



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure  
et de la Recherche scientifique

**Université Abderrahmane Mira – Bejaia**

*Faculté de la Technologie*

*Département de Génie Civil*

## **Mémoire de fin d'étude**

**Dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master 2 en Génie Civil**

**Option : Matériaux et Structures**

# Thème

*Etude d'un hangar métallique comportant  
un plancher mixte*

---

**Réalisé par :**

M<sup>elle</sup> HAMGA Meriem

M<sup>elle</sup> LAROUÏ Amina

**Promoteur:**

M<sup>r</sup> ATTAL

**Membres de jury :**

M<sup>me</sup> SEGHIR

M<sup>r</sup> MERIDJA

**2012-2013**

# *Remerciements*

*Au* terme de cette étude, nous tenons tout d'abord  
à remercier Dieu pour nous avoir donné force, santé, et patience

*Nos* remerciements s'adressent aux membres du jury, qui nous honorent de leur présence et en acceptant d'examiner ce modeste travail. Ainsi qu'à notre promoteur Mr ATTAL RIADH

*Nous* exprimons notre gratitude et nous tenons à mentionner toute personne nous ayant aidé  
à accomplir ce travail commençant par : Mr A.BEHLLOUL, Mr F.ATHMANI, Mr.  
R.HAMITOUCHE, Mr. H .BERBOUCHA sans oublier Mr. KARA ainsi que tout les  
membres de l'entreprise ECO FERMITURE, ainsi qu'à tout le service équipement du CTC

# *Dédicaces*

*Je dédie cet humble travail :*

*A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire, que Dieu les garde et les protège*

*A Mes sœurs Rosa et Lila, mes frères Youcef et Salim, mes beaux frères Mebrouk et Fares, mes belles sœurs Anne Lise et Nassima et à toute ma famille*

*A mes adorables petits neveux et nièces*

*A ma très chère amie et binôme Mina*

*Enfin je le dédie à tous mes amis, Nabil, Badis, sadek baby, touhami, mourad, djamila et une mention spéciale pour Mehrez qui nous a beaucoup aidé et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail*

*Meriem*

# *Dédicaces*

*Je dédie cet humble travail :*

*A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire, que Dieu les garde et les protège*

*A Mes sœurs Salima et Safia, mon frères Bezzas, mes beaux frères Rafik et Nassim et à toute ma famille*

*A mon adorable petite nièce Rahma*

*A ma très chère amie et binôme Meriem*

*Enfin je le dédie à tous mes amis, Nabil, Badis, sadék baby, touhami, mourad, djamila et une mention spéciale pour Mehrez qui nous a beaucoup aidé et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail*

*Mina*



# SOMMAIRE

<b>Introduction</b> .....	1
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b>	
I- Introduction .....	3
I-1 Etude du sol.....	3
I-2 Situation.....	3
I-3 Données géométriques de l'ouvrage.....	3
I- 4 Règlement utilisé.....	3
I-5 Technologie de bâtiment.....	4
I-6 Matériaux utilisé.....	4
I-6-1 L'acier.....	5
I-6-2 Couverture.....	6
I-6-3 Le béton.....	6
<b>CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE</b>	
II-1 Etude au vent.....	9
II-1-1 Introduction.....	9
II-1-2 Coefficient de calcul.....	10
II-1-3 Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V1) .....	11
II-1-4 Vent parallèle à la façade principale (Sens V2).....	14
II-1-5 Cas des ouvertures fermées.....	17
II-2 Etude à la neige.....	18
II-2-1 Introduction.....	18
II-2-2 Calcul des charges de neige.....	18
II-3 Calcul de la force de frottement.....	18
<b>CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS</b>	
III-1 Pré dimensionnement des éléments de la toiture.....	21
III-1-1 Etude des pannes .....	21
1- Définition.....	21
2-Deteminatoin des charges et surcharges.....	21
3-Combinaisons de charges.....	23
4-Prédimensionnement.....	25
5-Vérification.....	25
III-1-2 Calcul des liernes.....	29
1- Définition.....	29
2- Effort de traction.....	29
3-Dimensionnement des liernes.....	30

III-1-3	Calcul de l'échantignolle.....	31
1-	Définition.....	31
2-	Dimensionnement de l'échantignole.....	31
III-2	Pré dimensionnement d'éléments secondaires.....	32
III-2-1	Calcul des lisses de bardages.....	32
1-	Définition.....	32
2-	Dimensionnement.....	33
3-	Vérification.....	33
III-2-3	Dimensionnement des suspentes.....	35
III-2-4	Pré dimensionnement des escaliers.....	36
III-2-4-1	Calcul des éléments de l'escalier.....	37
1-	Charge et surcharge sur l'escalier.....	37
2-	Prédimensionnement de la cornière du support.....	37
3-	Vérification en tenant compte du poids du profilé.....	38
4-	Prédimensionnement du limon.....	38
5-	Vérification en tenant compte du poids du profilé.....	39
III-3	Pré dimensionnement du plancher mixte.....	40
III-3-1	Introduction.....	40
III-3-2	Hypothèse de calcul.....	41
III-3-3	Evaluations de charges.....	42
III-3-4	Pré dimensionnement.....	43
III-3-4-1	Pré dimensionnement des solives.....	43
a)	Phase de construction.....	43
1-	Combinaison de charges.....	43
2-	Vérification en tenant compte du profilé.....	44
b)	Phase finale.....	44
1-	Combinaison de charges.....	44
2-	Vérification de la résistance.....	44
3-	Calcul des contraintes.....	46
4-	Calcul des goujons connecteurs.....	46
III-3-4-2	Pré dimensionnement des sommiers.....	50
1-	Combinaisons de charges.....	50
2-	Vérification en tenant compte du profilé.....	51
3-	Vérification au déversement.....	51
III-3-5	Ferraillage de la dalle mixte.....	52
III-4	Calcul des potelets bi-articulés.....	54
III-4-1	Définition.....	54
III-4-2	Détermination des charges.....	54
III-4-3	Dimensionnement des potelets.....	54
III-4-4	Vérification à la stabilité.....	55
1-	Vérification au flambement.....	55
2-	Vérification au déversement.....	56
3-	Vérification à l'influence de l'effort normal.....	56

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

IV-1 Introduction.....	58
IV-2 Contreventement de la toiture.....	58
a) Calcul des efforts horizontaux aux nœuds des contreventements.....	58
b) Calcul de l'effort de traction dans la diagonale la plus sollicitée.....	58
IV-2-1 Vérifications des montants (pannes).....	59
IV-2-1-1 Vérification à la résistance.....	59
IV-2-1-2 Vérifications aux instabilités.....	59
IV-3 Contreventement vertical du long pan.....	63
IV-3-1 Dimensionnement de la palée de stabilité de rive.....	63
IV-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section.....	64
IV-4 Calcul de la poutre sablière.....	65
IV-4-1 Pré dimensionnement.....	65
IV-4-2 Vérification aux instabilités.....	66
IV-4-3 Vérification de la résistance de la poutre sablière.....	68
IV-4-4 Vérification de l'effort normal.....	68

## CHAPITRE V : VERIFICATION DE L'OSSATURE

V-1 Vérification du portique N°2.....	70
V-1 -1 Vérification des traverses.....	70
V-1-2 Vérification des poteaux.....	71
a) Vérification a la résistance.....	72
b) Vérification a l'instabilité.....	72
V-2 Vérification du portique N°3.....	78
V-2 -1 Vérification des traverses.....	78
V-2-2 Vérification des poteaux.....	79
a) Vérification a la résistance.....	80
b) Vérification a l'instabilité.....	81
V-3 Vérification du portique N°9.....	86
V- 3-1 Vérification des traverses.....	86
V-3-2 Vérification des poteaux.....	87
a) Vérification a la résistance.....	88
b) Vérification a l'instabilité.....	89
V-4 Vérification des poteaux de la mezzanine.....	93
a) Vérification a la résistance.....	94
b) Vérification a l'instabilité.....	94
V-5 Vérification du contreventement.....	95

## **CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES**

VI-1 Introduction.....	96
VI-2 Calcul des assemblages.....	96
VI-2-1 Assemblage poutre principale- solive.....	96
VI-2-2 Assemblage poutre- poteau.....	98
VI-2-3 Assemblage poteau-traverse.....	100
VI-2-4 Assemblage traverse-traverse.....	104
VI-2-4 Assemblage poteau-poutre secondaire.....	108
VI-2-5 Assemblage des contreventements.....	109

## **CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DES PIEDS POTEAUX**

VII-1 Introduction.....	114
VII- 2 pied de poteau encasté(HEA300).....	114
VII-2-1 Dimensionnement de la platine.....	114
VII-2-2 Dimensionnement des tiges d'encrage.....	114
VII-2-3 Vérification des contraintes .....	115
VII-2-4 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	116
VII-2-5 Vérification de la bèche.....	117
VII- 3 pied de poteau articulé (IPE 330).....	117
VII- 3-1 Dimensionnement de la platine.....	117
VII-3-2 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	118

## **CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VIII-1 Introduction.....	119
VIII-2 Choix du type de fondation.....	119
VIII-3 Calcul des fondations.....	119
VIII-3-1Dimensionnement de la semelle.....	119
a) Vérification en tenant compte du poids de la semelle.....	121
b) Vérification a la stabilité au renversement.....	121
VIII-3-1-1ferraillage de la semelle.....	122
VIII-3-2 Calcul des longrines.....	125
a) Pré dimensionnement.....	125
b) Ferrailage.....	125
VII-3-3 Ferrailage du fut.....	126
VII-3-4 La plateforme.....	128

## **CHAPITRE IX : STABILITE D'ENSEMBLE**

IX-1 Introduction.....	132
IX-2 Action d'ensemble.....	132
IX-2-1 Valeurs des forces horizontales et verticales, coordonnées de points d'application(V1).....	133
IX-2-2 Valeurs des forces horizontales et verticales, coordonnées de points d'applications (V2).....	134
IX-2-3 Calcul de la stabilité d'ensemble.....	136
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	137
<b>Bibliographie</b> .....	138

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Eléments du plancher mixte.....	4
Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	6
Figure I.3 : Diagramme des contraintes de déformations à l'ELU.....	8
Figure I.4 : Diagramme des contraintes de déformation à ELS.....	8
Figure II.1 : Légende pour les parois verticales $V_1$ .....	12
Figure II.2 : Coefficient de pression extérieur de la toiture.....	13
Figure II.3 : Légende pour les parois verticales $V_2$ .....	15
Figure II.4 : Légende pour la toiture à deux versants .....	15
Figure II.5 : Forces de frottement sur le pignon .....	19
Figure III.1 : Schéma statique sous surcharge d'entretien.....	21
Figure III.2 : Moments due à la surcharge d'entretien.....	22
Figure III.3 : Les schémas statiques.....	29
Figure III.4 : Présentation de la lierne.....	31
Figure III.5 : Echantignole .....	32
Figure III.6 : Eléments du bardage.....	36
Figure III.7 : Schéma d'une marche.....	37
Figure III.8 : Plancher mixte.....	40
Figure III.9 : Schéma statique.....	43
Figure III.10 : Largeur effective de la dalle .....	45
Figure IV.1 : Type de stabilité en X.....	63
Figure IV.2 : Déformation de la diagonale.....	64
Figure IV.3 : Effort sur la poutre sablière.....	65
Figure V.1 : Portique du plancher .....	70
Figure V.2 : Portique intermédiaire .....	78
Figure V.3 : Portique de rive.....	86

Figure V.4 : Portique +mezzanine. ....	94
Figure VI.1 : Assemblage poutre principale-solive ..	96
Figure VI.2 : Assemblage poteau-poutre secondaire ..	98
Figure VI.3 : Répartition des efforts sur les boulons ..	100
Figure VI.4 : Assemblage poteau-traverse ..	101
Figure VI.5 : Assemblage platine-poutre ..	103
Figure VI.6 : Assemblage traverse-traverse. ....	105
Figure VI.7 : Assemblage cornière-portique. ....	110
Figure VI.8 : Disposition geometrique. ....	111
Figure VI.9 : Assemblage cornière-portique.. ....	113
Figure VII.1 :Platine.....	114
Figure VII.2 :Disposition des goujons sur la platine(encastrement)..	115
Figure VII.3 :Contrainte dans le béton.....	116
Figure VII.4 :Disposition des goujons sur la platine(articulation).....	118
Figure VIII.1 :Semelle isolée.....	120
FigureVIII.2 :Ferrailage des semelles ..	124
FigureVIII.3 :Ferrailage des longrines.....	126
FigureVIII.4 :Sollicitations dans le fut... ..	126
FigureVIII.4 :Shema de ferailage.....	131
Figure IX.1 :Résultante des forces.....	132
Figure IX.2 :Excentricité des forces.....	132
Figure IX.3 :Forces de pression sur la structure $V_1$ .....	133
Figure IX.4 :Forces de pression sur la structure $V_2$ ..	133



## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Valeurs des coefficients de calcul .....	11
Tableau II.2 : Surfaces des zones des parois verticales ( $V_1$ ).....	12
Tableau II.3 : Surfaces des zones de la toiture ( $V_1$ ).....	12
Tableau II.4 : Valeurs des pressions dynamique sur les parois( $V_1$ ) .....	14
Tableau II.5 : Valeurs des pressions dynamique sur la toiture( $V_1$ ).....	14
Tableau II.6 : Surfaces des zones des parois verticales( $V_2$ ).....	15
Tableau II.7 : Surfaces des zones de la toiture( $V_2$ ).....	15
Tableau II.8 : Valeurs des pressions dynamique sur les parois( $V_2$ ).....	16
Tableau II.9 : Valeurs des pressions dynamique sur la toiture( $V_2$ ) .....	16
Tableau II.10 : Valeurs des pressions dynamique sur les parois .....	17
Tableau II.11 : Valeurs des pressions dynamique sur la toiture .....	17
Tableau II.12 : Valeurs des coefficients de frottement .....	20
Tableau III.1 : Combinaisons de charges .....	24
Tableau III.2 : Les sections d'acier .....	53
Tableau IV.1 : Valeurs des efforts dans les nœuds.....	58
Tableau V.1 : Sollicitations maximales dans le portique N°2 .....	71
Tableau V.2 : Sollicitations maximales dans le portique N°3 .....	80
Tableau V.3 : Sollicitations maximales dans le portique N°9.....	87
Tableau V.4 : Sollicitations maximales dans les poteaux de la mezzanine .....	93
Tableau V.5 : Vérification des efforts .....	94
Tableau V.6 : Vérification à l'instabilité .....	94
Tableau V.7 : Résultats des vérifications .....	95
Tableau IX.1 : Valeurs des forces horizontales et verticales ,coordonées des points( $V_1$ ).....	134
Tableau IX.2 : Valeurs des forces horizontales et verticales ,coordonées des points( $V_2$ ).....	134



## NOTATIONS

$A$  : Section brute d'une pièce ( $cm^2$ )

$A_v$  : Aire de cisaillement ( $cm^2$ )

$A_w$  : Section de l'âme d'une pièce ( $cm^2$ )

$A_s$  : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet ( $cm^2$ )

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion ( $cm^4$ )

$I_w$  : Facteur de gauchissement d'une section ( $cm^4$ )

$I_y$  : Moment d'inertie de flexion maximal ( $cm^4$ )

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion minimal ( $cm^4$ )

$W_{el}$  : Module de résistance élastique ( $cm^3$ )

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique ( $cm^3$ )

$a$  : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure ( $mm$ )

$b$  : Largeur d'une semelle de poutre ( $cm$ )

$d_0$  : Diamètre nominal des tiges des boulons ( $cm$ )

$N_R$  : Effort normal résistant ( $KN$ )

$N_{pl}$  : Effort normal de plastification ( $KN$ )

$N_u$  : Effort normal ultime ( $KN$ )

$V$  : Effort tranchant sollicitant ( $KN$ )

$V_{pl}$  : Effort tranchant de plastification ( $KN$ )

$f$  : Flèche d'une poutre ( $cm$ )

$f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce ( $MPa$ )

$f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon ( $MPa$ )

$f_y$  : Contrainte limite d'élasticité d'un acier ( $MPa$ )

$f_{red}$  : Contrainte limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement ( $KN$ )

$\sigma$  : Contrainte normale ( $MPa$ )

$\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement ( $KN$ )

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

$\beta_w$  : Facteur de corrélation (soudures)

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Élancement de déversement Sans unité

$\mu$  : Coefficient de frottement entre 2 pièces en contact

$h$  : Hauteur d'une pièce en général ( $mm, cm$ )

$i$  : Rayon de giration d'une section ( $mm, cm$ )

$l$  : Longueur en général ou portée d'une poutre ( $mm, cm, m$ )

$l_d$  : Longueur de déversement d'une poutre ( $mm, cm, m$ )

$l_k$  : Longueur de flambement d'une poutre ( $mm, cm, m$ )

$R$  : Rigidité d'une barre ( $cm^3$ )

$t$  : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle ( $mm, cm$ )

$t_f$  : Épaisseur d'une semelle de poutre ( $mm, cm$ )

$t_w$  : Épaisseur d'une âme de poutre ( $mm, cm$ )

$v_s$  : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section ( $mm, cm$ )

$v_i$  : Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section ( $mm, cm$ )

$\gamma_{M_0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

## **Introduction générale :**

La construction métallique est un domaine, qui répond aux besoins actuels de la construction. Ce dernier a subi une grande progression, fruit de développement et de recherche de nouvelles méthodes de calcul permettant une meilleure optimisation

La construction métallique est apparue au moment où le béton armé ne pouvait remplir certaines exigences de construction, telle que les grandes portées dans les bâtiments et les ponts.

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages, et inconvénients.

- Les principaux avantages sont :
  - ❖ La fiabilité
  - ❖ La légèreté et la rapidité d'exécution.
  - ❖ Grandes portées
- Les principaux inconvénients sont :
  - ❖ Mauvaise tenue au feu
  - ❖ la corrosion, coût élevé
  - ❖ mains d'œuvres qualifiées
  - ❖ susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que l'effort extérieur appliqué à la construction s'achemine dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

Dans notre projet on a suivi les étapes suivantes

### **Chapitre I : Généralités**

Dans lequel on a présenté l'ouvrage étudié, les matériaux utilisés, ainsi que les différents règlements à respecter.

### **Chapitre II: Etude climatique**

Dans ce chapitre, on a estimé l'action du vent et celle de la neige qui seront éventuellement appliquées à notre ouvrage afin de les prendre en compte dans les calculs.

### **Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments**

Sous le chargement statique, on a pré dimensionné les éléments de l'ossature, avec lesquels on a réalisé ultérieurement un modèle sous le logiciel SAP 2000

### **Chapitre VI : calcul des contreventements**

Un calcul vis-à-vis de la pression du vent sur les parois verticales et horizontales

### **Chapitre V : Etude sismique**

Nous vous présentons dans ce chapitre, les différentes méthodes de calcul sismique ainsi que leurs conditions d'applications.

**Chapitre IV : Vérification de l'ossature**

La vérification est effectuée sur les éléments porteurs de l'ossature au moyen des sollicitations obtenues du modèle sous SAP2000

**Chapitre VII : Calcul des assemblages**

Toutes les liaisons entre les différents éléments ont été réalisées au moyen d'assemblages calculés et dimensionnés la réglementation en vigueur.

**Chapitre VIII : Dimensionnement des pieds de poteaux**

Sous les combinaisons les plus défavorables nous avons procédé au dimensionnement des pieds de poteaux encastrés et articulés

**Chapitre IX : Etude de l'infrastructure**

Ce chapitre est consacré à l'étude des fondations nous avons envisagé des semelles isolées qui sont déterminées selon les calculs BA.

