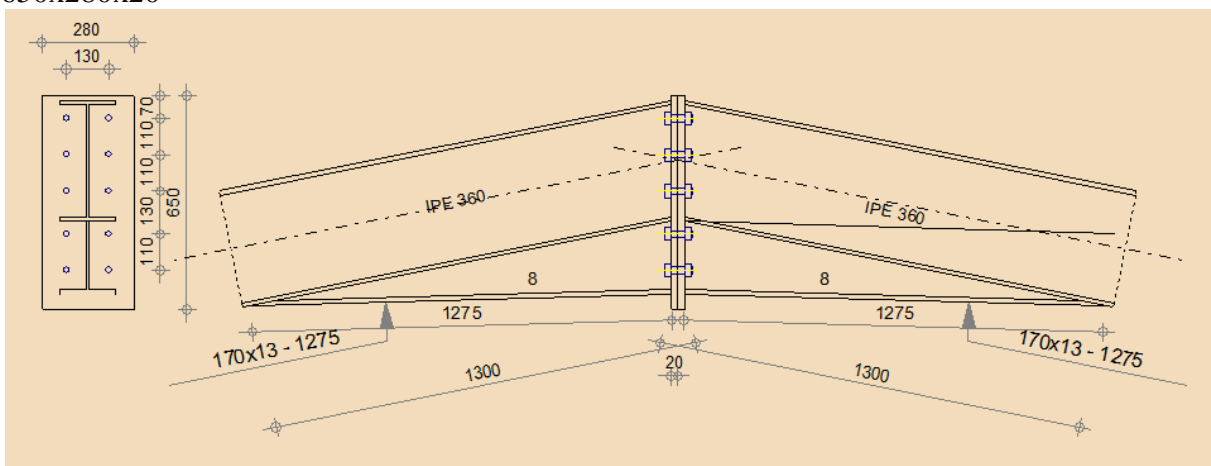


Fig VIII.5: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

Vérification de la résistance à la flexion

Pour IPE360 :

$$t_f = 12.7 \text{ mm} ; t_w = 8 \text{ mm} ; b = 170 \text{ mm}$$

$$x = 107.26 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } d_1 = 580 \text{ mm}, d_2 = 470 \text{ mm}, d_3 = 360 \text{ mm}, d_4 = 230 \text{ mm},$$

2. Effort de précontrainte dans le boulon

$$F_p = 0.7 f_{ub} \times A_z$$

$$F_p = 171.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ Pour un boulon.}$$

3. Moment résistant effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{N_{Ep} \sum d_i^2}{d_1}$$

n = est le nombre de boulon dans une rangée horizontale $\rightarrow n=2$

$$\sum d_i^2 = (230^2 + 360^2 + 470^2 + 580^2) = 739800 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 739800 \times 10^{-3}}{580} = 437.5 \text{ KN/m}$$

4. Vérification de la résistance de l'assemblage :

$$M_{sd} = 44.15 \text{ KN/m} < M_{Rd} = 437.5 \text{ KN/m} \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

5. Vérification de la résistance au cisaillement :

Effort résistant par boulon :

$$V_{Rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{f_y}{\gamma_{Mo}}$$

$$K_s = 1.0 \quad \text{Trou normal (Art. 6.5.8.1 – EC3)}$$

$$m = 1 \quad \text{un plan de frottement}$$

$$\mu = 0.4 \quad \text{coefficient de frottement classe b (Art. 6.5.8.3 – EC3)}$$