**Chapitre X : Stabilité d'ensemble**

Ce dernier chapitre est consacré pour l'étude de la stabilité de notre structure vis-à-vis les pressions du vent

# Chapitre I

**I-Introduction :**

Notre projet consiste en l'étude d'un hangar avec mezzanine a usage de bureaux de forme rectangulaire avec ossature en charpente métallique de groupe d'usage (2B) selon le règlement (RPA99 V2003).

**I-1 Etude du sol :**

Les études faites sur le sol ou le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance :  $\sigma_{adm} = 2bar$
- Profondeur minimal d'ancrage égale à 2m par rapport à la cote du terrain naturel.

**I-2 Situation :**

Notre projet sera implanté à Rouïba à la wilaya d'ALGER. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 comme zone III (forte sismicité)

**I-3 Données géométriques de l'ouvrage :**

Le bâtiment a une forme rectangulaire en plan dont les dimensions sont :

**❖ Dimensions en élévation:**

Hauteur totale du bâtiment.....10 m

**❖ Dimensions en plan:**

Longueur totale en plan ..... 48 m

Largeur totale en plan ..... 24 m

**I-4 Règlement utilisés :**

L'étude de ce projet est basée sur les règlements suivants :

- **CCM 97** : règles de calcul des constructions en acier, pour le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure.
- **RPA 99 version 2003** : règles parasismiques algériennes pour l'étude sismique.
- **RNV 99** : Règlement neige et vent algérien.
- **L'Eurocode 3 (EC3)** : Calcul des structures en acier
- **L'Eurocode 4 (EC4)** : Calcul des structures mixte

### I-5 Technologie de bâtiment:

Dans cette partie, on décrit les différents assemblages dans un bâtiment ainsi que les différentes stabilités, types de planchers et l'acheminement des efforts.

#### ❖ Contreventement :

Afin d'empêcher la déformation de l'ossature sous l'action de différentes sollicitations, il faut placer des croix de contreventement (palé de stabilité, poutre au vent) suivant certaines dispositions.

#### ❖ Stabilité Verticale :

Elle sera assurée par les palés de stabilité qui sont implantés dans le sens longitudinal et transversal.

#### ❖ Plancher :

Il est constitué de :

- Dalle en béton armé collaborant (béton+ treille à souder)
- Solives
- Connecteurs soudés
- Tôle profilée cofraplus60

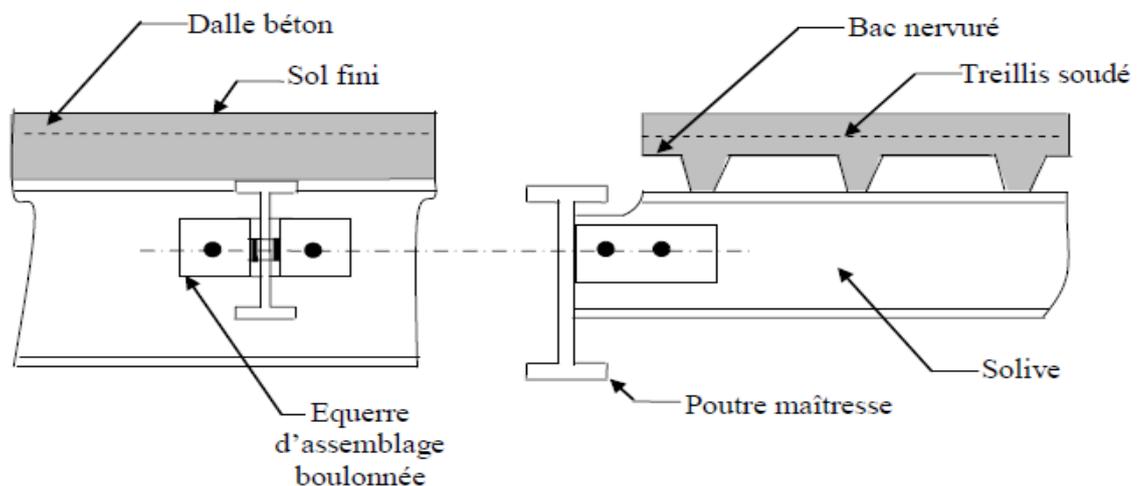


Figure I.1 : éléments du plancher mixte

### I-6 Matériaux utilisés :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la

résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

**I-6-1 L'acier :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

Outre le fer et carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

➤ **Propriétés de l'acier :**

**a) Résistance :**

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

**b) Ductilité :**

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $\frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases}$  Eurocode02 art 3.2.4.2

$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

$$(\epsilon_u \geq 20 * \epsilon_y)$$

A la rupture, l'allongement sur une longueur de  $5,65\sqrt{A_0}$ , soit supérieure à 15%, avec :  $A_0$  est la section transversale initiale de l'élément considéré.

**c) Propriétés mécaniques de l'acier :**

- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .

- Module d'élasticité transversal :  $G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \approx 0,4 * E_a$
- Coefficient de Poisson :  $\mu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12 * 10^{-6}$
- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$

### Diagramme contrainte- déformation de l'acier :

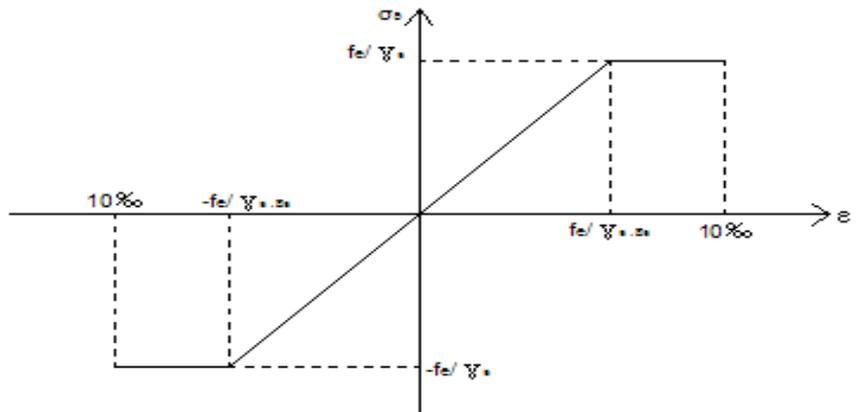


Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation de l'acier

### I-6-2 Couverture :

La couverture sera réalisé par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constituées :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- Le par vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

Mais, leurs point faible se situ dans l'étanchéité des joints.

### I-6-3 Le Béton :

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on a utilisé un béton CPA dosé à  $350 \text{ kg} / \text{m}^3$  dont les caractéristiques sont :

- Poids Volumique :  $\rho = 2500 \text{ Mpa}$
- Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité :  $E = 14000 \text{ Mpa}$

#### a) Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale. Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à :

$$\nu = 0 \quad \text{béton fissuré à L' E.L.U}$$

$$\nu = 0,2 \quad \text{béton non fissuré à L' E.L.S}$$

#### b) Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

Module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a : } E_{i 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

#### c) Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a : } E_{v 28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

#### d) Les Contrainte Limites :

##### 1. Contrainte limite de béton:

En se référant au règlement du BAEL. 91 on distingue deux états limites :

- *Etat limite ultime « E.L.U » :*

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $\gamma_b$  est le Coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ cas des actions courantes transitoire}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ cas des actions accidentelles}$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objectif de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

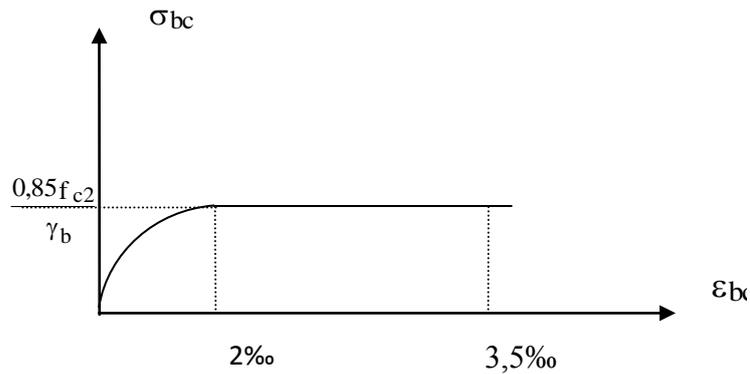


Figure I.3 : Diagramme des contraintes de déformations à ELU

- *Etat limite de service « E.L.S » :*

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

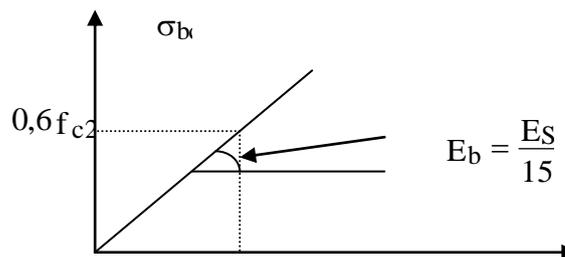


Figure I.4: DIAGRAMME des contraintes de déformation ELS

# Chapitre II

**II-1 Etude au vent :****II-1-1 Introduction :**

La surface terrestre est caractérisée par le mouvement des masses d'air qui résultent des différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire, provoquant ainsi différents niveaux de réchauffement et de pression dans l'atmosphère. Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi ce que l'on appelle le vent. Par ailleurs, le relief terrestre conditionne également la circulation des vents. Pour notre site, qui est près de la zone côtière, les vents sont généralement modérés. Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement RNVA 99. L'effet du vent sera évalué par le calcul de la force résultante  $R$  qui se décompose en deux forces. Une force globale horizontale  $F_w$  qui correspond à la résultante des forces horizontales agissantes sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.

Une force de soulèvement  $F_u$  qui représente la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Le but est de calculer la pression du vent sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer les efforts dus au vent à chaque niveau, ceci afin de les comparer aux efforts sismiques et retenir les sollicitations les plus défavorables.

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction ; il correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure résistante caractérisée par sa période fondamentale.

Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement neige et vent algérien « RNVA99 ».

Les valeurs de pressions des vents dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- La région ;
- Le site d'implantation ;
- La largeur, la hauteur, la forme et la rigidité de la construction.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois verticales de la construction, à savoir :

- Vent perpendiculaire à la façade principale → direction du vent  $V_1$
- Vent parallèle à la façade principale → direction du vent  $V_2$

**II-1-2 Coefficients de calculs:****1. Effet de la région ( $q_{ref}$ ):**

La pression dynamique de référence  $q_{ref}$  qui fonction de la zone du vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique  $q_{dyn}(Z)$ .

Pour notre structure qui est permanente (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5ans ) qui est implantée à Rouïba qui correspond a la zone I pression de référence est alors :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 \dots \dots [\text{Tab 2.3, ChapII RNVA99}].$$

**2. Effet de site ( $K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$ ) :**

Les terrains sont classés en quatre catégorie de I à IV, ils influent sur les couloirs d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloirs). La structure sera implantée dans une zone industrielle donc de catégorie III

$$\text{D'où: } \rightarrow \begin{cases} K_T = 0,22 \\ Z_0(m) = 0,3 \\ Z_{min}(m) = 8 \\ \epsilon = 0,37 \end{cases} \Rightarrow [\text{Tab 2.4, Chap II RNVA99}] .$$

**3. Coefficient topographique ( $C_t$ ):**

Le coefficient topographique  $C_t(z)$  prend compte de l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles (collines, dénivellation...)

Les types de site et les valeurs de  $C_t(z)$  sont donnés dans le tableau 2.5(chapitre II RNVA99)

Notre site est plat, d'où le coefficient topographique est :  $C_t(z) = 1$

**4. Coefficient dynamique( $C_d$ ):**

Le coefficient dynamique ( $C_d$ ) est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (chap III RNVA99)

Correspondant à des bâtiments ou a cheminés de moins de 200 m de hauteur en fonction des dimensions de la structure et du sens du vent, la et pour d'autres types de constructions structures en treillis par exemple il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 de l'RNVA99.

la valeur du coefficient dynamique  $C_d$  pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 du Chapitre 3 du RNVA99.

$$\text{Vent perpendiculaire à la façade principale : Sens } V_1 \rightarrow \begin{cases} b = 48m \\ h = 10m \end{cases} \rightarrow C_d \approx 0,88$$

$$\text{Vent parallèle à la façade principale : Sens } V_2 \rightarrow \begin{cases} b = 24m \\ h = 10m \end{cases} \rightarrow C_d \approx 0,92$$

$C_d < 1,2$  la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques

**5. Détermination de la pression dynamique :**

Notre structure ne dépassant pas les 10 m de hauteur ( $h_{tot}=10$  m) donc il n'y a pas lieu de subdiviser le maitre-couple, nous la considérons comme un seul élément

La pression dynamique qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  pour une structure permanente est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j) \rightarrow [\text{ChapII formule 2.12 RNVA99}]$$

$q_{ref}$  : la pression dynamique de référence

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$  (tableau 2.3 chap. II RNVA99)

Dans notre cas  $Z_{min}=8\text{m} \leq Z=10\text{m} \leq 200\text{m}$  donc nous utiliserons la première formule

$C_e(Z_j)$  : Coefficient d'exposition au vent donné par la formule suivante ( $C_d < 1,2$ ) :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[ 1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(z) \cdot C_t(z)} \right] \rightarrow [\text{ChapII formule 2.13 RNVA99}]$$

$C_r(z)$  : Coefficient de rugosité donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{z}{z_0} \rightarrow Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{z_{min}}{z_0} \rightarrow Z < Z_{min} \end{cases} \quad (\text{Article 4.2chap II RNVA99})$$

Avec  $Z$  : la hauteur considéré

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-après :

élément	Z(m)	$C_r$	$C_e$	$q_{dyn} \text{ (N/m}^2\text{)}$
<b>Paroi verticale</b>	4	0,72	1,62	607,5
<b>toiture</b>	10	0,77	1,77	663,75

**Tableau II.1 : valeurs des coefficients de calcul**

**II-1-3 Vent perpendiculaire à la façade principale (long-pan) sens V1 :**

- Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  :

a) **Parois verticales :**

Les différentes zones de pression et les valeurs des coefficients extérieurs  $C_{pe}$  pour chaque direction du vent considérée sont déterminées à partir du paragraphe 1.1.2 figure 5.1 et le tableau 5.1, chapitre V du RNVA99.

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe.1} & \text{si } S \leq 1m^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \log(S) & \text{si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} & \text{Si } S \geq 10m^2 \end{cases}$$

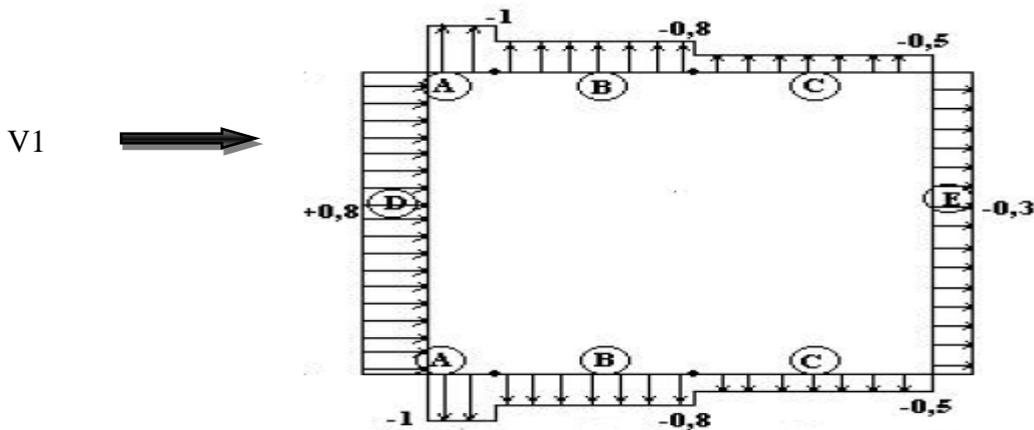
Pour cette direction du vent  $b = 48m, d = 24m, \text{ et } h = 10m$

$$e = \min[b, 2 \cdot h] = 20m < d$$

zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	28	112	28	336	336

**Tableau II.2 :** surfaces des zones des parois verticales (V<sub>1</sub>)

Le tableau des surfaces ci-dessus montre toutes les surfaces sont supérieures à 10 m<sup>2</sup>  
D'où C<sub>pe</sub>=C<sub>pe10</sub>



**Figure II.1 :** légende pour les parois verticales

b) toiture :

zone	F	G	H	I	J
Surface (m <sup>2</sup> )	10	76	480	480	76

**Tableau II.3 :** surfaces des zones de la toiture (V<sub>1</sub>)

Nous avons  $\alpha=14,03^\circ$

Les valeurs de  $c_{pe}$  s'obtiennent par interpolation linéaire entre les actions de mêmes signes entre  $\alpha=5$  et  $\alpha=15$

$$f(x) = \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

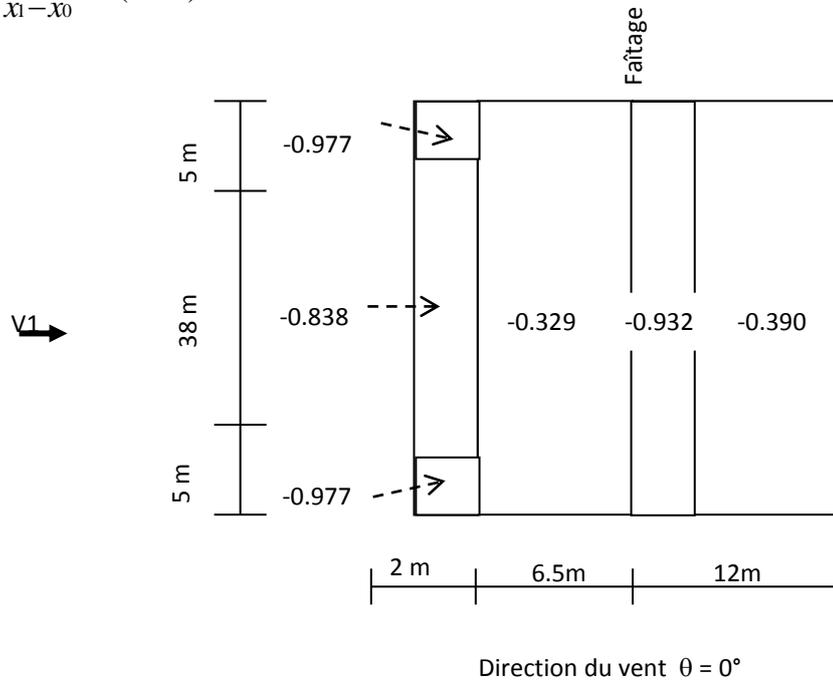


Figure II.2 : coefficient de pression extérieur de la toiture

- Coefficient de pression interne :

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

$$\mu = \frac{(4 \times 1) \times 8 + (4 \times 1) \times 4 \times 2}{[(4 \times 1) \times 8 + [(4 \times 1) \times 4] \times 2] + (6 \times 6) \times 2 + (4 \times 1) \times 4}$$

$\mu = 0.421 \rightarrow C_{pi} = 0.24 \rightarrow$  figure 5.15 de l'RNVA

Les valeurs de la pression du vent sont données dans le tableau suivant :

• **Parois verticales :**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$S(m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	0.88	607,5	28	-0.6	0.24	-666.9
B		607,5	112	-0.8		-555.98
C		607,5	28	-0.5		-395.6
D		607,5	336	0.8		299.37
E		607,5	336	-0.3		-288.68

**Tableau II.4 :** valeurs des pressions dynamique sur les parois( $V_1$ )

• **Toiture :**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$S(m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
F	0.88	663.75	10	-0.975	0.24	-707.68
G		663.75	76	-0.838		-629.65
H		663.75	480	-0.329		-332.07
I		663.75	480	-0.39		-367.96
J		663.75	76	-0.932		-684.46

**Tableau II.5 :** valeurs des pressions dynamique sur la toiture( $V_1$ )

**II-1-4 Vent parallèle à la façade principale (Sens  $V_2$ ) :**

Pour cette direction du vent  $b = 24m, d = 48m, et h = 10m$

$$e = \min[b, 2 \cdot h] = 20m < d$$

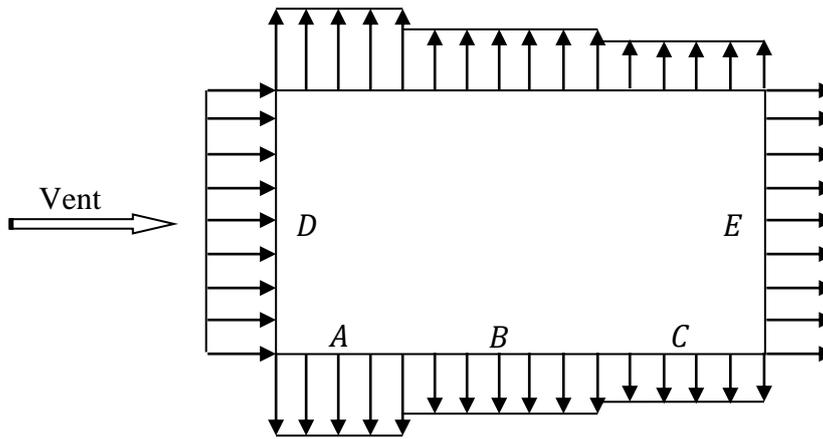


Figure II.3 : légende parois verticales V2

a) Parois verticales :

zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	28	112	196	168	168

Tableau II.6 : surfaces des zones des parois verticales(V<sub>2</sub>)

Le tableau des surfaces ci-dessus montre toutes les surfaces sont supérieures à 10 m<sup>2</sup>  
 D'où  $C_{pe}=C_{pe10}$

b) toiture :

zone	F	G	H	I	J
Surface (m <sup>2</sup> )	10	76	480	480	76

Tableau II.7 : surfaces des zones de la toiture(V<sub>2</sub>)

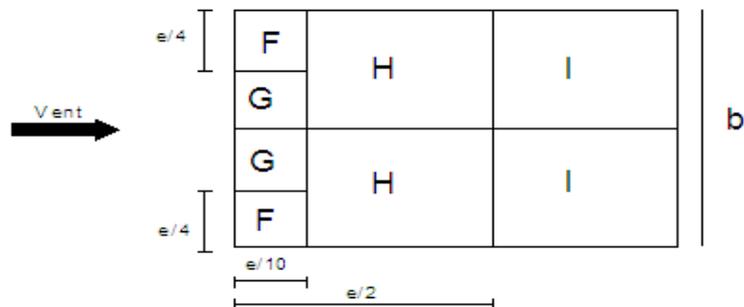


Figure II.4 : légende toiture à deux versants

Nous avons  $\alpha=14,03^\circ$

Les valeurs de  $c_{pe}$  s'obtiennent par interpolation linéaire entre les actions de mêmes signes entre  $\alpha=5$  et  $\alpha=15$

- **Coefficient de pression interne :**  
 $\mu = -0,894 \rightarrow C_{pi} = 0.48$

Les valeurs de la pression du vent sont données dans les tableaux suivants :

- **parois verticales :**

zone	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	S	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$
A	0.92	607,5		-1	0.48	-827.17
B		607,5		-0.8		-715.39
C		607,5		-0.5		-547.72
D		607,5		0.8		178.8
E		607,5		-0.3		-435.94

**Tableau II.8 :** valeurs des pressions dynamique sur les parois( $V_2$ )

- **Toiture :**

zone	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	S ( $m^2$ )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
F	0,88	663,75	10	-1,39	0,48	-1104,66
G	0,88		14	-1,3	0,48	-1094,32
H	0,88		96	-0,6	0,48	-659,5
I	0,88		456	-0,5	0,48	-598,43

**Tableau II.9 :** valeurs des pressions dynamique sur la toiture( $V_2$ )

**II-1-5 Cas des ouvertures fermées :**

**Vent perpendiculaire au long pan  $C_{pi} = 0.8$**

- **Parois verticales :**

zone	$C_d$	$q_{dyn} (N/m^2)$	$S(m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j (N/m^2)$
A	0.88	612,37	28	-1	0.8	-970
B		612,37	112	-0.8		-862,22
C		612,37	28	-0.5		-700,55
D		612,37	336	0.8		0
E		612,37	336	-0.3		- 592,77

**Tableau II.10 :** *valeurs des pressions dynamique sur les parois*

- **Toiture :**

zone	$C_d$	$q_{dyn}(N/m^2)$	$S (m^2)$	$C_{pe1}$	$C_{pe2}$	$C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
<b>F</b>	0.88	668,25		-0,97	0,18	0.8	-1045,57
<b>G</b>		668,25		-0,84	0,18		-936,83
<b>H</b>		668,25		-0,33	0,18		-663,92
<b>I</b>		668,25		-0,39	0		-699,8
<b>J</b>		668,25		-0,93	0		- 1018,52

**Tableau II.11 :** *valeurs des pressions dynamique sur la toiture*

**II-2 Étude à la neige :****II-2-1 Introduction :**

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

**II-2-2 Calcul des charges de neige :**

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture, s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [KN/m^2] \rightarrow [\text{Paragraphe 3.1.1, formule 1}]$$

Avec :

$S_k$  : Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$\mu$  : Coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

Notre projet est implanté à Rouïba (Alger) qui est classée en zone B selon la classification de RNVA99, avec une altitude d'environ 481m. Donc  $S_k$  est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \rightarrow \text{Avec } H \text{ en (m)}$$

$$S_k = \frac{0,04 \cdot 481 + 10}{100} = 0,292 \text{ KN/m}^2$$

Notre structure présente une pente de  $14,03^\circ$  qui est entre  $0^\circ$  et  $30^\circ$  est selon le tableau 6.1 du RNVA99,  $\mu = 0,8$ .

La charge de neige est alors :

$$S = 0,8 \cdot 0,292 = 0,233 \text{ KN/m}^2$$

**II-3 Calcul de la force de frottement :**

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

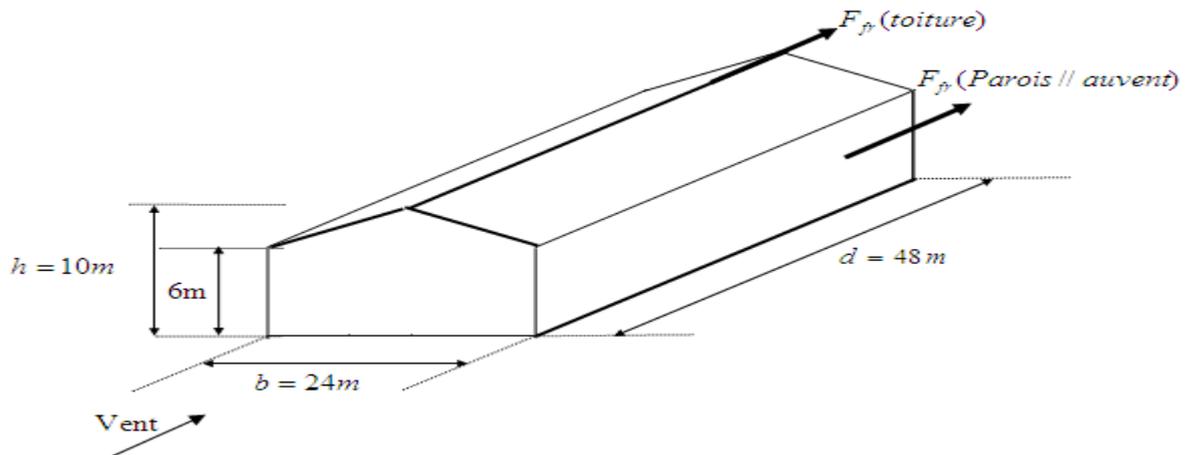
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} \geq 3 \\ \frac{d}{h} \geq 3 \end{array} \right.$$

Avec :

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

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

**h**: hauteur (en m) de la construction.



**Figure II.5** : force de frottement sur le pignon

$$\frac{d}{b} = \frac{40}{16} = 2.5 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{48}{10} = 4.8 > 3$$

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

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

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

Où :

$q_{dyn}$ : pression dynamique du vent à la hauteur h considérée.

$S_{fr}$ : aire de l'élément de surface considéré.

$C_{fr}$ : Coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée.

Etat de surface	Coefficient de frottement $C_{fr}$
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0.01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0.02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0.04

**Tableau II.12 :** Valeurs des coefficients de frottement.

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

D'où  $C_{fr} = 0.04$

La force de frottement sera donc :

➤ **Pour la toiture :**

$$F_{fr} = 663.75 \times 0.04 \times (48 \times 12.37) = 593.24N$$

➤ **Parois verticales :**

$$F_{fr} = 607.5 \times 0.04 \times (48 \times 7) = 336N$$

La force de frottement totale :  $F_{fr} = 593.24 + 336 = 929.24N$

# Chapitre III

### III-1 Pré dimensionnement des éléments de la toiture :

#### III-1-1 Etude des pannes :

##### 1- Définition :

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

Données de calcul:

Les pannes sont posées avec des travées de 6 m avec un espacement de 1,5 m.

##### 2- Détermination des charges et surcharges :

a) Charge permanente :

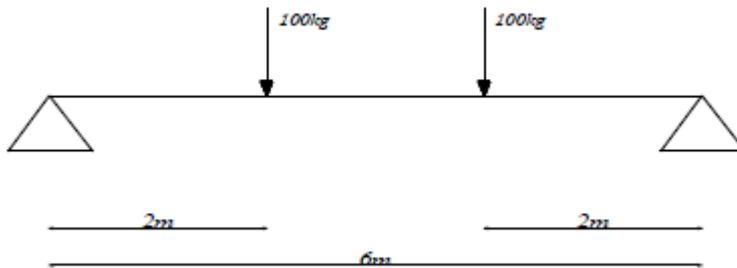
Poids propre du panneau  $G=14,2 \text{ kg/m}^2$

Poids propre d'accessoires de pose  $G=5 \text{ kg/m}^2$

$$G=0,288 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'entretien :

On prend en considération le poids de deux ouvriers de 100 kg chacun installés à 1/3 et 2/3 de la portée.



**Figure III.1 :** Schéma statique sous surcharge d'entretien

La charge uniformément répartie  $P$  due aux surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à  $P$  aux charges ponctuelle  $P_{eq}$ .

$$M_{\max} = P_{eq} \cdot L/3 = P \cdot L^2/8$$

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

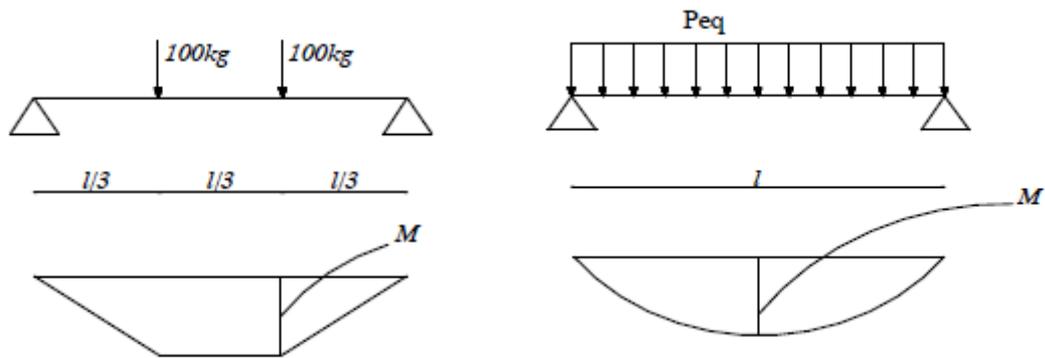


Figure III.2 : Moment due à la surcharge d'entretien

c) Surcharge climatique de la neige :

$$N = (S \cdot \cos 14,03) \cdot 1,5$$

$$N = 0,233 \cdot \cos 14,03 \cdot 1,5$$

$$N = 0,34 \text{ KN/ml}$$

d) Surcharge climatique due au vent:

$$V = -1,5 \cdot 1,5$$

$$V = -2,25 \text{ KN/ml}$$

• **Décomposition des charges :**

➤ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cdot \cos \alpha$$

$$N_{zz} = S \cdot \cos \alpha$$

$$Q_{zz} = Q \cdot \cos \alpha$$

$$V_{zz} = -1,96 \text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe y-y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha$$

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

$$N_{yy} = S \cdot \sin \alpha$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha$$

**3- Combinaison de charge :**

➤ E.L.U

- Axe Z-Z

$$G_{zz}+1,5V_{zz} \dots\dots(1)$$

$$1,35G_{zz}+1,5N_{zz} \dots\dots(2)$$

$$1,35G_{zz}+1,5Q_{zz} \dots\dots(3)$$

$$1,35G_{zz}+1,5N_{zz}+Q_{zz} \dots\dots(4)$$

$$1,35G_{zz}+1,5Q_{zz}+N_{zz} \dots\dots(5)$$

- Axe Y-Y

$$1,35G_{yy}+1,5N_{yy} \dots\dots(2)$$

$$1,35G_{yy}+1,5Q_{yy} \dots\dots(3)$$

$$1,35G_{yy}+1,5N_{yy}+Q_{yy} \dots\dots(4)$$

$$1,35G_{yy}+1,5Q_{yy}+N_{yy} \dots\dots(5)$$

➤ E.L.S

- Axe Z-Z

$$G_{zz}+V_{zz} \dots\dots(6)$$

$$G_{zz}+N_{zz} \dots\dots(7)$$

$$G_{zz}+Q_{zz} \dots\dots(8)$$

$$G_{zz}+N_{zz}+Q_{zz} \dots\dots(9)$$

- Axe Y-Y

$$G_{zz}+N_{zz} \dots\dots(7)$$

$$G_{zz}+Q_{zz} \dots\dots(8)$$

$$G_{zz}+N_{zz}+Q_{zz} \dots\dots(9)$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

	ELU				ELS				
combinaisons	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Z-Z	-3,18	0,90	1,03	1,33	-1,68	-2,05	0,63	0,72	1,03
Y-Y	/	0,22	0,25	0,33	0,15	/	0,15	0,18	0,25

**Tableau III.1:** combinaisons de charges

On prend le cas le plus défavorable pour le pré dimensionnement (4)<sub>ELU</sub>, (9)<sub>ELS</sub>

**4- Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche

$$f \leq f_{adm}$$

$$\frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 q_s \cdot l^3 \cdot 200}{384}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot 1,03 \cdot 10^{-3} \cdot 6^3 \cdot 200}{384 \cdot 210000}$$

$$I_y \geq 275,9 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit un IPE 160, dont ses caractéristiques sont :

$$I_y = 869,3 \text{ cm}^4 ; I_z = 68,28 \text{ cm}^4 ; A = 20,1 \text{ cm}^2 ; h = 16 \text{ cm} ; P = 15,8 \text{ Kg/ml}$$

$$W_{pl,y} = 123,9 \text{ cm}^3 ; W_{pl,z} = 26,4 \text{ cm}^3$$

- D'où la nouvelle charge permanente est :

$$G' = g_{panneau} + g_{accessoires} + g_{panne}$$

$$G' = 0,4 \text{ kn/ml}$$

- Les nouvelles combinaisons de charges :

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q + N \\ q_s = G + Q + N \end{cases}$$

➤ Suivant Z-Z

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,5 \text{ kn/ml} \\ q_s = 1,15 \text{ kn/ml} \end{array} \right.$$

➤ Suivant Y-Y

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 0,4 \text{ kn/ml} \\ q_s = 0,3 \text{ kn/ml} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{uz} = G' - 1,5V = -2,56 \text{ kn/ml} \\ q_{sz} = G' - V = -1,5 \text{ kn/ml} \end{array} \right.$$

**5- Vérification:**

**5-1 Vérification de la flèche:**

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E I} \leq \bar{f}$$

➤ Suivant Z-Z

Les pannes sont considéré posées sur deux appuis,  $l=6m$

$$\bar{f} = \frac{6}{200} \rightarrow \bar{f} = 0,03m$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E I_y}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{1,15 \cdot 10^{-3} \cdot 6^4}{210000 \cdot 317,8 \cdot 10^{-8}} \rightarrow f^{\max} = 0,02$$

$f^{\max} \leq \bar{f}$  ..... la condition est vérifiée

➤ Suivant Y-Y

Les pannes sont considéré posées sur trois appuis,  $l= 6m$

$$\bar{f} = \frac{6}{200} \rightarrow \bar{f} = 0,03m$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{EI_z}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{0,3 \cdot 10^{-3} \cdot 6^4}{210000 \cdot 27,65 \cdot 10^{-8}} \rightarrow f^{\max} = 0,005$$

$\bar{f} < f_{\max}$  ..... la condition n'est pas vérifiée

Donc on doit disposer des liernes à mi- travée ( $l=l/2$ ) suivant l'axe Y-Y

➤ Suivant Y-Y

Les pannes sont considéré posées sur trois appuis,  $l= 6/2 = 3m$

$$\bar{f} = \frac{3}{200} \rightarrow \bar{f} = 0,015m$$

$$f^{\max} = \frac{2,05}{384} \frac{0,3 \cdot 10^{-3} \cdot 3^4}{210000 \cdot 27,65 \cdot 10^{-8}} \rightarrow f^{\max} = 0,002$$

$f^{\max} \leq \bar{f}$  ..... la condition est vérifiée

### 5-2 Vérification à la résistance :

La vérification se fait par la formule suivante :

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

➤ Calcul des moments :

Axe Z-Z :  $M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,5 \times 6^2}{8} = 6,75 KN.m$

Axe Y-Y :  $M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,4 \times 3^2}{8} = 0,45 KN.m$

$\gamma_{M_0}$  : Coefficient partiel de sécurité:  $\gamma_{M_0} = 1,1$

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier :  $f_y = 235\text{Mpa}$

$$\text{classe1} \rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{pl,y} = 12,96\text{kn.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{pl,z} = 2,9\text{kn.m}$$

$$\left(\frac{6,75}{12,96}\right)^2 + \left(\frac{0,45}{2,9}\right)^1 = 0,42 \leq 1 \dots\dots\dots \text{ la condition est verifiée}$$

**5-3 Vérification au cisaillement :**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} V_z < V_{pl,z} \\ V_y < V_{pl,y} \end{cases}$$

- Les données :

$$\begin{cases} q_{u,z} = 1,5\text{kn/ml} \\ A_{v,z} = 9,7\text{cm}^2 \\ q_{u,y} = 0,4\text{kn/ml} \\ A_{v,y} = 12,8\text{cm}^2 \end{cases}$$

$L=6\text{m} \quad f_y = 235\text{MPa} \quad \gamma_{M_0} = 1,1$

$$V_y = 1,25 \frac{q_{u,y} l}{2} = 1,25 \frac{0,4 \times 6}{2} = 1,5\text{KN}$$

$$V_z = \frac{q_{u,z} l}{2} = \frac{1,5 \cdot 6}{2} = 4,5\text{KN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 119,64\text{kn}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 157,87 \text{ kn}$$

$V_z < V_{pl,z}$  .....la condition est vérifiée.

$V_y < V_{pl,y}$  .....la condition est vérifiée.