$$F_p = 171.5 \text{ KN} \quad \text{force de précontrainte par boulon}$$

$$V_{Rd} = 0.4 \times \frac{171.5}{1.25} = 54.88 \text{ KN}$$

6. Effort tranchant par boulon :

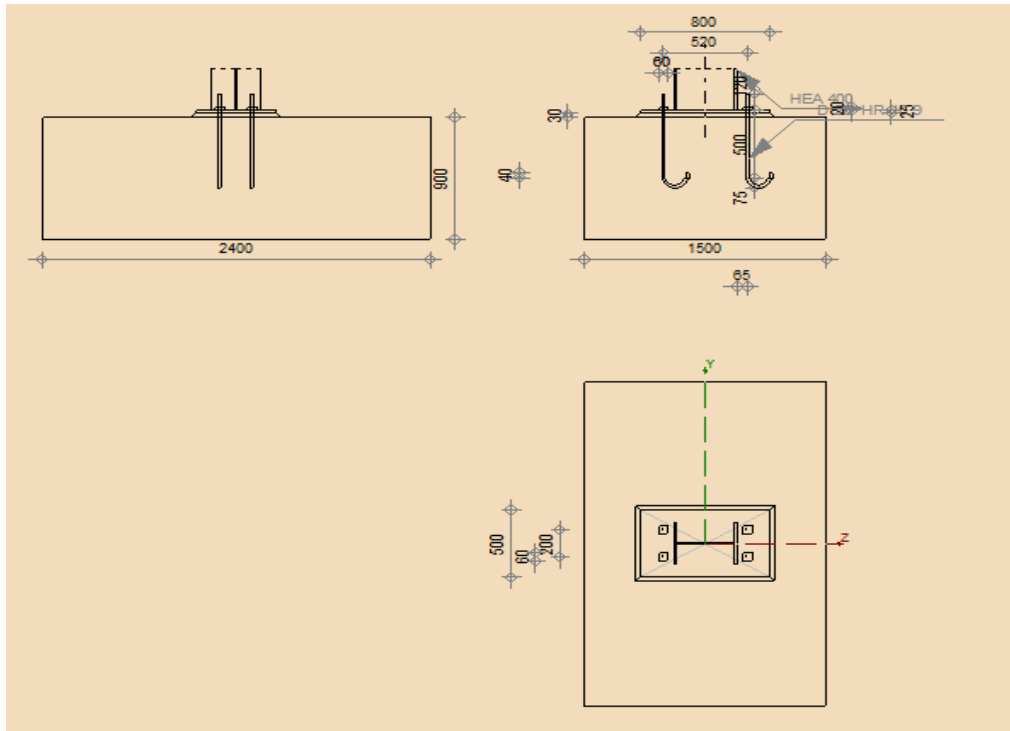
$$V_{pb} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{0.98}{10} = 0.098 \text{ KN}$$

$$V_{pb} = 0.098 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 54.88 \quad \rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

VIII.2.3. Assemblage des pieds de poteaux :

1. Efforts sollicitant :

Dans notre structure on a les poteaux en **HEA400**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :



FigVIII.6 : Détails sur l'assemblage pied de poteau .

$M_{sd} = 36.13 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = -28.07 \text{ kN}$

$N_{sd} = -171.39 \text{ kN}$

2. Vérification de la plaque d'assise (platine) :

Les plaques d'assise sont formées par des platines en acier grade S275-JR de dimensions 800x500x25mm.

On doit vérifier que : $\sigma \leq \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b$ = est la contrainte admissible du béton = 25 MPa

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{a \times b} + \frac{M_{sd}}{I} \times \vartheta = \frac{36.13 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.5} + \frac{171.39 \times 10^{-3}}{\frac{0.5 \times 0.8^3}{12}} \times \frac{0.6}{2} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc :

2.58 MPa < 25 MPa → on opte pour la platine (800x500x25)

7. Vérification des tiges d'ancrage :

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

$$F_{\text{and.Rd}} = \pi \times \varnothing \times f_{bd} \times (l_1 + 6.4r + 3.5L_2)$$

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ MPa}$$

avec : $\varnothing = 24$, $r = 3\varnothing = 72 \text{ mm}$,

$L_1 = 20\varnothing = 480 \text{ mm}$, $L_2 = 2\varnothing = 48 \text{ mm}$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ est la résistance du béton à la compression

$\gamma_c = 1.5$ est un coefficient de sécurité partiel

$$F_{\text{and.Rd}} = 3.14 \times 0.02 \times 1.2 \times 10^3 \times (0.40 + 6.4 \times 0.06 + 3.5 \times 0.04) =$$

On doit vérifier que :

$$\frac{183.25}{4} \leq F_{\text{and.Rd}} ; 4 \text{ est le nombre de boulons qui reprennent l'effort de traction}$$

$$N = \text{Max} (N_1 ; N_2)$$

Avec :

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

$N_1 = 183.25$ KN est l'effort de soulèvement maximum causé par le vent.