**5-4 Vérification au déversement :**

$$M_{sdy} \leq M_{dev} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

On vérifie par rapport au vent de soulèvement

$$q_{u,z} = -3,18 \text{ kn/ml}$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_{u,z} \cdot l^2}{8} = 14,3 \text{ kn.m}$$

$$M_{dev} = \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$  Pour les sections de classe 1 et 2

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \beta_w^{0,5}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\text{appuis simple} \begin{cases} K = 1 \\ C_1 = 1,132 \end{cases}$$

$$l_z = 300 \text{ cm}$$

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

$$\lambda_{it} = 109,44$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.42 \quad \Rightarrow \quad \text{Courbe a} \quad \Rightarrow \quad \chi_{LT} = 0,55$$

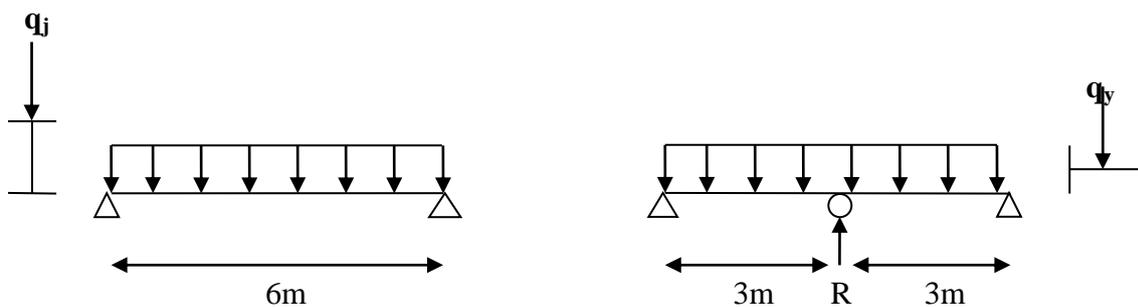
$$M_{dev} = 14,72 \text{ kn.m}$$

$$M_{sdy} = 14,3 \text{ kn.m} < M_{dev} = 14,72 \text{ kn.m} \quad \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée}$$

**III-1-2 Calcul des liernes :**

**1- Définition :**

Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissant. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faitières, ils sont donc transmis au portique par des tirants en diagonale.



**Figure III.3:** Les schémas statiques

**2- Effort de traction :**

$$T_1 = \frac{R}{2}$$

- Calcul de R :

$$R = 1,25 \cdot q_y \cdot \frac{l}{2} ; \quad q'_{u,y} = 0,4 \text{ kn/ml}$$

$$R = 1,5 \text{ kn}$$

$$T_1 = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ kn}$$

$$T_2 = R + T_1 = 2,25 \text{ kn}$$

$$T_3 = R + T_2 = 3,75 \text{ kn}$$

$$T_4 = R + T_3 = 5,25 \text{ kn}$$

$$T_5 = R + T_4 = 6,75 \text{ kn}$$

$$T_6 = R + T_5 = 8,25 \text{ kn}$$

$$T_7 = R + T_6 = 9,75 \text{ kn}$$

Calcul de  $T_8$  :

$$\text{Tg}\theta = \frac{1,5}{3} = 0,5 \quad \rightarrow \quad \theta = 26,56^\circ$$

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

$$T_8 = \frac{T_7}{2 \cdot \sin\theta} = 10,9 \text{ kn}$$

le plus défavorable est  $T_8$ , donc on dimensionne les liernes avec  $N_{sd} = T_8$

### 3- Dimensionnement des liernes

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

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

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

$$N_{sd} = T_8 = 10,9 \text{ kn}$$

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

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

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 10,9 \times 10^{-3} \times 1}{3,14 \times 235}}$$

$$\phi \geq 7,7 \text{ mm}$$

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

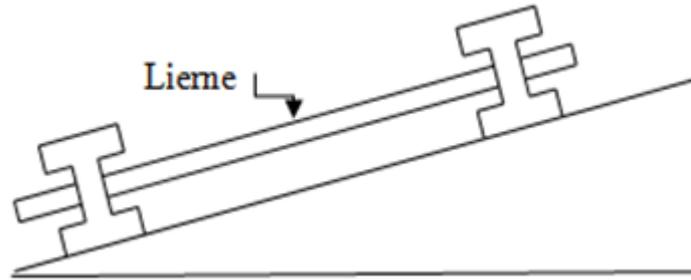


Figure III.4 : présentation de la lierne

### III-1-3 Calcul de l'échantignolle :

#### 1- Définition :

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

#### 2- Dimensionnement de l'échantignolle :

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

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

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

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

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

Sous la combinaison :  $q_{uz} = G - 1,5V = -2,56\text{kn/ml}$

Calcul de l'effort maximal :

$$R = \frac{q_{uz} \cdot l}{2}$$

$$R = 7,68\text{kn}$$

$$M_r = 2R \cdot t$$

$$M_r = 1,5\text{kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{pliage} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_r$$

$$W_{ely} \geq \frac{\gamma_{m0} \cdot M_r}{f_y}$$

$$W_{ely} \geq \frac{1,1 \cdot 1,5 \cdot 10^{-3}}{235}$$

$$W_{ely} \geq 7,02 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$b=18\text{cm}$  (traverse IPE400)

$$W_{ely} \geq \frac{b \cdot e^2}{6}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{ely}}{b}} \quad \longrightarrow \quad e \geq 1,52 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de 20 mm d'épaisseur

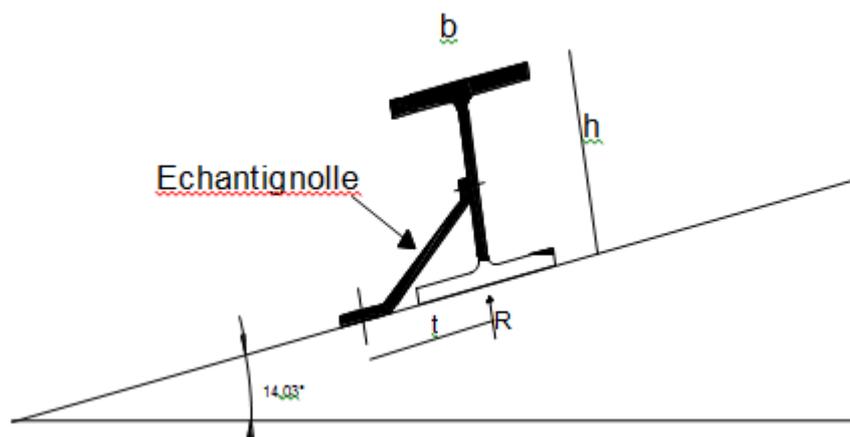


Figure III.5 : échantignolle

### III-2 Pré dimensionnement des éléments secondaire :

#### III-2-1 Calcul des lisses de bardages :

##### 1-Definition :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles ( IPE, UAP) ou de profils minces pliés, disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

**2-Dimensionnement :**

$V = -1,97 \text{ kn/ml}$  ;  $G = 0,255 \text{ kn/ml}$  ;  $l = 6 \text{ m}$

$$M_y = \frac{V \cdot l^2}{8} = 8,73 \text{ kn.m}$$

$$M_z = \frac{G \cdot l^2}{8} = 1,15 \text{ kn.m}$$

➤ Sous G-1,5V :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = M_G = 1,15 \text{ kn.m} \\ M_y = 1,5M_V = 1,5 \cdot 8,73 = 13,09 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

$$W_{el,y} \geq \frac{M_y}{f_y} \left( 1 + n \frac{M_z}{M_y} \right)$$

$\eta \approx 6$  à  $9$  pour les profilés laminés en I (soit  $\eta = 7$ )

$$W_{el,y} \geq \frac{13,06 \cdot 10^{-3}}{235} \left( 1 + 7 \cdot \frac{1,15 \cdot 10^{-3}}{13,09 \cdot 10^{-3}} \right)$$

$$W_{el,y} \geq 89,95 \text{ cm}^3$$

Donc on choisit IPE160

**3-Vérification :****3-1 Vérification à la flexion :**

Les caractéristiques de l'IPE160 sont :

$$I_y = 869,3 \text{ cm}^4, I_z = 68,28 \text{ cm}^4$$

➤ Sous V :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_z} = 0,016 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{6}{200} \rightarrow \bar{f} = 0,03 \text{ m}$$

$f_y \leq \bar{f}$  la condition est vérifiée

➤ Sous G' :

$$G' = G + G_{IPE160} = 0,255 + 0,158 \longrightarrow G' = 0,413 \text{ kn/ml}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{G' l^4}{E I_y} = 0,048 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{6}{200} \rightarrow \bar{f} = 0,03 \text{ m}$$

$f_z > \bar{f}$  la condition n'est pas vérifiée

Donc on doit disposer des suspentes à mi-travée ( $l' = l/2$ )

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{G' l'^4}{E I_y} = 0,012 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{3}{200} \rightarrow \bar{f} = 0,015 \text{ m}$$

$f_z \leq \bar{f}$  la condition est vérifiée

### 3-2 Vérification des contraintes :

On vérifie les contraintes dans la lisse sous la combinaison la plus défavorable suivante :

$$\sigma < f_y$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{el.y}} + \frac{M_z}{W_{el.z}} < f_y$$

$$\sigma = \frac{13,09 \cdot 10^{-3}}{108,7 \cdot 10^{-6}} + \frac{1,15 \cdot 10^{-3}}{16,65 \cdot 10^{-6}} = 189,5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 189,5 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

### 3-3 Calcul des efforts :

$$R = 1,25 \cdot q_z \cdot \frac{l}{2}$$

$$R = 1,25 \cdot 0,413 \cdot \frac{6}{2} \rightarrow R = 1,55 \text{ kn}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = 0,77 \text{ kn}$$

$$T_2 = R + T_1 = 2,32 \text{ kn}$$

$$T_2 = 2 \cdot T_3 \cdot \sin\theta \quad ; \quad \text{Tg}\theta = \frac{2}{3} \implies \theta = 33,7^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \cdot \sin\theta} = 2,1 \text{ kn}$$

le plus défavorable est  $T_2$ , donc on dimensionne les suspentes avec  $N_{sd} = T_2$

### III-2-3 Dimensionnement des suspentes :

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

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

$$N_{sd} = T_2 = 2,32 \text{ kn}$$

$$N_{tsd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \implies A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

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

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 2,32 \times 10^{-3} \times 1}{3,14 \times 235}}$$

$$\phi \geq 3,54 \text{ mm}$$

On va choisir un  $\emptyset 10$  pour plus de sécurité.

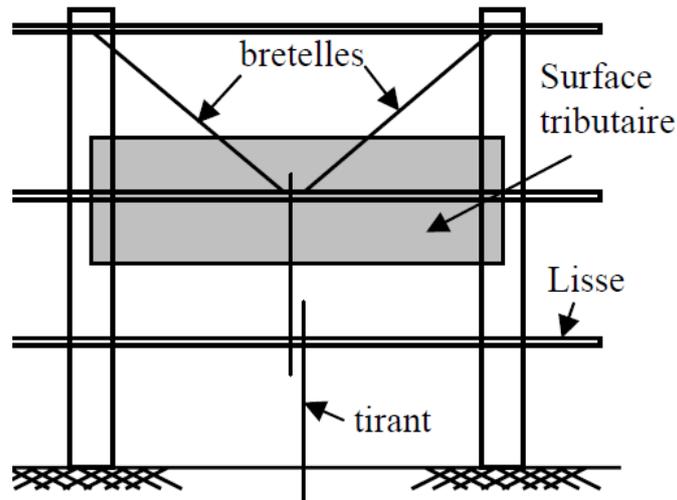


Figure III.6 : éléments de bardage

#### III-2-4 Pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastree aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

$h$  : Hauteur de la contre marche donné par :  $16cm \leq h \leq 18cm$

$g$  : Largeur de la marche (giron) donné par :  $25cm \leq h \leq 32cm$

$n$  : Nombre de contremarche.

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée  $H = 3,06m$

$E_m$  : emmarchement

La condition assurant le confort de l'escalier est donnée par la relation de BLONDEL

$$60cm \leq g + 2 \cdot h \leq 64cm$$

Avec :

$$\text{On prend } h = 17 \text{ cm} \Rightarrow n = \frac{306}{17} = 18 \text{ (contremarches)}$$

$$n - 1 = 17 \text{ (marches)}$$

$$60 \leq g + 2 \cdot 17 \leq 64 \Rightarrow 26 \leq g \leq 30 \Rightarrow$$

On prend:  $g = 30cm$

$$tga = \frac{h}{L} = \frac{306}{510} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

$$E_m = 1,2 \text{ m}$$

### III-2-4-1 Calcul des éléments de l'escalier :

#### 1- Charges et surcharges sur l'escalier :

##### Charges permanentes :

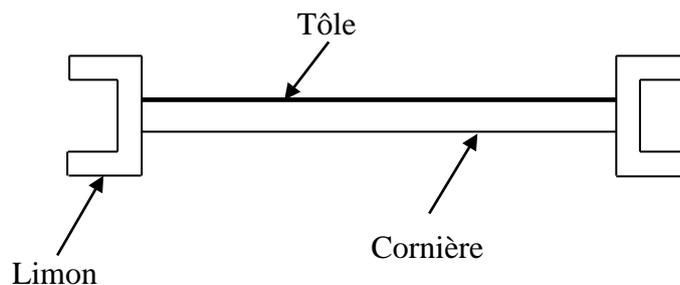
$$\text{Tôle striée (e= 5mm) .....G = 0,44 KN/m}^2$$

##### Charge d'exploitation :

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Bâtiment à usage de bureaux}$$

#### 2- Pré dimensionnement de la cornière du support :

La cornière est considérée comme une poutre simplement appuyée, sollicitée en flexion simple.



**Figure III.7 : schéma d'une marche**

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

##### Condition de flèche :

$$q_s = (G + Q) \cdot g/2 = (0,44 + 2,5) \cdot 0,3/2 = 0,44 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y = 300 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 0,44 \cdot 1,2^3}{384 \cdot 2,1} = 1,41 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à ailes égale L30x30x4 avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = I_z = 1,80 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 0,85 \text{ cm}^3$$

$$G_{cornière} = 0,0178 \text{ KN/m}$$

### 3- Vérification en tenant compte du poids du profilé :

#### 3-1 La flèche :

$$q' = q + G_{cornière} = 0,44 + 0,0178 = 0,45 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 0,45 \times 1,2^4}{384 \times 210000 \times 1,80 \times 10^{-8}} = 0,3 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{120}{300} = 0,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

#### 3-2 La résistance :

$$q_u = (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q) \cdot \frac{g}{2} + (1,35 \cdot G_{cornière}) = 0,67 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{0,67 \cdot 1,2^2}{8} = 0,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ely} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{0,85 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 0,2 \text{ KN} \cdot \text{m} > 0,11 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

#### 3-3 Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{0,67 \cdot 1,2}{2} = 0,4 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 1,04 \cdot h \cdot t = 1,04 \cdot 30 \cdot 4 \cdot 10^{-2} = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{1,24 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 16,93 \text{ KN} > 0,4 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L30x30x4 convient comme cornière de support.

### 4- Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

La charge revenant au limon est :

$$G = \frac{(G_{marche}) \cdot e_m + 2 \cdot g_{corni}}{2} = \frac{(0,44) \cdot 1,2}{2} + 0,0178 = 0,28 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \cdot \frac{e_m}{2} = 1,5 \text{ kn/m}$$

$$q_s = 1,78 \text{ KN/m}$$

**Condition de flèche :**

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

$$l_{limon} = \frac{h}{\sin \alpha} = 5,95 \text{ m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq 300 \cdot \frac{5 \cdot q_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 300 \cdot \frac{5 \cdot 1,78 \cdot 10^{-3} \cdot 5,95^3}{384 \cdot 210000} = 697,44 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 697,44 \text{ cm}^4$$

Soit un *UPN160* avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 925 \text{ cm}^4$$

$$W_{ply} = 138 \text{ cm}^3$$

$$G_{profilé} = 0,189 \text{ KN/m}$$

$$A_{vz} = 12,60 \text{ cm}^2$$

**5-Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

**5-1 La flèche :**

$$q' = q + G_{profilé} = 1,78 + 0,189 = 1,97 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 1,97 \cdot 10^{-3} \cdot 5,95^4}{384 \cdot 210000 \cdot 925 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^2 = 1,65 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{595}{300} = 1,98 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**5-2 Vérification au moment fléchissant :**

$$q_u = \frac{(1,35 G_{marche} + 1,5Q) \cdot E_m}{2} + 1,35 \cdot (G_{cornière} + G_{profilé}) = 2,88 \text{ KN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique

Il faut vérifier que :  $MSdy \leq MRdy$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,88 \cdot 5,95^2}{8} = 12,74 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{138 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{1} = 32,43 \text{KN} \cdot \text{m} > 12,74 \text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### 5-3 Cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,88 \cdot 5,95}{2} = 8,56 \text{KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{12,60 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 170,95 \text{KN} > 8,56 \text{KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UPN160 convient comme limon pour la volée.

### III-3 pré dimensionnement du plancher mixte :

#### III-3-1 Introduction :

Une dalle mixte est constituée d'une tôle d'acier nervurée, profilée à froid, recouverte d'une dalle de béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Lorsque la dalle est liée à la poutraison par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton.

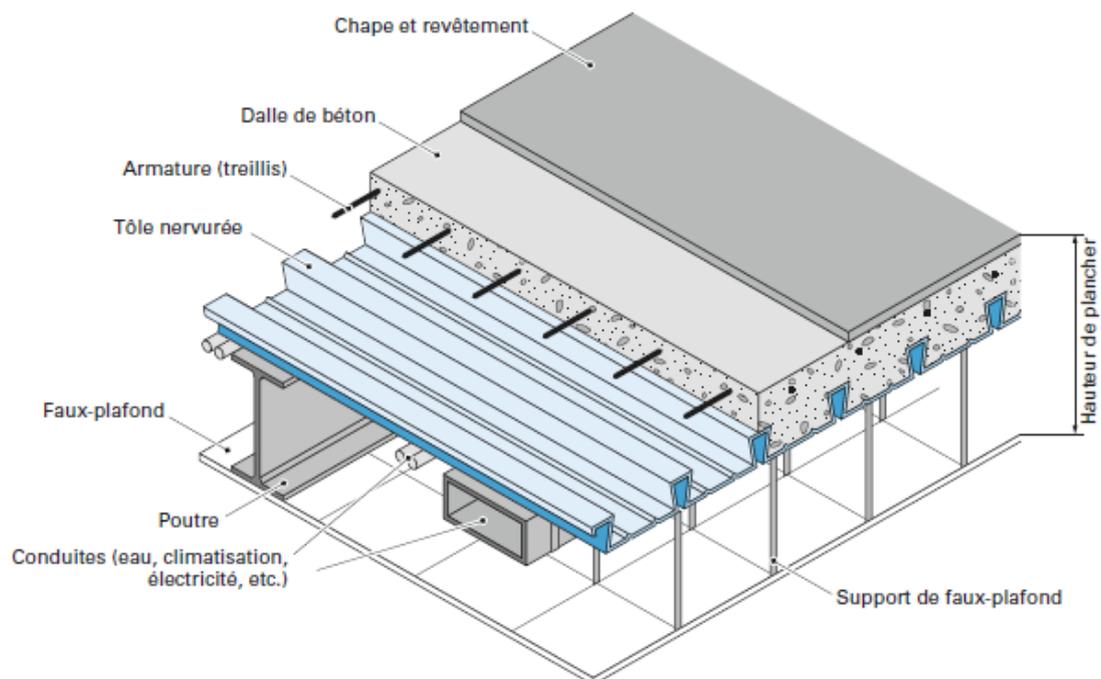


Figure III.8 : plancher mixte

**III-3-2 Hypothèses de calcul :**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

**a) Phase de construction**

Le profilé d'acier travail seul et il reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

**b) Phase finale**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

➤ **Condition de flèche :**

La flèche est vérifiée par la condition suivante :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$l$  : Portée de l'élément considéré.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

$q_s$  : Charge sur le profilé à l'ELS.

$I_y$  : Moment d'inertie du profilé.

➤ **Condition de résistance :**

La résistance est vérifiée par la condition suivante :  $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow [\text{CCM97 article 5.4.5.1}]$$

Avec :

$M_{sd}$  : Moment sollicitant le profilé.

$M_{Rd}$  : Moment résistant du profilé.

$q_u$  : Charge sur le profilé à l'ELU.

$f_y$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

$\gamma_{M_0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

### III-3-3 Évaluation des charges :

Les charges et surcharges ont été prises dans le document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

#### a) Phase de construction

##### Les charges permanentes ( $G$ ) :

Dalle en béton armé ( $e = 16cm$ ) .....  $0,16 \cdot 25 = 4 \text{ KN/m}^2$

Tôle type cofraplus 60 .....  $0,113 \text{ KN/m}^2$

**$G = 4,11 \text{ KN/m}^2$**

##### Les charges d'exploitations ( $Q$ ):

Surcharge de construction (ouvrier).....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

#### b) Phase finale :

Revêtements en carrelage .....  $= 0,4 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose .....  $= 0,36 \text{ KN/m}^2$

Lit de sable .....  $= 0,34 \text{ KN/m}^2$

Dalle en béton armé ( $e = 16cm$ ) .....  $= 4 \text{ KN/m}^2$

Tôle type cofraplus 60 .....  $0,113 \text{ KN/m}^2$

**$G = 5,21 \text{ KN/m}^2$**

Cloisons de séparation (*en aluminium*).....  $G_{cloisons} = 0,2 \text{ KN/ml}$

##### Les charges d'exploitation ( $Q$ ):

Surcharge de d'exploitation .....  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

## III-3-4 Pré-dimensionnement :

## III-3-4-1 Pré dimensionnement solives :

## a) Phase de construction :

Le béton ne travaillant pas en phase de construction nous aiderons alors la section d'acier avec un étai à mi travées.

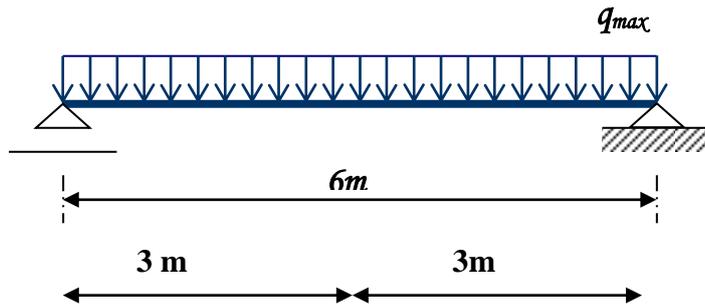


Figure III.9 : schéma statique

## 1-Combinaison de charge :

L'entre axe des solives est de  $e_{solive} = 1,5m$

➤ ELS :

$$q_s = [G + Q] \cdot e_{solive}$$

$$q_s = [4,113 + 1] \cdot 1,5 = 7,67 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq 250 \cdot \frac{5 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5 \cdot 7,67 \cdot 10^{-3} \cdot 3^3}{384 \cdot 210000} = 321,02 \text{ cm}^4$$

On prendra un IPE160 dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 869,3 \text{ cm}^4 \\ W_{pl} = 123,9 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

**1- Vérification en tenant compte du poids du profilé :**➤ **ELU :**

$$\dot{q}_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1,5 = 10,57 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 7,84 \text{ KN/m}$$

**2-1 La flèche :**

$$f_{cal} = 0,45 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{300}{250} = 1,2 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**2-2 La résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 11,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 29,11 \text{ KN} \cdot \text{m} > 11,89 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**2-3 Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 15,85 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 131,60 \text{ KN} > 15,85 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**b) Phase finale (calcul mixte) :****1- Combinaisons de charges :**➤ **ELU :**  $q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times e_{solive} + 1,35 G_{solive} + 1,35 G_{cloison}$ 

$$q_u = (1,35 \times 5,21 + 1,5 \times 2,5) \times 1,5 + 1,35 \times 0,158 + 1,35 \times 0,2 = 16,65 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = [G + Q] \cdot e_{solive} + G_{cloison}$$

$$q_s = [5,21 + 2,5] \cdot 1,5 + 0,2 + 0,158 = 11,92 \text{ KN/m}$$

**2- Vérification de la résistance à L'ELU :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd}^+$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{16,65 \cdot 6^2}{8} = 74,92 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Position de l'axe neutre plastique (ANP) :**

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

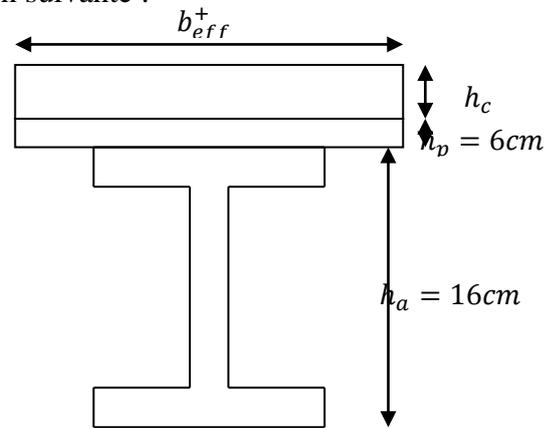
$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[ \frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] \rightarrow \text{EC4 art 4.2.2.}$$

Avec :

$l_0$  : Longueur de la solive.

$b$  : Entre axe des solives.

$$b_{eff}^+ = 2 \cdot \min \left[ \frac{6}{8}, \frac{1,5}{2} \right] = 1$$



**Figure III.10:** largeur effective de la dalle

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{M_a}} \cdot f_y = \frac{20,1 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{1,1} \cdot 10^3 = 429,4 \text{KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,5 \cdot 0,1 \cdot \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} \cdot 10^{-3} = 2125 \text{KN}$$

$F_c > F_a \Rightarrow$  L'axe neutre plastique est dans la dalle

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f_{cK}}{\gamma_b} \right)} = \frac{429,4}{1,5 \cdot \left( \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} \right)} \cdot 10^2 = 2,02 \text{cm}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right) = 429,4 \cdot \left( \frac{16}{2} + 6 + 10 - \frac{2,02}{2} \right) \cdot 10^{-2}$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 98,76 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$M_{pl,Rd}^+ > M_{sd} \Rightarrow$  La section est vérifiée en résistance.

**2-1 Vérification de la flèche en service :**

$$q_s = 11,92 \text{KN/m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$f_{adm} > f_{cal}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \rightarrow \text{Plancher terrasse}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 \cdot E_a \cdot I_m}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4cm$$

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot f^2$$

$$S = A_a + \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} = 20,1 + \frac{150 \cdot 16}{15} = 180,1cm^2 \rightarrow \text{Section mixte}$$

$$d = \frac{b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p)}{\eta} \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot h_a}{2 \cdot S} = \frac{150 \cdot 16}{15} \cdot \frac{16 \cdot 16}{2 \cdot 180,1} = 14,21cm$$

$$f = \frac{(h_c + h_p) + h_a}{2} - d = \frac{16 + 16}{2} - 14,21 = 1,79cm$$

$$I_m = 869,3 + 20,1 \cdot 14,21^2 + \frac{150 \cdot (10 + 6)^3}{12 \cdot 15} + \frac{150 \cdot (10 + 6)}{15} \cdot 1,79^2 = 8853,95cm^4$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 11,92 \cdot 10^{-3} \cdot 6^4}{384 \cdot 210000 \cdot 8853,95 \cdot 10^{-8}} \cdot 10^2 = 1,08cm$$

$f_{adm} > f_{cal} \Rightarrow$  La flèche est vérifiée.

## 2-2 Résistance de la section au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{16,65 \cdot 6}{2} = 49,95KN$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M_0}} = \frac{9,7 \cdot 10^{-3} \cdot 235}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \cdot 10^3 = 131,6KN$$

$V_{PL,Rd} > V_{sd} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

## 3- Calcul des contraintes :

### 3-1 Contraintes dues au moment fléchissant :

$v_i$  : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ )

$v_s$  : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre ( $\Delta$ )

$$v_s = \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - d = \frac{16}{2} + (10 + 6) - 14,21 = 9,79cm$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{16}{2} + 14,21 = 22,21 \text{ cm}$$

- **Contrainte dans la poutre acier :**

**Traction dans la fibre inférieure :**

$$\sigma_{ai} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot v_i = \frac{74,92 \cdot 10^{-3}}{8853,95 \cdot 10^{-8}} \cdot 0,222 = -187,85 \text{ MPa}$$

**Traction dans la fibre supérieure :**

$$\sigma_{as} = \frac{M_{sd}}{I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{74,92 \cdot 10^{-3}}{8853,95 \cdot 10^{-8}} \cdot [9,79 - (10 + 6)] \cdot 10^{-2} = -52,54 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans la dalle béton :**

Compression dans la fibre supérieure :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot v_s = \frac{74,92 \cdot 10^{-3}}{15 \cdot 8853,95 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,79 \cdot 10^{-2} = 5,52 \text{ MPa}$$

Traction dans la fibre inférieure :

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{sd}}{\eta \cdot I_m} \cdot [v_s - (h_c + h_p)] = \frac{74,92}{15 \cdot 8853,95} \cdot [9,79 - (10 + 6)] \cdot 10^3 = -3,5 \text{ MPa}$$

**3-2 Contraintes dues au retrait :**

$\beta$  : Distance entre le CDG de l'acier et CDG du béton

$$\beta = \frac{h_a + h_c + h_p}{2} = \frac{16 + 10 + 6}{2} = 16 \text{ cm}$$

$\alpha$  : Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène

$$\alpha = \frac{I_y}{A_a \cdot \beta} = \frac{869,3}{20,1 \cdot 16} = 2,7 \text{ cm}$$

$$K = \frac{B \cdot E_a \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot A_a}{(\eta \cdot I_y \cdot A_a) + (B \cdot I_y) + (B \cdot A_a \cdot \beta^2)}$$

$$B = b_{eff}^+ \cdot (h_c + h_p) = 2400 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{2400 \cdot 2,1 \cdot 10^{47} \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 16 \cdot 20,1}{(15 \cdot 869,3 \cdot 20,1) + (2400 \cdot 869,3) + (2400 \cdot 20,1 \cdot 16^2)} = 220,55 \text{ N/cm}^{-3}$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^5 MPa$$

$$\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$$

$Y_1$  : Distance entre l'interface et l'AN de la section homogène

$$Y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 2,7 = 10,7 cm$$

$Y_2$  : Distance entre la fibre supérieure du béton et l'AN de la section homogène

$$Y_2 = Y_1 + h_c + h_p = 26,7 cm$$

D'où les valeurs de contraintes sont :

- **Contrainte dans la poutre acier :**

$$\sigma_{as} = K \cdot Y_1 = 23,54 MPa$$

$$\sigma_{ai} = K \cdot (h_a - Y_1) = -11,66 MPa$$

- **Contrainte dans la dalle béton :**

$$\sigma_{bi} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_1)}{\eta} = -1,23 MPa$$

$$\sigma_{bs} = \frac{(E_a \cdot \varepsilon - K \cdot Y_2)}{\eta} = -1,11 MPa$$

### 3-3 Contraintes finales :

$$\sigma_{as} = -52,54 + 23,54 = -29 MPa < f_y = 235 MPa \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{ai} = -11,66 - 187,85 = -199,51 MPa < f_y = 235 MPa \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bs} = 5,52 - 1,11 = 4,41 MPa < 0,6 f_{c28} = 15 Pa \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{bi} = -1,23 - 3,5 = -4,73 MPa < 0,6 f_{c28} = 15 Pa \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### 4- Calcul des goujons connecteurs :

On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6.

$$f_u = 400 MPa$$

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \cdot d$$

On a  $d = 16\text{mm} \Rightarrow h > 4 \cdot 16 = 64\text{mm}$

On prend  $h = 65\text{mm}$

$$\frac{h}{d} > 4 = \frac{65}{16} = 4,06 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

#### 4-1 Dimensionnement de la connexion de la poutre :

Béton de classe C 25/30  $\Rightarrow f_{ck} = 25\text{MPa}, E_{cm} = 30500\text{MPa}$

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur vaut :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) \rightarrow \text{EC 4 art 6.3.2.1}$$

Avec :

$P_{rd1}$  : Effort résistant au cisaillement de goujon lui-même

$P_{rd2}$  : Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon

$$P_{rd1} = 0,8 \cdot \frac{f_u}{\gamma_r} \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) = 0,8 \cdot \frac{400}{1,25} \cdot \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) \cdot 10^{-3} = 51,44\text{KN}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_r} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} = 0,29 \cdot \frac{1 \cdot 16^2}{1,25} \cdot \sqrt{25 \cdot 30500} \cdot 10^{-3} = 51,86\text{KN}$$

$$P_{rd} = \min(51,44; 51,862) = 51,44\text{KN}$$

$$V_{el} = \min \left( \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b_{eff}^+ \cdot \frac{(h_c + h_p) \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \right) \rightarrow \text{EC 4 art 6.2.1.1}$$

$$V_{el} = \min \left( \frac{20,1 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,1}; 0,85 \cdot 1,125 \cdot \frac{16 \cdot 25}{1,5} \cdot 10 \right) = 429,4\text{KN}$$

Le nombre des goujons est donc :

$$N_f = \frac{V_{el}}{P_{rd}} = \frac{429,4}{51,44} = 8,34$$

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6}{2} = 3\text{m}$$

On prend  $N_f = 9$

L'espace est donné par :

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{300}{9} = 33,4\text{cm}$$

**III-3-4-2 Pré dimensionnement des sommiers :**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier :  $L = 6m$

Entre axe des sommiers :  $e_{sommier} = 6m$

Entre axe des solives :  $e_{solive} = 1,5m$

Nombre de solives :  $n=5$

$$G = 5,21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{solive} = \frac{0,158 \cdot 6}{1,5} = 0,632 \text{ KN/m}$$

**1-Combinaison de charge :**

➤ **ELS :**

$$q_s = [G + Q] \cdot e_{sommier} + G_{solive} \cdot n + G_{cloison}$$

$$q_s = 47,25 \text{ KN/m}$$

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35(G \cdot e_{sommier} + G_{solive} \cdot n + G_{cloison}) + 1,5Qe_{sommier}$$

$$q_u = 67,65 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier :  $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = 200 \cdot \frac{5 \cdot q_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 200 \cdot \frac{5 \cdot 47,25 \cdot 6^3}{384 \cdot 2,1} = 12656,25 \text{ cm}^4$$

On prendra un HEA 280

**2- Vérification en tenant compte du poids du profilé :**

➤ **ELU :**

$$q_u = q_u + 1,35 \times G_{\text{profilé}} = 68,84 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS :**

$$q'_s = q_s + G_{\text{profilé}} = 47,25 + 0,883 = 48,13 \text{ KN/m}$$

**2-1 La flèche :**

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{cal} = 2,1 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**2-2 La résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 309,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 325 \text{ KN} \cdot \text{m} > 309,78 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

**2-3 Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 206,52 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 505,4 \text{ KN} > 206,52 \text{ KN}$$

**3- Vérification au déversement :**

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

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

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

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

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

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

**C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>** : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525 \quad ;$$

**K et K<sub>w</sub>** : les facteurs de longueur effective avec :

$$K=1 \text{ appui simple} \quad ,$$

$$K_w = 1 \quad ;$$

$$L = 600 \text{ cm} ;$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$M_{cr} = 5953,23 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_{lt} = 0,234 < 0,4 \text{ pas de risque de déversement}$$

### III-3-5 Ferrailage de la dalle mixte :

Dans notre cas, on a une dalle sur quatre appuis de 1,5 x 6 m :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{6} = 0,25 < 0,4$$

Le panneau de dalle travaille dans un seul sens (sens de L<sub>x</sub>), la dalle se calcule comme une poutre en flexion simple.

$$\text{à l'ELU : } G = 5,21 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 10,78 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{10,78 \cdot 1,5^2}{8} = 3,03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée est : } M_t = 0,75 \cdot M_0 = 2,27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis est : } M_a = 0,5 \cdot M_0 = 1,51 \text{ KN.m}$$

**Détermination de la section d'acier :**

$$b = 1m$$

$$h = 8cm$$

$$c = 2cm$$

$$d = 0,9h = 7,2 cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}})$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$A = \frac{M}{z \cdot f_{st}}$$

	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A'	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
travée	2,27	0,0308	0,039	0,0701	0	1,09
appui	1,51	0,0205	0,025	0,071	0	0,6

**Tableau III.2 :** Les sections d'acier

**Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 7,2 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{500} = 0,69 cm^2 < A_s$$

- Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{1,09}{4} = 0,27cm^2$$

Les sections d'acier étant petite nous avons optés pour un treillis soudé de  $\varnothing 8$  Dont les dimensions des mailles sont égales à 20 cm dans les deux sens.

**III-4 Calcul des potelets bi- articulés :**

**III-4-1 Définition :**

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

**III-4-2 Détermination des charges :**

Le potelet le plus élancé appartient à la zone B sur les parois verticales

- charge climatique :

Entre axe  $l_{potelet} = 6m$   
 $q = 0,9 \text{ kn/m}^2$   
 $V = l \cdot q \quad \longrightarrow \quad V = 5,40 \text{ KN/ml}$

- Charge Permanente:

Charges permanentes G: (verticale concentrée)

Bardage (panneau sandwich) .....	$G_{\text{bardage}} = 12,75$
$\text{kg/m}^2$	
Poids propre de la lisse (IPE 160) .....	$G_{\text{lisse}} = 15,8 \text{ kg/ml}$
Accessoires de pose .....	$G_{\text{accessoire}} = 5 \text{ kg/m}^2$
Longueur de la lisse .....	$L = 6m$
Nombre de lisses supportées par le potelet .....	$n = 4 \text{ lisses}$
Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : .....	$S = 60m^2$
L'entre axe des potelets .....	$l = 6m$

$$G = (G_{\text{bardage}} + G_{\text{accessoire}}) \cdot S + G_{\text{lisse}} \cdot L \cdot n$$

$$G = 14,44 \text{ KN}$$

**III-4-3 Dimensionnement des potelets :**

- Sous la condition de flèche :

La vérification se fait sous les charges non pondérées :

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \quad ; \quad f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$l$  : Portée de l'élément considéré.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

$P_s$  : Charge sur le profilé à l'ELS.

$I_y$  : Moment d'inertie du profilé.

$$I_y = \frac{5 \cdot V \cdot l^3 \cdot 200}{384 \cdot E} = \frac{5,5,4 \cdot 10^{-3} \cdot 10^3 \cdot 200}{384 \cdot 210000} = 6696,42 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit, IPE330, dont les caractéristiques sont :

$$W_{ply} = 628,4 \text{ cm}^3 ; I_y = 8356,1 \text{ cm}^4 ; p = 0,422 \text{ KN/ml} ; A = 53,8 \text{ cm}^2$$

Poids propre totale:

$$G' = 14,44 + (0,422 \cdot 10)$$

$$G' = 18,66 \text{ KN}$$

#### III-4-4 Vérification à la stabilité :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture .Il travaille à la flexion composée.

##### 1- Vérification au flambement :

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

$l_y$  : longueur de flambement autour de l'axe yy

$l_0$  : longueur du poteau

$i_y$  : rayon de giration par rapport à l'axe yy

$i_z$  : rayon de giration par rapport à l'axe zz

$$\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

$$\left[ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1000}{12,46} \quad \lambda_y = 80,25 \\ \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3,35} \quad \lambda_z = 59,70 \end{array} \right.$$

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

$$\bar{\lambda}_{\max} = \frac{80,25}{93,9} \times 1 = 0,85$$

$\lambda_{\max} = 0,85 > 0,2$  il ya risque de flambement

➤ choisit de la courbe de flambement.