N_2 : est l'effort de traction induit par le moment fléchissant et l'effort normal maximum



$$N_2 = \frac{M_{sd}}{l} \times \vartheta \times \frac{a \times b}{4} - \frac{N_{sd}}{a \times b} \times \frac{a \times b}{2}$$
$$N_2 = \frac{3.61}{0.0213} \times 0.3 \times \frac{0.8 \times 0.5}{4} - \frac{183.25}{0.8 \times 0.5} \times \frac{0.8 \times 0.5}{2} = 69.63 \text{ KN}$$

$$N = N_1 = 183.25 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{4} = \frac{183.25}{4} = 45.8 \text{ KN} \leq F_{\text{and.Rd}} = 100.27 \text{ KN}$$

Les notes de calculs :

Note de calcul poteau / traverse :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,30
---	--	---

GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 2
Barres de la structure: 1, 3

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 1
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 360
Barre N°: 3
 $\alpha = 11,3$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = HV 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 211,68$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_b = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 120$ [mm]
Entraxe $p_i = 90; 90; 90; 90; 90$ [mm]

PLATINE

$h_p = 650$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 250$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 220$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 2400$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 16,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E28
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E28
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E28
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme
 $a_t = 15$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 9$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{rd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 10: 1.35G+1.5V+1.5*0.6N+1.5*0.87P 1*1.35+21*1.50+7*0.90+20*1.30

$M_{b1,Ed} = -104,45$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -33,30$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

$M_{b1,Ed} = -104,45$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = 11,41$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} = 2000,08$ [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]
 $V_{cb,Rd} = 837,33$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)
 $M_{b,pl,Rd} = 280,27$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{cb,Rd} = 528,26$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $F_{c,fb,Rd} = 920,51$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

$V_{wp,Ed} = -227,17$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]
 $V_{wp,Rd} = 847,40$ [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]
 $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,27 < 1,00$ **vérifié** (0,27)
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1165,35$ [kN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 211,68$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 348,11$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 2000,08$ [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	494	386,81	402,95	569,77	386,81	625,16	423,36	696,23
2	404	236,66	398,88	569,77	376,33	581,95	423,36	696,23
3	314	159,34	398,88	569,77	376,33	581,95	423,36	696,23
4	224	64,59	398,88	569,77	376,33	581,95	423,36	696,23
5	134	-	398,88	569,77	376,33	581,95	423,36	696,23
6	44	-	423,36	569,77	376,33	581,95	423,36	696,23

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$
 $M_{j,Rd} = 350,79$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]
 $M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,30 < 1,00$ **vérifié** (0,30)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd} = 528,17$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]
 $V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,06 < 1,00$ **vérifié** (0,06)

RESISTANCE DES SOUDURES

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $64,06 < 381,18$ **vérifié** (0,17)
 $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $62,24 < 381,18$ **vérifié** (0,16)
 $\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ $32,03 < 291,60$ **vérifié** (0,11)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

$S_{j,ini} = 86733,31$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]
 $S_j = 86733,31$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 26795,55$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} = 1674,72$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT



REMARQUES

Pince du boulon trop grande.

140 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,30
--	-------	------

Note de calcul traverse / traverse :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,13
---	--	---

GENERAL

Assemblage N°: 2
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 5
Barres de la structure: 3, 4

GEOMETRIE

COTE GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 360
Barre N°: 3
 $\alpha = -168,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

COTE DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 360
Barre N°: 4

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

$\alpha = -11,3$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 211,68$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 130$ [mm]

Entraxe $p_i = 110; 110; 130; 110$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 650$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 280$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{ypr} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 170$ [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 220$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 2400$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = -6,1$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER E28

$f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme

$a_f = 15$ [mm] Soudure semelle

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 10: $1.35G+1.5V+1.5*0.6N+1.5*0.87P$ $1*1.35+21*1.50+7*0.90+20*1.30$

$M_{b1,Ed} = 44,15$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -0,98$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 11,41$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

RESISTANCES DE LA POUTRE

$N_{tb,Rd} = 2000,08$	[kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd} = 837,33$	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)
$M_{b,pl,Rd} = 280,2$	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} = 522,4$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 909,9$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} = 759,6$	[kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 211,68$	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 366,44$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$			
$N_{j,Rd} = 2000,08$	[kN]	Résistance de l'assemblage à la traction	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,01 < 1,00$	vérifié (0,01)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	526	423,36	-	-	423,36	702,45	423,36	732,87
2	416	249,98	-	-	378,07	653,45	423,36	732,87
3	306	86,34	-	-	378,07	653,45	423,36	732,87
4	176	-	-	-	378,07	653,45	423,36	732,87
5	66	-	-	-	378,07	653,45	423,36	732,87