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2$$

Axe de flambement Y-Y → courbe de flambement a

$$\chi = 0,766$$

### 2- Vérification du déversement :

Avec :  $\lambda_1 = 93,9$

$\lambda_{LT}$  : élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

$$l_z = 200 \text{ cm}$$

$$i_z = 3,55 \text{ cm}$$

$$h = 33 \text{ cm}$$

$$t_f = 1,15 \text{ cm}$$

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

$$\lambda_{lt} = 72,60$$

$\lambda_{lt \text{ bar}} = 0,77 > 0,4$  il y a risque de déversement

### 3- Vérification à l'influence de l'effort normal :

On doit vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl}} \geq 1$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) \longrightarrow \chi_{\min} = 0,766$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{53,8,235 \cdot 10^{-4}}{1,1} = 1149,36 \text{ KN}$$

$$\frac{1,35G}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} = \frac{25,19}{0,766 \cdot 1149,36} = 0,028 < 1 \implies \text{l'effort normal est négligeable}$$

➤ **Nature de la sollicitation :**

$$\lambda_{max} \geq 0,2 \implies \text{il ya risque de flambement}$$

$$\lambda_{lt \text{ bar}} \geq 0,4 \implies \text{il ya risque de deversement}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} < 0,1 \implies \text{l'effort normal est négligeable}$$

Le poteau travaille à la flexion simple avec déversement

$$M_r = M_{dev} = \chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$  pour les sections de classes 1 et classes 2.

$$M_y = \frac{1,5 \cdot V \cdot l^2}{8} = \frac{1,5 \cdot 5,40 \cdot 10^2}{8} = 101,25 \text{ kn.m}$$

$$\lambda_{lt \text{ bar}} = 0,77 \Rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \chi_{lt} = 0,812$$

$$M_{dev} = 0,812 \cdot 1 \cdot \frac{804,3 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{1,1} = 139,52 \text{ KN.m}$$

$M_y < M_r$  donc l'IPE330 est adéquat.

# Chapitre IV

**IV-1 Introduction :**

Les contreventements servent d'une part à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations et d'empêcher les grandes déformations et de l'autre part, assurer la stabilité de l'ossature. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants poutres au vent, et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

**IV-2 Contreventement de la toiture (poutre au vent) :**

**a) Calcul des efforts horizontaux aux nœuds des contreventements :**

$$F_i = 1,5 \cdot [(V_i \cdot S_i) + \frac{F_{fr}}{n}]$$

$$S_i = \frac{h_i}{2} \cdot l_i$$

I	1	2	3	4	5
h <sub>i</sub> (m)	7	7,75	8,5	9,25	10
l <sub>i</sub> (m)	3	3	3	3	3
S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	10,5	11,62	12,75	13,87	15
F <sub>i</sub> (kn)	6,43	14,01	15,15	16,29	17,49
1,5F <sub>i</sub> (kn)	9,64	21,01	22,72	24,43	26,23

**Tableau IV.1 : valeurs des efforts dans les nœuds**

**b) Calcul de l'effort de traction dans la diagonale la plus sollicitée :**

$$\theta = 26,56^\circ$$

$$R = F_d \cdot \cos\theta + F_1 \quad \longrightarrow \quad F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta}$$

$$R_A = R_B = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2 + F_3 + F_4) + F_5}{2}$$

$$R_A = R_B = 90,91 \text{kn} \quad \longrightarrow \quad F_d = 90,85 \text{kn}$$

$$F_d \leq N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \longrightarrow \quad A \geq \frac{F_d \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq 4,25 \text{cm}^2$$

Donc on choisit une double cornière **2L (60\*60\*5)** dont ses caractéristiques sont :  
 A=11,58cm<sup>2</sup> ; p=0,0908 KN/m

**IV-2-1 Vérification des montants (pannes) :**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent a la flexion déviée sous l'action de charge vertical , et en outre a la compression sous F au doit donc vérifier la panne a la flexion déviée

**IV-2-1-1 Vérification à la résistance :**

On vérifie la condition suivante :

$$\left(\frac{My}{Mply}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz}{Mplz}\right)^\beta \leq 1,0$$

➤ **Détermination des sollicitations sur les montants :**

$$G_z = G_c + G_p + 1,5(G_{acc} + G_{panneau})$$

$$G_z = 1,35kn/m$$

$$M_{yG} = \frac{G_z \cdot \cos(14,03) \cdot l^2}{8} = \frac{1,35 \cdot 0,97 \cdot 6^2}{8} = 5,89kn.m$$

$$M_{yV} = \frac{V \cdot l^2}{8} = \frac{1,97 \cdot 6^2}{8} = 8,86kn.m$$

$$M_{y_{max}} = M_{yG} - 1,5 \times M_{yV}$$

$$M_{y_{max}} = 5,89 - 1,5 \times 8,86 = -7,4KN.m$$

$$M_z = 1,35 \times \frac{G_y \times l^2}{8}$$

$$M_z = 1,35 \times \frac{1,35 \cdot \sin(14,03^\circ) \times 6^2}{8} = 1,98KN.m$$

$$\text{section de classe (1)} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

$$\left(\frac{-7,4}{26,46}\right)^2 + \left(\frac{1,98}{5,57}\right)^1 = 0,43 \leq 1,0 \dots\dots\dots c'est vérifiée$$

**IV-2-1-2 Vérification aux instabilités :**

**a) Vérification au flambement :**

$$l_{ky} = 600 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = (l_{ky}/i_y) = (600/6,58) = 91,18$$

$$l_{kz} = 300 \text{ cm} \rightarrow \lambda_z = (l_{kz}/i_z) = (300/1,84) = 163$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9 \cdot \varepsilon} \quad ; \quad \varepsilon = 1 \text{ pour une section de classe 01}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{91,18}{93,9} = 0,97 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{163}{93,9} = 1,73 \end{array} \right. \quad \bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_z = 1,73 > 0,20$$

$$\bar{\lambda}_{\max} > 0,2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

**b) Vérification au déversement :**

Le moment critique de déversement

$$C_1=1,132 \quad ; \quad C_2=0,459 \quad ; \quad C_3=0,525 \quad \text{(charge uniformément répartie)}$$

$$K=K_w=1 \quad \longrightarrow \quad \text{extrémités libres.}$$

$$I_w = I_z \left( \frac{h-t_f}{2} \right)^2 = 68,28 \left( \frac{16-0,74}{2} \right)^2 = 3975 \text{ cm}^6$$

$$I_t = 3,6 \text{ cm}^4$$

$$Z_j = 0 \text{ cm} \quad \text{section doublement symétrique.}$$

$$Z_s = 0 \text{ cm} \quad \text{section doublement symétrique.}$$

$$Z_a = \frac{h}{2} = 8 \text{ cm} \quad \text{sous la charge horizontale au centre de cisaillement}$$

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

$$I_z = 68,28 \text{ cm}^4$$

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

$$G = 8076,92 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{cr} = 11,03 \text{ KN.m}$$

• L'élancement réduit :

$\beta_w = 1$  pour les sections de classes 1 et classes 2.

$$W_{pl,y} = 123,9 \text{ cm}^3$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.123,9.10^{-6}.235}{11,03.10^{-3}}} = 1,62$$

$$\overline{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Donc il y a lieu de tenir compte de risque de déversement

**c) Vérification de la panne intermédiaire (la plus sollicitée) à la flexion déviée composée avec risque de flambement :**

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$N = F_4 = 24,43 \text{ kn}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 26,46 \text{ kn.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 5,57 \text{ kn.m}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{20,1 \times 10^{-4} \cdot 235}{1,1} = 429,40 \text{ kn}$$

$$M_y = -7,4 \text{ kn.m}$$

$$M_z = 1,98 \text{ kn.m}$$

$$\overline{\lambda}_y = 0,97 \longrightarrow \text{courbe a} \longrightarrow \chi_y = 0,686$$

$$\overline{\lambda}_z = 1,73 \longrightarrow \text{courbe a} \longrightarrow \chi_z = 0,270$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,270$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\beta_{My} = 1,3$$

$$\mu_y = 0,97(2.1,3 - 4) + \frac{123,9 - 108,7}{108,7} = -1,21 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{-1,21.24,43.10^{-3}}{0,686.20,1.10^{-4}.235} = 1,09$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ avec } K_z \leq 1,5.$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\beta_{Mz} = 1,3$$

$$\mu_z = 1,73(2.1,3 - 4) + \frac{26,1 - 16,65}{16,65} = -1,85 < 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{-1,85.24,43.10^{-3}}{0,270.20,1.10^{-4}.235} = 1,35$$

$$\frac{24,43}{0,270 \times 429,4} - \frac{1,09 \times 7,4}{26,46} + \frac{1,35 \times 1,98}{5,57} = 0,38 \leq 1,0 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

**d) Vérification de la panne intermédiaire (la plus sollicitée) à la flexion déviée composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,62 \implies \text{courbe a} \implies \chi_{LT} = 0,326$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \text{ avec } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,73 \times 1,3 - 0,15 = 0,18 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \implies K_{LT} = 1 - \frac{0,18 \times 24,46 \cdot 10^{-3}}{0,27 \times 20,1 \times 10^{-4} \cdot 235} = 0,96 \leq 1$$

$$\frac{24,46}{0,27 \times 429,40} - \frac{0,96 \times 7,4}{0,326 \times 26,46} + \frac{1,35 \times 1,98}{5,57} = -0,14 \leq 1,0 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

### IV-3 Contreventement vertical du long-pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

Les palées de stabilité sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- Vent.
- Freinage des ponts roulants.
- Effets des séismes.
- Flambement et déversement

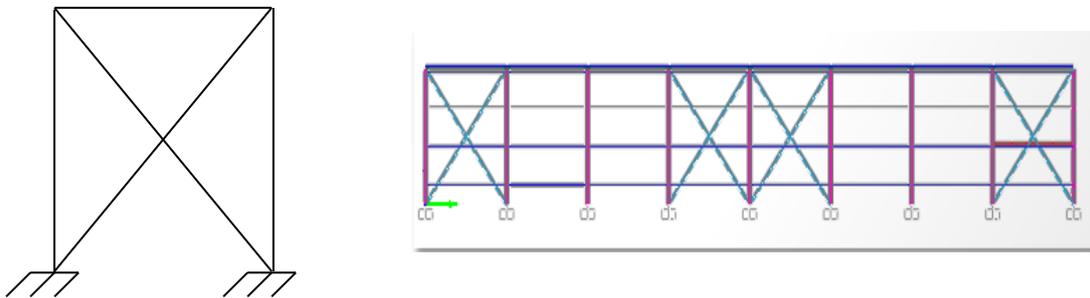


Figure IV.1 : Type de stabilité en X

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent. dans ce cas tous les efforts sont reprise par les diagonales en traction.

#### IV-3-1 Dimensionnement de la palée de stabilité de rive :

$$R=90,91\text{kn} ; F_1=9,64\text{kn}$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos\beta}$$

$$\text{tg}\beta = \frac{7}{6} = 1,16$$

$$\beta = 49,39^\circ$$

$$F_d=124,85\text{KN} \quad \text{avec : } N=F_d$$

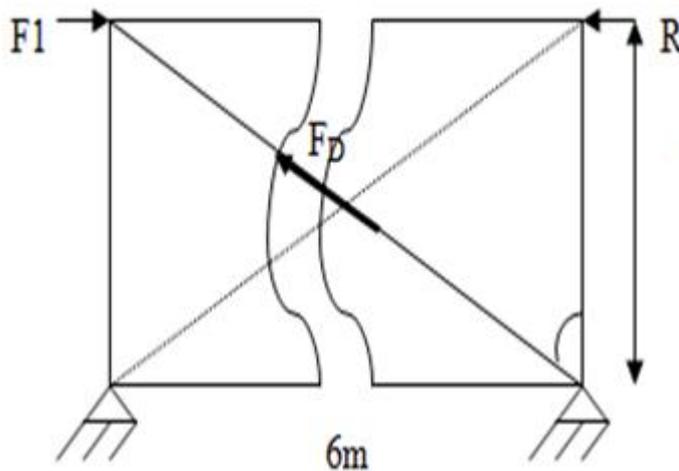


Figure IV.2 : déformation de la diagonale

**Section de la diagonale :**

- Calcul de la section brute A :

$$N = F_d$$

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1,5N = 1,5 \cdot 124,85 = 187,27 \text{ kn}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{187,27 \cdot 10^{-3} \cdot 1,1}{235} \cdot 10^4 = 8,76 \text{ cm}^2$$

On choisit une double cornière **2L(80 × 80 × 6)** → A=18,7cm<sup>2</sup>

**IV-3-2 Vérification a la résistance ultime de la section :**

$$N_{Sd} \leq N_{u.Rd}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

Nous avons des trous de 16mm

$$\text{Section nette : } A_{net} = A_1 + \xi \cdot A_2$$

$$A_1 = 2[(8 \times 0,6) - (1,6 \times 0,6)] = 7,68 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 2[(8 - 0,6) \times 0,6] = 8,88 \text{ cm}^2$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0,72$$

$$A_{net} = 3,4 + 0,693 \times 4,5 = 14,07 \text{ cm}^2$$

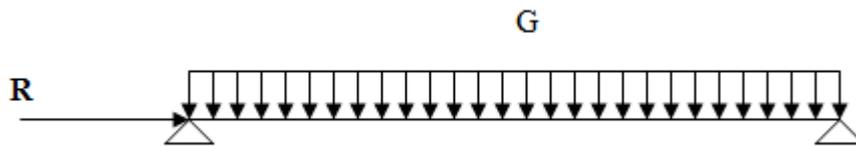
$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot 14,07 \cdot 10^{-4} \cdot 360 \cdot 10^3}{1,25} = 364,69 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 187,27 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 364,69 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc on opte pour une double cornière 2 **L80X80X6**

**IV-4 Calcul de la poutre sablière :**

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, donc elle est soumise à un effort horizontal et son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.



**Figure IV.3 :** effort sur la poutre sablière

La poutre sablière du portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions des poutres au vent de pignon calculé précédemment.

**IV-4-1 Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fait à la compression seule

- Calcul de la section brute A :

$$R = R_A = R_B = 90,91 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 1,5 \cdot R$$

$$N_{Sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Sd} = 1,5 \cdot R = 1,5 \cdot 90,91 = 136,36 \text{ kn}$$

$$A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{136,36 \cdot 10^{-3} \cdot 1,1}{235} \cdot 10^4 = 6,38 \text{ cm}^2$$

On opte pour un HEA120, dont les caractéristiques sont :

$$A = 25,3 \text{ cm}^2 \quad ; \quad p = 0,199 \text{ kn/m}$$

$$i_y = 4,89 \text{ cm} \quad ; \quad i_z = 3,02 \text{ cm}$$

**IV-4-2 Vérification aux instabilités :**

**a) Vérification au flambement :**

$$l_{ky} = 600 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = (l_{ky}/i_y) = (600/4,89) = 122,69$$

$$l_{kz} = 300 \text{ cm} \rightarrow \lambda_z = (l_{kz}/i_z) = (300/3,02) = 99,33$$

$$\begin{aligned} \overline{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{93,9 \cdot \varepsilon} \quad ; \quad \varepsilon = 1 \text{ pour une section de classe 01} \\ \overline{\lambda}_y &= \frac{122,69}{93,9} = 1,3 \\ \overline{\lambda}_z &= \frac{99,33}{93,9} = 1,05 \\ \overline{\lambda}_{\max} &> 0,2 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \overline{\lambda}_y &= \frac{\lambda_y}{93,9 \cdot \varepsilon} \\ \overline{\lambda}_y &= \frac{122,69}{93,9} \\ \overline{\lambda}_z &= \frac{99,33}{93,9} \\ \overline{\lambda}_{\max} &> 0,2 \end{aligned}} \right\} \quad \overline{\lambda} = \max(\overline{\lambda}_y, \overline{\lambda}_z) = \overline{\lambda}_y = 1,3 > 0,20$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

**b) Vérification au déversement sous son poids propre :**

Le moment critique de déversement

$$C_1 = 1,132 \quad ; \quad C_2 = 0,459 \quad ; \quad C_3 = 0,525 \quad (\text{charge uniformément répartie})$$

$$K = K_w = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{extrémités libres.}$$

$$I_w = I_z \left( \frac{h - t_f}{2} \right)^2 = 230,9 \left( \frac{11,4 - 0,8}{2} \right)^2 = 6485,98 \text{ cm}^6$$

$$I_t = 5,99 \text{ Cm}^4$$

$$Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique.}$$

$$Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique.}$$

$$Z_a = 5,7 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 5,7 \text{ Cm}$$

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

$$M_{cr} = 11,3 \text{ kn.m}$$

• L'élancement réduit :

$\beta_w = 1$  pour les sections de classes 1 et classes 2.

$$W_{pl,y} = 119,5 \text{ cm}^3$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.119,5 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{11,3 \cdot 10^{-3}}} = 1,57$$

$$\overline{\lambda}_{LT} > 0,4$$

Donc il y a lieu de tenir compte de risque de déversement.

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axiale plus effort normal en tenant compte du risque de flambement et de déversement.

• Calcul des coefficients réducteurs :

Flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \overline{\lambda}_{\max} = 1,3 \\ y - y \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{courbeb} \\ \alpha = 0,34 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_{\min} = \chi_y = 0,427$$

$$\chi_z = 0,511$$

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

desversement

$$K_{lt} = 1 - \left[ \mu_{lt} \cdot \frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \right]$$

$$\beta_{mlt} = 1,3$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \cdot \overline{\lambda}_z \cdot \beta_{mlt} - 0,15 = 0,15 \cdot (1,05 \cdot 1,3) - 0,15 = 0,05$$

avec  $\mu_{lt} \leq 0,9$

$$k_{lt} = 1 - \left[ 0,05 \cdot \frac{136,36 \cdot 10^{-3}}{0,511 \cdot 25,3 \cdot 10^{-4} \cdot 235} \right] = 0,97$$

$$K_{lt} = 0,97$$

$$\lambda_{lt} = 1,57 \Rightarrow \text{courbe, a} \Rightarrow \chi_{lt} = 0,344$$

**IV-4-3 Vérification de la résistance de la poutre sablière :**

Vérification de la condition de résistance :

$$q_y=0 \quad \longrightarrow \quad M_z=0$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / 1,1} + \frac{K_{lt} \cdot M_y}{\chi_{lt} \cdot M_{ply}} \leq 1$$

$$q_u=1,35G=1,35 \cdot 0,199=0,27 \text{kn/m}$$

$$M_y = M_g = \frac{0,27 \cdot 6^2}{8} = 1,21 \text{kn.m}$$

$$\frac{136,36 \cdot 10^{-3}}{0,427 \cdot 25,3 \cdot 10^{-4} \cdot 235 / 1,1} + \frac{0,97 \cdot 1,21 \cdot 10^{-3}}{0,344 \cdot 119,5 \cdot 10^{-6} \cdot 235 / 1,1} = 0,72 < 1 \quad \dots \text{ c'est vérifiée}$$

**IV-4-4 Vérification à l'effort normal :**

Il faut vérifier si :

$$N > \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot A_w \cdot f_y \\ 0,25 \cdot N_{pl} \end{array} \right.$$

$A_w$  : section de l'âme.

$$A_w = A - (2b \cdot t_f) = 25,3 - (2 \cdot 12 \cdot 0,8) = 6,1 \text{ Cm}^2$$

$$0,5 \cdot A_w \cdot f_y = 0,5 \times 6,1 \times 23,5 = 71,67 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 0,25 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 0,25 \cdot \frac{25,3 \cdot 10^{-4} \cdot 235}{1,1} = 135,12 \text{ KN}$$

$$N = 136,36 \text{ KN} > \min [0,5 \cdot A_w \cdot f_y ; 0,25 \cdot N_{pl}] = 71,67 \text{ KN}$$

Il faut tenir compte de l'effort normal donc on réduit moment résistant

$$M_{Ry} = M_{Ny}$$

$$M_{Ny} = M_{ply} \left[ \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \right]$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{PL}} = \frac{136,36}{540,5} = 0,25$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) = \min\left(\frac{6,1}{25,3}; 0,5\right) = 0,24$$

$$M_{ny} = \frac{119,5 \cdot 10^{-6}}{1,1} \cdot 235 \cdot \left[ \frac{1 - 0,25}{1 - (0,5 \cdot 0,24)} \right] = 21,75 \text{ kn.m}$$

$$M_{ny} \geq M_y = 1,21 \text{ kn.m}$$

C'est vérifier.

# Chapitre V

## VI- 1 Vérification du portique N° 2 :

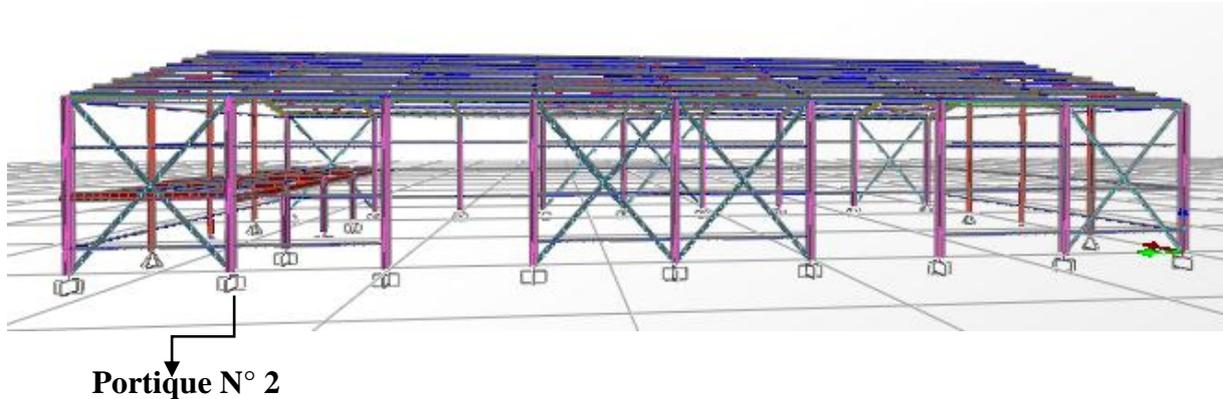


Figure VI.1 : portique du plancher

## VI- 1-1 Vérification des traverses :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 164 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ V = 82,25 \text{ KN} \end{array} \right. \quad (\text{combinaison } G+1,5V_x)$$

$$L = 12,37 \text{ m}$$

## a) Vérification au Cisaillement :

$$V_{Pl} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{42,7 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 524,2 \text{ KN} > V_{sd} = 82,25 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$0,5 \cdot V_{Pl} = 0,5 \cdot 524,2 = 262,10 \text{ KN} > 82,25 \rightarrow \text{Pas de réduction du moment}$$

## b) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{Pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 279,24 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 164 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

## c) Vérification au déversement :

La poutre est bi-encastree

$$\beta_w = 1$$

$$K = 0,5$$

$$K_w = 1$$

$$C_1 = 0,712$$

$$C_2 = 0,652$$

Pour un IPE 400 , on a :

$$I_w = 492057,66 \text{ cm}^6, I_t = 51,08 \text{ cm}^4, I_z = 1317,58 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 1307,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 239,48 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1,2 > 0,4 \rightarrow \text{il ya risque de déversement}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,3 \rightarrow \text{Courbe a} \rightarrow \chi_{LT} = 0,482$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 169,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} > M_{sd} = 164 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VI- 1-2 Vérification des poteaux :

Il s'agit de vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables, et les sollicitations sont données dans le tableau suivant:

➤ Classe de la section :

- Vérification de la semelle (comprimée) :

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \cdot 14} = 10,71 > 10 \cdot 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 2 avec :}$$

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

- Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{200}{8,5} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 23,5 < 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 2

Combinaisons	N <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	Y <sub>z</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
G+Q+N	-114,2	18,91	1,3	-0,1	-17,26

**Tableau VI.1** : sollicitations maximales dans le portique N°2

**a) Vérification a la résistance:**

- **Vérification à l'effort tranchant**

➤ Suivant Y-Y :

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 1073 \text{ KN}$$

$V_Y = 18,91 < V_{pl,y} = 1073 \text{ KN} \rightarrow$  Condition de l'effort tranchant vérifiée.

$V_y = 18,91 < 0,5 V_{pl,y} = 536,5 \text{ KN} \rightarrow$  on ne prend pas en compte l'interaction de l'effort

Tranchant sur le moment résistant plastique

➤ Suivant Z-Z :

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 460$$

$V_z = 1,3 \text{ KN} < V_{pl,z} = 460 \text{ KN} \rightarrow$  Condition de l'effort tranchant vérifiée.

$V_z = 1,3 < 0,5 V_{pl,z} = 230 \text{ KN} \rightarrow$  on ne prend pas en compte l'interaction de l'effort

- **Vérification a la flexion composée**

Il faut vérifier la condition suivante

$$N < \min (0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl})$$

$$0,5A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 22,27 \cdot 235 \cdot 10^{-1} = 261,67 \text{ KN}$$

$$0,25N_{pl} = 0,25 \cdot 112,4 = 660,93 \text{ KN}$$

$$N = 261,67 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 114,26 \text{ KN} > N$$

L'effort normal ne réduit pas le moment résistant on néglige l'effort normal.

**b) Vérification à la stabilité :**

- **Vérification au flambement**

D'après l'annexe E de l'Eurocode 3

➤ Suivant Y-Y :

$$K_{11} = K_{12} = \frac{I_y}{L}$$

$$K_{21} = \frac{I_y}{L}$$

$$K_{C1} = K_{C2} = \frac{I_y}{L}$$

$K_{11}$   $K_{12}$  : Rigidité des poutres sablières

$K_{21}$  : Rigidité des poutres du plancher

$K_{C1}$   $K_{C2}$  : Rigidité de poteau considéré .

$$K_{11} = K_{12} = \frac{606,2}{600} = 1,01 \text{ cm}^3$$

$$K_{21} = \frac{18263,5}{600} = 30,43 \text{ cm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{18263,5}{394} = 46,35 \text{ cm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{18263,5}{306} = 59,68 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,95$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,77$$

$$\frac{l_{ky}}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \rightarrow \text{Annexe A CCM97 (12)}$$

$$\Rightarrow l_{ky} = \left( \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot L$$

$$l_{ky} = 6,16 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{616}{12,74} = 48,35$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{48,35}{93,9} = 0,51 > 0,2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 \leq 1,2 \\ t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow y - y \rightarrow \text{Courbe b} \Rightarrow \alpha_y = 0,34$$

$$\chi_y = 0,88$$

➤ Suivant Z-Z :

$$K_{11} = \frac{I_y}{l} = \frac{23128,4}{1237} = 18,69\text{cm}^3$$

$$K_{21} = \frac{18263,5}{600} = 30,43\text{cm}^3$$

$$K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{6310}{394} = 16\text{cm}^3$$

$$K_1 = \frac{I_z}{h} = \frac{6310}{306} = 20,62\text{cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,46$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,54$$

$$\frac{l_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \rightarrow \text{Annexe A CCM97 (12)}$$

$$\Rightarrow l_{ky} = \left( \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot L$$

$$l_{ky} = 8,44\text{ m}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{844}{7,49} = 112,68$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{112,68}{93,9} = 1,2 > 0,2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

$$\left( \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 \leq 1,2 \\ t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{array} \right) \Rightarrow y - y \rightarrow \text{Courbe C}$$

$$\chi_z = 0,433$$

• Vérification au déversement:

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

$$L=7 \text{ m}$$

$$C1=0,712 ; C2=0,652 ; C3=1,07$$

$$K=0,5$$

$$Z_a=14,5\text{cm}$$

$$Z_g=14,5\text{cm}$$

$$Z_j=0\text{cm}$$

$$I_t=85,17\text{cm}^4$$

$$I_w=1201771,62 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr}=691,49 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$\sqrt{\frac{1 \times 1383,3 \times 235 \times 10^{-3}}{691,49}} = 0,68$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,68 > 0,4$  Donc il y a lieu de tenir compte du risque de déversement

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,68 \rightarrow \text{courbe a} \rightarrow \chi_{LT} = 0,857$$

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_y \cdot M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_z}{M_{plz}} \leq 1 \rightarrow \text{EC3 Art 5.5.4 (1)}$$

➤ **Calcul des coefficients réducteurs :**

$$\psi = \frac{-118,68}{50,64} = -2,34$$

$$\beta_{M_z} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 3,43$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{M_z} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\mu_z = 1,2 \cdot (2 \cdot 3,43 - 4) + \frac{641,2 - 420,6}{420,6} = 0,81 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{avec } K_z \leq 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{0,81 \cdot 114,2}{0,433 \cdot 112,5 \cdot 235} \cdot 10 = 0,91 < 1,5$$

$$\psi = \frac{-0,09}{-0,1} = 1,11$$

$$\beta_{M_y} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,03$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{M_y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,51 \cdot (2 \cdot 1,03 - 4) + \frac{1383 - 1260}{1260} = -0,89 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{avec } K_y \leq 1,5$$

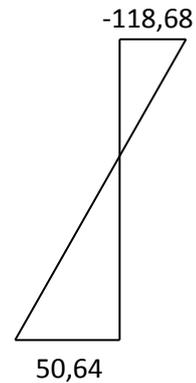


Diagramme des moments Z - Z

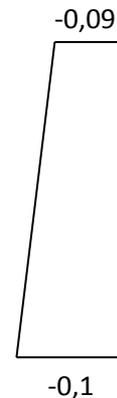


Diagramme des moments Y - Y

$$K_y = 1 - \frac{-0,89 \cdot 114,2}{0,88 \cdot 112,5 \cdot 235} \cdot 10 = 1,043 < 1,5$$

- La condition de résistance est :

$$\frac{114,2}{0,433 \cdot 2643,75} + \frac{1,043 \cdot 0,1}{325,5} + \frac{0,91 \cdot 17,26}{150,682} = 0,12 < 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Déversement :

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\psi = \frac{-0,09}{-0,1} = 1,11$$

$$\beta_{M_{Lt}} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,03$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,2 \times 1,03 - 0,15 = 0,03 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{0,03 \times 114,2 \cdot 10^{-3}}{0,433 \times 112,5 \times 10^{-4} \cdot 235} = 0,9 \leq 1$$

$$\frac{114,2}{0,433 \times 2403,4} + \frac{0,9 \times 0,1}{0,857 \times 325,5} + \frac{0,91 \times 17,26}{150,68} = 0,2 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

## VI- 2 Vérification du portique N°3

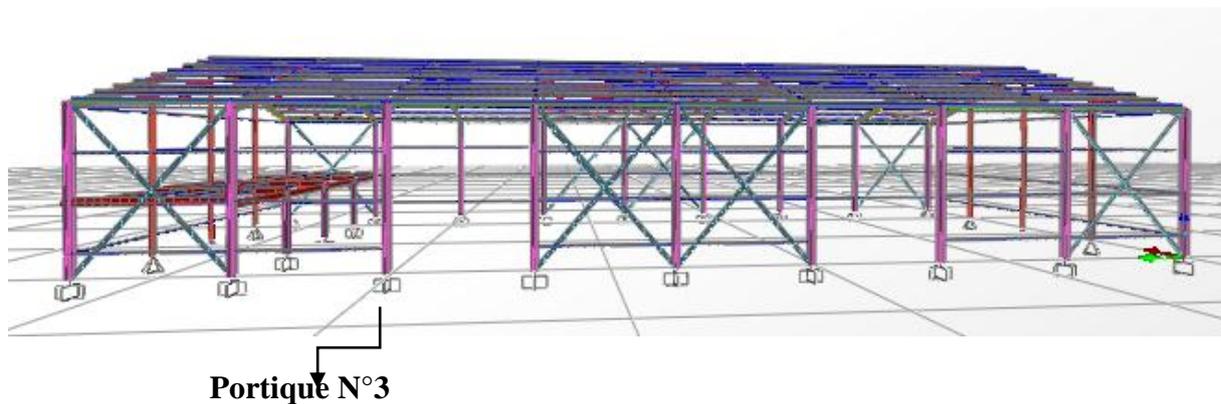


Figure VI.2 : portique intermédiaire

## VI- 2-1 Vérification de la traverse :

$$\begin{cases} M_{sd} = 273 \text{KN} \cdot \text{m} \\ V = -93,75 \text{KN} \\ L = 12,37 \text{m} \end{cases} \quad (\text{combinaison } G+1,5V_x)$$

## a) Vérification au cisaillement :

$$V_{Pl} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{42,7 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 524,2 \text{KN} > V_{sd} = 93,75 \text{KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$0,5 \cdot V_{Pl} = 0,5 \cdot 524,2 = 262,10 \text{KN} > 93,75 \rightarrow \text{Pas de réduction du moment}$$

## b) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{Pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 279,24 \text{KN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 273 \text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

## c) Vérification au déversement :

La poutre est bi-encastree

$$\beta_w = 1$$

$$K = 0,5$$

$$K_w = 1$$

$$C_1 = 0,712$$

$$C_2 = 0,652$$

Pour un IPE400, on a :

$$I_w = 492057,66 \text{ cm}^6, I_t = 51,08 \text{ cm}^4, I_z = 1317,58 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 1307,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 239,48 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1,2 > 0,4 \rightarrow \text{il ya risque de déversement}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,2 \text{ Courbe a} \rightarrow \chi_{LT} = 0,482$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 169,24 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd} < M_{sd} = 273 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow$  La condition n'est pas vérifiée donc, on augmente la section du profilé, soit un IPE450;

Pour un IPE450, on a :

$$I_w = 794240,45 \text{ cm}^6, I_t = 66,87 \text{ cm}^4, I_z = 1675,85 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 1701,8 \text{ cm}^3$$

$$\begin{cases} M_{cr} = 423 \text{ KN.m} \\ M_{b,Rd} = 313 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 273 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée} \end{cases}$$

### VI- 2-2 Vérification du poteau :

Classe de la section :

➤ Vérification de la semelle (comprimée) :

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \cdot 14} = 10,71 > 10 \cdot 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 2}$$

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

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{200}{8,5} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 23,5 < 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 2

Combinaisons	$N_{sd}$ (KN)	$V_y$ (KN)	$V_z$ (KN)	$M_y$ (KN.m)	$M_z$ (KN.m)
G+1,5V <sub>x</sub>	-128,75	49,36	1,22	-2,52	-160,2

**Tableau VI.2 :** sollicitations maximales dans le portique N°3

**a) Vérification a la résistance:**

• **Vérification à l'effort tranchant :**

➤ Suivant Y-Y :

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 1073 \text{ KN}$$

$V_y = 49,36 < V_{pl,y} = 1073 \text{ KN} \rightarrow$  Condition de l'effort tranchant vérifiée.

$V_y = 49,36 < 0,5 V_{pl,y} = 536,5 \text{ KN} \rightarrow$  on ne prend pas en compte l'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant plastique

➤ Suivant Z-Z :

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 460 \text{ KN}$$

$V_z = 1,22 \text{ KN} < V_{pl,z} = 460 \text{ KN} \rightarrow$  Condition de l'effort tranchant vérifiée.

$V_z = 1,22 < 0,5 V_{pl,z} = 230 \text{ KN} \rightarrow$  on ne prend pas en compte l'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant plastique

• **Vérification a la flexion composée**

$$N^{max} < \min(0,5 A_w \cdot f_y ; 0,25 N_{pl})$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{112,5 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 2403,4 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 112,5 - (2 \cdot 30 \cdot 1,4) = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 28,5 \cdot 235 \cdot 10^{-1} = 334,8 \text{ KN}$$

$$0,25N_{pl} = 0,25 \cdot 2403,4 = 600,85 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } N^{\max} = 334,8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 128,75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N^{\max} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

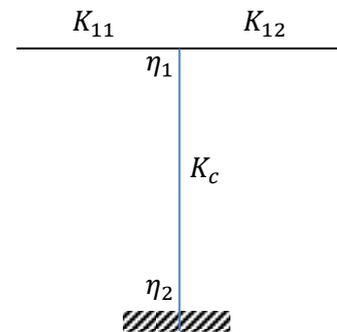
**b) Vérification à la stabilité :**

**b-1 Vérification au flambement :**

➤ Suivant Y – Y :

$$K_{11} = K_{12} = \frac{I_y}{l} = \frac{606,2}{600} = 1,01 \text{ cm}^3$$

$$K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{18263,5}{700} = 26,09 \text{ cm}^3$$



Avec :

$K_c$  : Rigidité de poteau considéré ;

$K_{11}, K_{12}$  : Rigidité des poutres

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} = 0,92$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1$$

On a une structure à nœuds fixe, donc :

$$\frac{l_{ky}}{h} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \rightarrow \text{Annexe A CCM97 (12)}$$

$$\Rightarrow l_{ky} = \left( \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot l = 6,73 \text{ m}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{673}{12,47} = 53,96$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{53,96}{93,9} = 0,57 > 0,2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 \leq 1,2 \\ t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{cases} \Rightarrow y - y \rightarrow \text{Courbe } b \Rightarrow \alpha_y = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,57 \longrightarrow \chi_y = 0,852$$

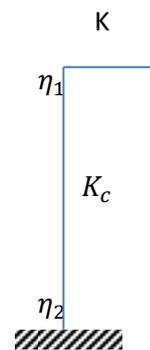
➤ Suivant Z - Z :

$$K = \frac{I_y}{l} = \frac{23128,4}{12,37} = 18,69\text{cm}^3$$

$$K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{6310,5}{700} = 9,01\text{cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K} = 0,32$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1$$



On a une structure à nœuds fixe, donc :

$$\frac{l_{ky}}{h} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}$$

$$\Rightarrow l_{kz} = \left( \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot h = 4,3\text{m}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{430}{7,49} = 56,40$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{56,4}{93,9} = 0,509 > 0,2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 \leq 1,2 \\ t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{cases} \Rightarrow z - z \rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,509 \rightarrow \chi_z = 0,843$$

- Vérification du poteau par rapport au flambement :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_y \cdot M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_z}{M_{plz}} \leq 1 \rightarrow \text{EC3 Art 5.5.4 (1)}$$

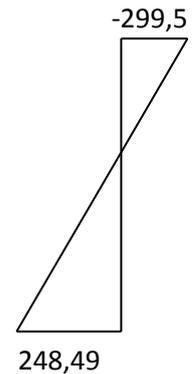


Diagramme des moments Z - Z

- Calcul des coefficients réducteurs :

$$\psi = \frac{-299,5}{248,49} = -1,2$$

$$\beta_{M_z} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 2,46$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{M_z} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\mu_z = 0,509 \cdot (2 \cdot 2,46 - 4) + \frac{641,2 - 420,7}{420,7} = 0,839 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{avec } K_z \leq 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{0,839 \cdot 128,75}{0,843 \cdot 112,5 \cdot 235} \cdot 10 = 0,95 < 1,5$$

$$\psi = \frac{1,09}{2,52} = 0,43$$

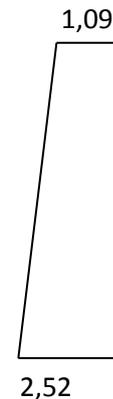


Diagramme des moments Y - Y

$$\beta_{M_y} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,49$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{M_y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,57 \cdot (2 \cdot 1,49 - 4) + \frac{1383,3 - 1259,63}{1259,63} = -0,48 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{avec } K_y \leq 1,5$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,48 \cdot 128,75}{0,852 \cdot 112,5 \cdot 235} \cdot 10 = 1,02 < 1,5$$

$$\chi_{min} = 0,843$$

- La condition de résistance est :

$$\frac{128,75}{0,843 \cdot 2403,4} + \frac{1,02 \cdot 2,52}{325,5} + \frac{0,95 \cdot 160,2}{150,68} = 0,9 \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### b-2 Vérification au déversement :

Selon l'Eurocode 3 annexe F (1.3), le moment critique de déversement est donné par :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_z}{(K \cdot l)^2} \cdot \left[ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot l)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_z}} + (C_2 \cdot Z_g)^2 - C_2 \cdot Z_g \right]$$