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$			
$M_{j,Rd} = 352,79$	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,13 < 1,00$	vérifié (0,13)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd} = 457,13$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$		$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)

RESISTANCE DES SOUDURES

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$19,24 < 381,18$	vérifié	(0,05)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$17,02 < 381,18$	vérifié	(0,04)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	$9,62 < 291,60$	vérifié	(0,03)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$S_{j,ini} = 341835,74$	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_j = 341835,74$	[kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.			
$S_{j,rig} = 26795,55$	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 1674,72$	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE			

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,13

Note de calcul pied de poteau :



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

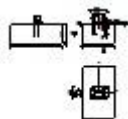
Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings on concrete



Ratio
0,15



GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 3
Barres de la structure: 2

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400
Barre N°: 2
 $L_c = 8,00$ [m] Longueur du poteau
Matériau: ACIER E28

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 800$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER E28
 $f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 520$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 200$ [mm]

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L =	1500	[mm]	Longueur de la semelle
B =	2400	[mm]	Largeur de la semelle
H =	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25		
$f_{ck} =$	25,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
---------	----	------	-------------------------------------

EFFORTS

Cas: 9: 1.35G+1.5N+1.5*0.6V+1.5*0.87P 1*1.35+7*1.50+21*0.90+20*1.30

$N_{j,Ed} =$	-171,39	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,z} =$	-28,07	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	36,13	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

c =	47	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	33,33	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	3905,24	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	1498,90	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} =$	704,50	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	371	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	1898,91	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	3905,24	[kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	1498,90	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{t,Rd,s1} =$	179,93	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s2} =$	183,75	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$				
$F_{t,Rd,s} =$	179,93	[kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} =$	84,61	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
----------------	-------	------	---	-----------------------

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$N_{Rk,c}^0 = 419,2$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]
 $= 6$]

$F_{t,Rd,c} = 129,1$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $= 5$]

FENDAGE DU BETON

$N_{Rk,c}^0 = 419,26$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 177,48$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 84,61$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 169,22$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 169,22$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,04 < 1,00$ **vérifié** (0,04)

$M_{j,Rd,y} = 299,02$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,z} = 405,00$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 74,80$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 32,77$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$F_{v,Rd,cp} = 258,29$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

$F_{v,Rd,c,z} = 405,95$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 51,42$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 182,48$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,15 < 1,00$ **vérifié** (0,15)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 15,70$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 15,70$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = 0,00$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = -3,99$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1) $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1) $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 25$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,y} = 11$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

Chapitre VIII: Calcul des assemblages

$\lambda_{0,y} =$	0,55	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	238940,63 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	354921,53 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

REMARQUES

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

40 [mm] < 100 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,15

- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons conclu qu'un assemblage approprié assure la transmission des efforts entre les éléments de la structure et homogénéise d'avantage la structure.

Chapitre IX : Calcul des fondations

IX. Introduction :

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise.

Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible. Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau, d'où la nécessité de leurs conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

1. Charges à considérer :

Les efforts maximum résultants du logiciel robot pour la fondation la plus défavorable sont :

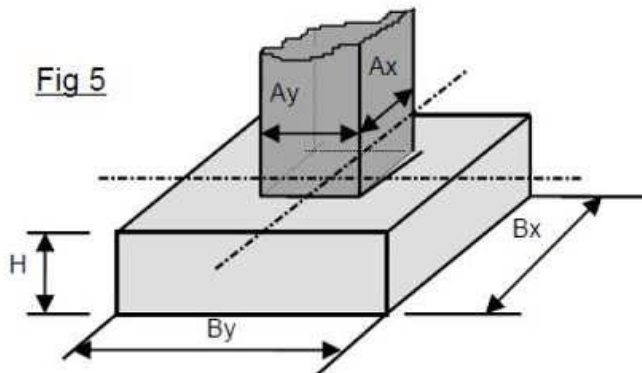
$$M_{sd} = 36.13 \text{ KN.m} \quad M_{\max} = M_{\text{cor}} + M_{\text{exc}} = 36.13 + 28.07 \times 1 = 64.2$$

$$N_{sd} = -171.39 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = -28.07 \text{ KN}$$

Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol d'assise de notre ouvrage est :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$



Vérification de la contrainte du sol :

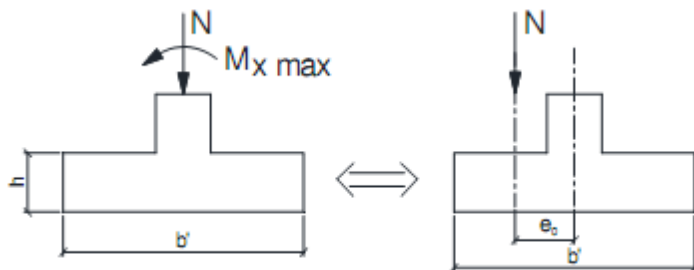
$$A_y = 0.3 \text{ m}, A_x = 0.4 \text{ m}, B_y = 1.5 \text{ m}, B_x = 2.40 \text{ m}$$

$$h = 0.9 \text{ m}$$

2. Calcul de l'excentricité :

Lorsqu'un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l'effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0 .

$$e_0 = \frac{64.2}{171.39} = 0.37 \text{ m}$$



3. Vérification des contraintes :

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

Chapitre IX : Calcul des fondations

La relation suivante doit donc être vérifiée : $e_0 \leq \frac{B_x}{6} \rightarrow 0.37 < 0.4 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc : il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\hat{a} \times \hat{b}} \times \left(1 + \frac{6e_0}{\hat{b}}\right) = \frac{N}{B_y \times B_x} \times \left(1 + \frac{6e_0}{B_x}\right) = \frac{171.39}{1.5 \times 2.4} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.37}{2.4}\right) = 91.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 91.64 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : Les contraintes dans le sol sont vérifiées.

IX.1. Ferrailage de la fondation :

Pour notre cas, nous choisissons d'utiliser la méthode des consoles qui consiste à considérer la fondation comme une console libre retenue par le poteau et chargée par la réaction du sol.

$$M_{\max} = \frac{l^2 \times p}{2} = \frac{l^2 \times \sigma_{\max}}{2} = \frac{1.2^2 \times 91.64}{2} = 65.98 \text{ KN.m}$$

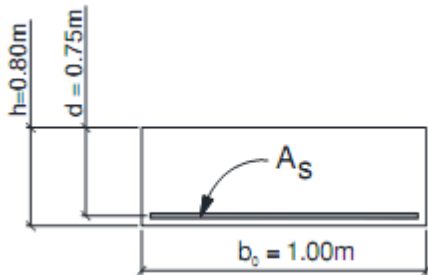
1. Détermination des armatures :

Le calcul des armatures sera fait à l'ELS avec une fissuration préjudiciable.

Etat limite de compression de béton : $\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Etat limite d'ouverture de fissures : $\sigma_s = 25 \text{ MPa}$

$$\overline{\alpha}_{\text{rb}} = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{\text{bc}}}{\overline{\sigma}_s + \overline{\sigma}_{\text{bc}} \times 15} = 0.9$$



$$M_{\text{rb}} = 0.5 \overline{\alpha}_{\text{rb}} \times \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_{\text{rb}}}{3}\right) b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

$$M_{\text{rb}} = 0.5 \times 0.9 \times \left(1 - \frac{0.9}{3}\right) 1 \times 0.75^2 \times 15$$

$$M_{\text{rb}} = 2.66 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

Donc : les armatures comprimées sont nulles $A's = 0$

$$\mu_s = \frac{M_{\text{ser}}}{b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_s} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times \overline{\sigma}_s} = \frac{65.98}{1 \times 0.75^2 \times 25} = 4.69$$

$$\overline{Z}_{\text{rb}} = \frac{15}{16} \times d \times \frac{40\mu_s + 1}{50\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 0.75 \times \frac{40 \times 4.69 + 1}{50 \times 4.69 + 1} = 0.56$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\overline{Z}_{\text{rb}} \times \overline{\sigma}_s} = \frac{65.98}{0.56 \times 25} = 4.71$$

2. Condition de non fragilité :

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_s = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{1 \times 0.75 \times 2.1}{400} = 9.05 \text{ cm}^2$$

f_{t28} : est la force de traction du béton à 28 jours égale à 2.10 MPa

$f_e = 400 \text{ MPa}$

Chapitre IX : Calcul des fondations

Conclusion :

- Nous choisissons pour la nappe intérieure des HA20 espacés tous les 18 cm soit une section d'armature $A_s = 9.05 \text{ cm}^2$
- Pour la nappe supérieure, on prend des armatures en HA14 espacée tous les 20 cm pour éviter la fissuration de retrait.

IX.2. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$

Avec :

N : effort normal maximal ; $N = -171.39 \text{ KN}$

α : Coefficient fonction de la zone sismique = 10

$$F = \frac{171.39}{10} = 17.139$$

Armature longitudinales en traction simple :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{17.139}{400 \times 10^3} 10^4 = 0.4$$

Condition de non fragilité :

$$A_s = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

$$A_s = 0.23 \times 0.4 \times 0.57 \times \frac{2.1}{400} = 2.75 \text{ cm}^2$$

1. ferrailage minimum selon le RPA / version 2003 :

$$A_{s\min} = 0.006 \times b \times h \times 10^4 = 0.006 \times 0.4 \times 0.6 = 14.4 \text{ cm}^2$$

Donc :

On opte pour $8\text{HA}16 = 20.10 \text{ cm}^2$ comme armatures longitudinales des longrines.

2. Armature transversales :

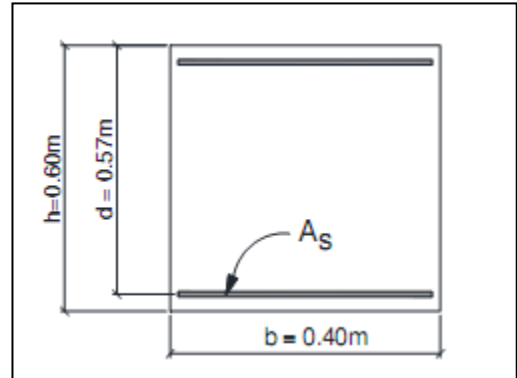
La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$A_{t\min} \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{F_e} = \frac{0.4 \times 1 \times 15}{400} = 0.015$$

Avec :

S_t est l'espacement des armatures transversales pris égale à 15cm.

On va prendre HA8 comme cadres pour les longrines avec un espacement de 15 cm.



Remarque :

Le RPA exige de calculer les longrines comme un élément qui travaille en traction, lorsqu'on a des longrines de grande portée l'effet de flexion devient assez grand, à cet effet il faut mettre un appui (des plots) à mi-portée de la longrine.

Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche, il permet aussi de mettre en pratique ces connaissances notamment en étudiant un cas réel de structure métallique.

La complexité du travail de recherche nous a permis d'avoir une approche globale sur la façon de concevoir et de dimensionner une structure métallique y compris la partie pont roulant, assemblages et fondations, et de se familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique tel que **l'Eurocodes3, le CCM97, le RNV99, le RPA99, le CTICM.**

L'utilisation du **logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs et d'avoir une meilleure approche de la réalité.

Par ailleurs cette recherche nous a conduits à certaines conclusions :

- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques.
- La vérification du cadre de l'instabilité est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventements (palées de stabilité et poutre au vent) dans le comportement global de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour ce la tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques.
- Le poids léger de la structure permet d'économiser sur les fondations et cela en utilisons des fondations superficielle types semelle isolées, ce qui signifie que de grandes structures peuvent être construites sur des sols à faible capacité portante. de construire des ouvrages importants sur des sols ayant une faible capacité portante.

Enfin, notre objectif ultime lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et d'assurer la sécurité de la vie humaine et des biens, nous espérons que ce travail soutiendra nos futurs étudiants intéressés par cette voie.

Référence bibliographique

- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation « **D.T.R-B.C-2.2** ».
- ❖ Le Règlement Algérien **Neige et Vent** version **2013** « **D.T.R C 2-4.7**» (pour l'étude climatique).
- ❖ Règle de calcul des structures en acier « **EC3. ENV 1993-1-1** ».
- ❖ Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de **Mr : DAHMANI Lahlou** (professeur au Département de génie civil a l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)
- ❖ Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement et Pons Roulants « **CTICM** ».
- ❖ Règles parasismiques algériennes « **RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48** ».
- ❖ Règles de calcul des fondations superficielles « **D.T.R-B.C-2.331** ».
- Logiciels :
 - Robot structure 2014.
 - Autocad.

ANNEXES

Annexe 1 : Tableaux des profilés

	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _x =y _x mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _L m ² /m	A _C m ² /t
L 20 x 20 x 3 ^{7A}	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25 x 25 x 3 ^{7A}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88
L 25 x 25 x 4 ^{7A}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67
L 30 x 30 x 3 ^{7A}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30 x 30 x 4 ^{7A}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02
L 35 x 35 x 4 ^{7A}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82
L 40 x 40 x 4 ^{7A}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07
L 40 x 40 x 5 ^{7A}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07
L 45 x 45 x 4 ^{7A}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46
L 45 x 45 x 4,5 ^{7A/7A}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83
L 45 x 45 x 5 ^{7A}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51
L 50 x 50 x 4 ^{7A}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49
L 50 x 50 x 5 ^{7A}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46
L 50 x 50 x 6 ^{7A}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41
L 50 x 50 x 7 ^{7A}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66
L 55 x 55 x 5 ^{7A}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05
L 55 x 55 x 6 ^{7A}	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04
L 60 x 60 x 4 ^{7A}	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07
L 60 x 60 x 5 ^{7A}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04
L 60 x 60 x 6 ^{7A}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99

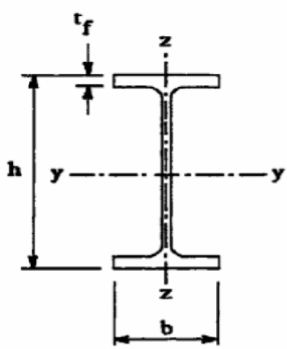
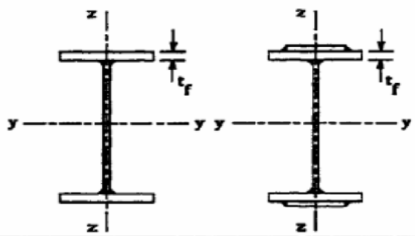
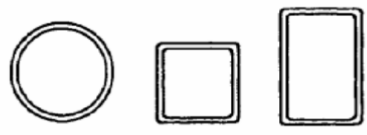
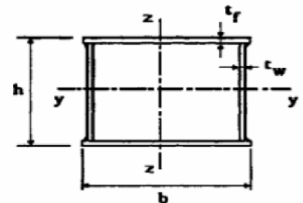
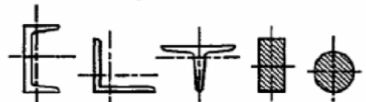
ANNEXES

Désignation Designation Обозначение	Valeurs statiques / Section properties / Справочные значения												Classification классификация согласно EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y ось y-y						axe faible z-z weak axis z-z ось z-z						Pure bending Чистый изгиб y-y			Pure compression Чистое сжатие						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} † mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{e,z} mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} † mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _x mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓

Désignation Designation Обозначение	Valeurs statiques / Section properties / Справочные значения												Classification классификация согласно EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y ось y-y						axe faible z-z weak axis z-z ось z-z						Pure bending Чистый изгиб y-y			Pure compression Чистое сжатие						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} † mm ³ x10 ³	i _y mm x10	A _{e,z} mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} † mm ³ x10 ³	i _z mm x10	s _x mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

ANNEXES

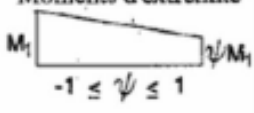
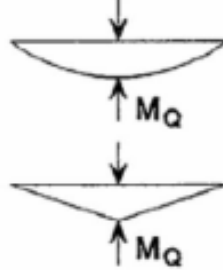
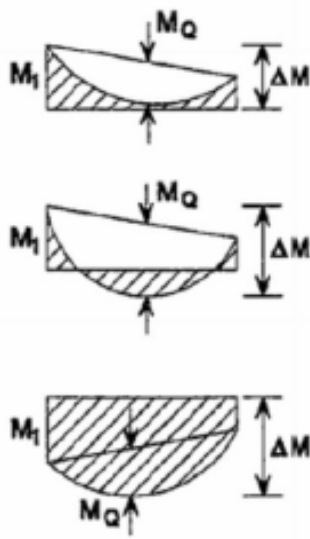
Annexe 2 :

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXES

Annexe 3 :

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M	
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p>  <p style="text-align: center;">M_Q M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p>  <p style="text-align: center;">M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max} M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXES

Annexe 4 :

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\text{où : } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \text{ et : } \alpha = 0,21$$

$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