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{Section de classe 2}$$

$$K = 0,5$$

$$K_w = 1$$

$$C_1 = 0,712$$

$$C_2 = 0,652$$

Pour un HEA300, on a :

$$I_w = 1201772,62 \text{ cm}^6, I_t = 85,17 \text{ cm}^4, I_z = 6310,5 \text{ cm}^4, W_{pl} = 1383,3 \text{ cm}^3$$

Le chargement est appliqué au centre de gravité, donc :

$$Z_g = 14,5 \text{ cm}$$

$$Z_a = 14,5 \text{ cm}$$

$$Z_j = 0 \text{ cm}$$

$$G = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 8076,92 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 691,49 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,68 > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de déversement}$$

- **Vérification du poteau par rapport au déversement :**

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,68 \implies \text{Courbe a} \implies \chi_{LT} = 0,857$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\psi = \frac{1,09}{2,52} = 0,43$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,49$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,509 \times 1,49 - 0,15 = -0,03 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \implies K_{LT} = 1 - \frac{-0,03 \times 128,75 \cdot 10^{-3}}{0,843 \times 112,5 \times 10^{-4} \cdot 235} = 0,98 \leq 1$$

$$\frac{128,75}{0,843 \times 2403,4} + \frac{0,98 \times 2,52}{0,857 \times 325,5} + \frac{0,95 \times 160,2}{150,68} = 0,97 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

## VI- 3 Vérification de portique N°9 :

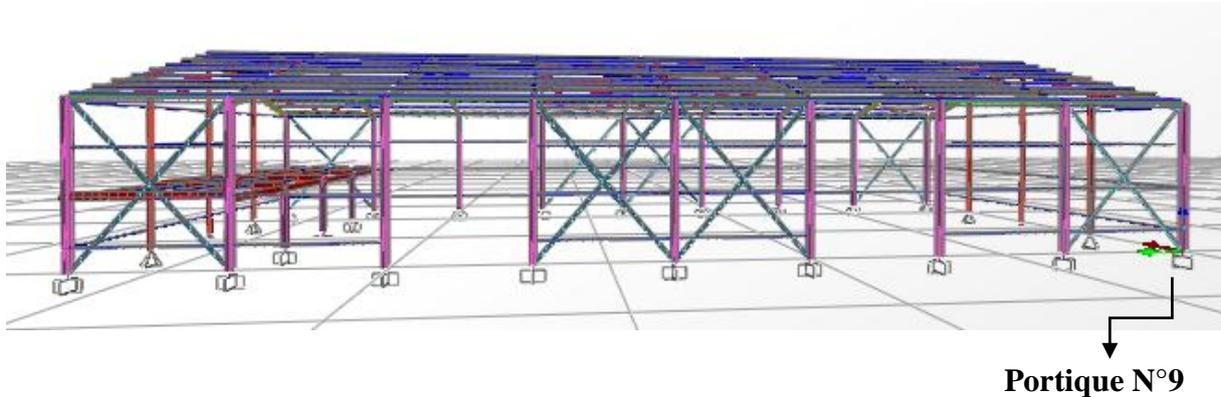


Figure VI.3 : portique de rive

## VI- 3-1 Vérification de la traverse :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sd} = 31,80 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ V = 21,64 \text{ KN} \\ L = 12,37 \text{ m} \end{array} \right. \quad (\text{combinaison } G+1,5V_X)$$

## a) Vérification au Cisaillement :

$$V_{Pl} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{42,7 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 524,2 \text{ KN} > V_{sd} = 21,64 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$0,5 \cdot V_{Pl} = 0,5 \cdot 524,2 = 262,10 \text{ KN} > 21,64 \rightarrow \text{Pas de réduction du moment}$$

## b) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{Pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1307,1 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 279,24 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 31,80 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

## c) Vérification au déversement :

La poutre est bi-encastree donc :

$$\beta_w = 1$$

$$K = 0,5$$

$$K_w = 1$$

$$C_1 = 0,712$$

$$C_2 = 0,652$$

Pour un IPE400 , on a :

$$I_w = 492057,66 \text{ cm}^6, I_t = 51,08 \text{ cm}^4, I_z = 1317,58 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 1307,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 239,48 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1,2 > 0,4 \rightarrow \text{il ya risque de déversement}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,3 \text{ Courbe a} \rightarrow \chi_{LT} = 0,482$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 169,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} > M_{sd} = 31,80 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VI- 3-2 Vérification du poteau :

Classe de la section :

➤ Vérification de la semelle (comprimée) :

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \cdot 14} = 10,71 > 10 \cdot 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 2}$$

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

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{200}{8,5} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 23,5 < 72 \rightarrow \text{âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 2

Combinaisons	N <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	V <sub>z</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
G+1,5V <sub>x</sub>	-66,53	-58,81	-8,76	-5,51	54,41

**Tableau VI.3 :** sollicitations maximales dans le portique N°9

## a) Vérification a la résistance:

## • Vérification à l'effort tranchant

➤ Suivant Y-Y :

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 1073 \text{ KN}$$

$V_y = 58,81 < V_{pl,y} = 1073 \text{ KN} \rightarrow$  Condition de l'effort tranchant vérifiée.

$V_y = 58,81 < 0,5 V_{pl,y} = 536,5 \text{ KN} \rightarrow$  on ne prend pas en compte l'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant plastique

➤ Suivant Z-Z :

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = 460 \text{ KN}$$

$V_z = 8,76 \text{ KN} < V_{pl,z} = 460 \text{ KN} \rightarrow$  Condition de l'effort tranchant vérifiée.

$V_z = 8,76 < 0,5 V_{pl,y} = 230 \text{ KN} \rightarrow$  on ne prend pas en compte l'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant plastique

## • Vérification a la flexion composée

Vérification à l'effort normal

$$N^{max} < \min(0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl})$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{112,5 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,1} = 2403,4 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 112,5 - (2 \cdot 30 \cdot 1,4) = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$0,5A_w \cdot f_y = 0,5 \cdot 28,5 \cdot 235 \cdot 10^{-1} = 334,8 \text{ KN}$$

$$0,25N_{pl} = 0,25 \cdot 2403,4 = 600,85 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } N^{max} = 334,8 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 66,53 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N^{max} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

b) Vérification à la stabilité :

b-1 Vérification au flambement :

➤ Suivant Y-Y :

$$K_{11} = \frac{I_y}{l} = \frac{606,2}{600} = 1,01 \text{ cm}^3$$

$$K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{18263,5}{700} = 26,09 \text{ cm}^3$$

Avec :

$K_c$  : Rigidité de poteau considéré ;

$K_{11}$  : Rigidité de la poutre

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} = 0,96$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1$$

On a une structure à nœuds fixe, donc :

$$\frac{l_{ky}}{h} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \rightarrow \text{Annexe A CCM97 (12)}$$

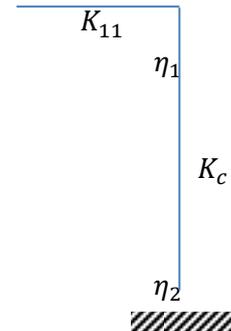
$$\Rightarrow l_{ky} = \left( \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot h = 6,86 \text{ m}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{686}{12,47} = 55$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{55}{93,9} = 0,58 > 0,2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$



$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 \leq 1,2 \\ t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{cases} \Rightarrow y - y \rightarrow \text{Courbe b} \Rightarrow \alpha_y = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,58 \longrightarrow \chi_y = 0,857$$

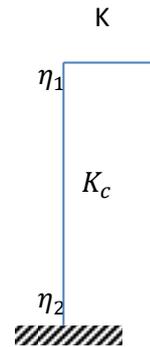
➤ Suivant Z - Z :

$$K = \frac{I_y}{l} = \frac{23128,4}{12,37} = 18,69\text{cm}^3$$

$$K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{6310,5}{700} = 9,01\text{cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K} = 0,32$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 1$$



On a une structure à nœuds fixe, donc :

$$\frac{l_{ky}}{h} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}$$

$$\Rightarrow l_{kz} = \left( \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot h = 4,3\text{m}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{430}{7,49} = 56,40$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{56,4}{93,9} = 0,509 > 0,2 \rightarrow \text{Il y a risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 \leq 1,2 \\ t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm} \end{cases} \Rightarrow z - z \rightarrow \text{Courbe c} \Rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,509 \rightarrow \chi_z = 0,843$$

- Vérification du poteau par rapport au flambement :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_y \cdot M_y}{M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_z}{M_{plz}} \leq 1 \rightarrow \text{EC3 Art 5.5.4 (1)}$$

Calcul des coefficients réducteurs :

$$\psi = \frac{-47,12}{54,41} = -0,86$$

$$\beta_{M_z} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,8$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{M_z} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \quad \text{avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\mu_z = 0,509 \cdot (2 \cdot 1,8 - 4) + \frac{641,2 - 420,7}{420,7} = 0,320 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{avec } K_z \leq 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{0,320 \cdot 66,53}{0,843 \cdot 112,5 \cdot 235} \cdot 10 = 0,99 < 1,5$$

$$\psi = \frac{0,12}{5,51} = 0,02$$

$$\beta_{M_y} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,78$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{M_y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\mu_y = 0,58 \cdot (2 \cdot 1,78 - 4) + \frac{1383,3 - 1259,63}{1259,63} = -0,15 < 0,9$$

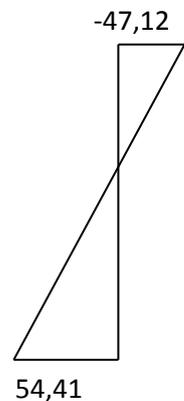


Diagramme des moments Z - Z

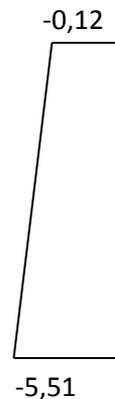


Diagramme des moments Y - Y

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,15 \cdot 66,53}{0,857 \cdot 112,5 \cdot 235} \cdot 10 = 1 < 1,5$$

$$\chi_{min} = 0,843$$

La condition de résistance est :

$$\frac{66,53}{0,843 \cdot 2403,4} + \frac{1 \cdot 5,51}{325,5} + \frac{0,99 \cdot 54,41}{150,68} = 0,4 \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b-2 Vérification au déversement :**

Selon l'Eurocode 3 annexe F (1.3), le moment critique de déversement est donné par :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_z}{(K \cdot l)^2} \cdot \left[ \sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K \cdot l)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_a \cdot I_z}} + (C_2 \cdot Z_g)^2 - C_2 \cdot Z_g \right]$$

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{Section de classe 2}$$

$$K = 0,5$$

$$K_w = 1$$

$$C_1 = 0,712$$

$$C_2 = 0,652$$

Pour un HEA300, on a :

$$I_w = 1201772,62 \text{ cm}^6, I_t = 85,17 \text{ cm}^4, I_z = 6310,5 \text{ cm}^4, W_{pl} = 1383,3 \text{ cm}^3$$

Le chargement est appliqué au centre de gravité, donc :

$$Z_g = 14,5 \text{ cm}$$

$$Z_a = 14,5 \text{ cm}$$

$$Z_j = 0 \text{ cm}$$

$$G = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 8076,92 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 691,49 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = 0,68 > 0,4 \rightarrow \text{ya risque de déversement}$$

- **Vérification du poteau par rapport au déversement :**

$$\frac{N}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_y}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{plz}} \leq 1,0$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,68 \longrightarrow \text{courbe a} \longrightarrow \chi_{LT} = 0,857$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{avec } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\psi = \frac{0,12}{5,51} = 0,02$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,78$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,509 \times 1,78 - 0,15 = -0,02 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{-0,02 \times 66,53 \cdot 10^{-3}}{0,843 \times 112,5 \times 10^{-4} \cdot 235} = 0,9 \leq 1$$

$$\frac{66,53}{0,843 \times 2403,4} + \frac{0,9 \times 5,51}{0,857 \times 325,5} + \frac{0,99 \times 54,41}{150,68} = 0,4 \leq 1,0 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

**VI- 4 Vérification des poteaux de la mezzanine :**

Les poteaux ont une hauteur de 3,06 m, et le plus sollicité sous la combinaison la plus défavorable est donné dans le tableau suivant:

Combinaison	N (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	V <sub>z</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KN.m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
1,35G+1,5Q	-179,22	-31,34	-88,9	6,72	3,19

**Tableau VI.4 :** sollicitations maximales dans les poteaux de la mezzanine

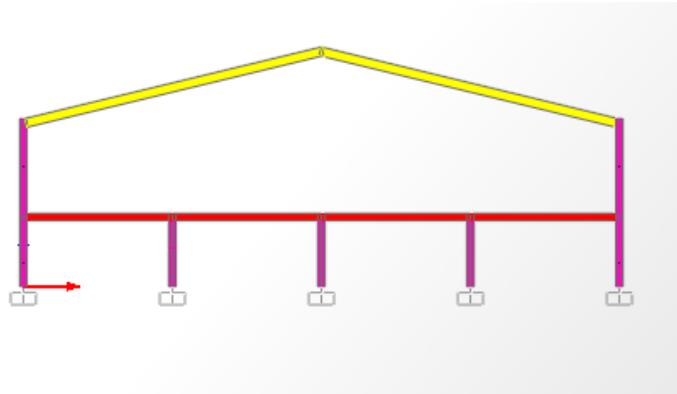


Figure VI.4: portique +mezzanine

**a) Vérification à la résistance**

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

combinaisons	Effort tranchant						Effort normal		
	$V_{sdy}$	$0,5V_{rdy}$	obs	$V_{sdz}$	$0,5V_{rdy}$	obser	$N_{sd}$	$N_{rd}$	obs
1,35G+1,5Q	31,34	230	OK	88,9	536,5	OK	179,2	1805,2	OK

Tableau VI.5 : vérification des efforts

**b) vérification à l'instabilité :**

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

combinaison	Suivant y-y			Suivant z-z				résistance	obs
	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\chi_{LT}$	$K_{LT}$	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\chi_z$	$K_z$		
1,35G+1,5Q	0,68	0,857	0,88	0,51	1,2	0,433	1,2	0,97	OK

Tableau VI.6 : vérification à l'instabilité

**VI- 5 Vérification du contreventement :**

$$N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Il faut vérifier le rapport suivant :

$$N_{sd} / N_{Rd} < 1$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

éléments		combinaison	N <sub>sd</sub> (KN)	N <sub>Rd</sub> (KN)	N <sub>sd</sub> / N <sub>Rd</sub>	observation
Contreventement vertical	traction	G+1,5V <sub>X</sub>	81 ,11	247,39	0,32	vérifiée
	compression	G+1,5V <sub>X</sub>	-52,25	247,39	0,2	vérifiée
Contreventement horizontal	traction	G+1,5V <sub>X</sub>	19,2	399,5	0,048	vérifiée
	compression	G+1,5V <sub>X</sub>	-30,44	399,5	0,07	vérifiée

**Tableau VI.7 : résultats des vérifications**

# Chapitre VI

**VII-1 Introduction :**

Un assemblage est un dispositif ayant pour rôle de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

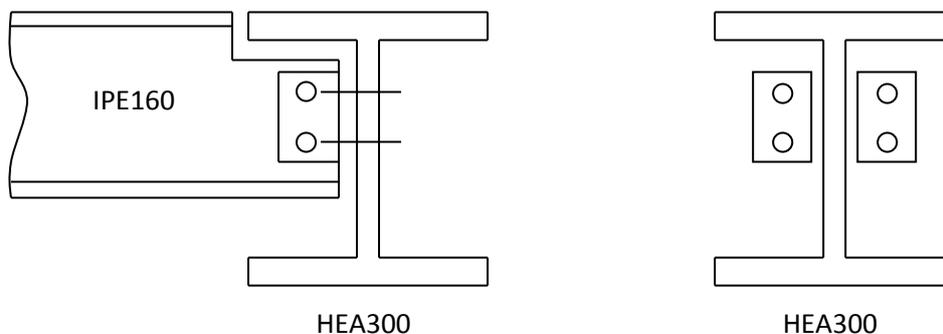
Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

**VII-2 calcul des assemblages :****VII-2-1 Assemblage poutre principales - solive :**

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache

L'effort tranchant  $V$  repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$V = 49,95KN$$



**Figure VII.1:** Assemblage poutre principale - solive

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640MPa \\ f_{ub} = 800MPa \end{cases}$$

- **Dimensionnement des boulons :**

- a. **Coté solive :**

$$F_{s.Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p.Cd} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.1.}$$

$$F_{p.Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.2.}$$

Avec :

$F_{s.Rd}$  : Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint;

$F_{p.Cd}$  : Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage) ;

$n$  : Nombre d'interface de frottement;

$\mu$  : Coefficient de frottement;

$k_s$  : Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s.Rd}$$

Avec :

$n_b$  : Nombre des boulons

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{49,95 \cdot 1,25}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800} \cdot 10^{-3} = 0,92 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M14  $\Rightarrow A_s = 1,15 \text{ cm}^2$

- b. **Coté poutre principale :**

Soit des boulons de type M14  $\Rightarrow A_s = 1,15 \text{ cm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M14, donc on prend une cornière L 50 x 50 x 5

- **Disposition géométrique :**

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 15 \leq P_2 \leq 14 \cdot 5$$

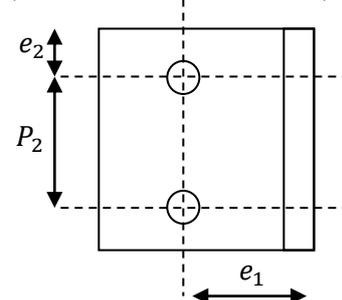
$$\Rightarrow 45 \leq P_2 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 50 \text{ mm}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 15 \leq e_2 \leq 12 \cdot 5$$

$$\Rightarrow 22,5 \leq e_2 \leq 60 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 15 \leq e_1 \leq 12 \cdot 5$$

$$\Rightarrow 18 \leq e_1 \leq 60 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 30 \text{ mm}$$



- **Vérification des boulons au cisaillement :**

L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 8.8 alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par :

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = (1 \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd}$$

$$\frac{V}{n_b} = \frac{49,95}{2} = 24,97 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 1,15}{1,25} \cdot 10^{-4} = 30,91 \text{ KN} > 24,97 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### VII-2-2 Assemblage poutre– poteau :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$$

$V = 206,52 \text{ KN}$  → Sous la combinaison à l'ELU

#### a) Assemblage cornière – poutre :

$$F_{s,Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p,Cd}$$

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

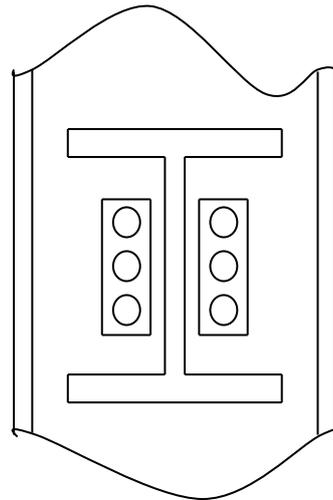


Figure VII.2 : assemblage poteau poutre secondaire

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{206,52 \cdot 1,25}{1 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800} \cdot 10^{-3} = 2,56 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M22  $\Rightarrow A_s = 3,03 \text{ cm}^2$

- Côté poutre principale :

Soit des boulons de type M24  $\Rightarrow A_s = 3,53 \text{ cm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M22, donc on prend une cornière L130 x 130 x 12

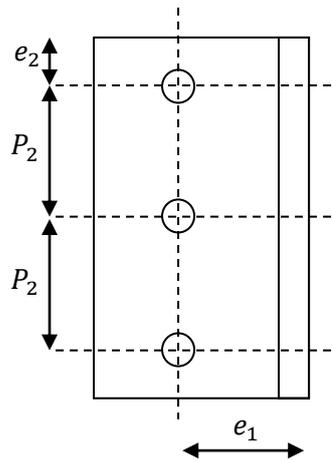
- **Disposition géométrique :**

La distance entre axe des boulons est :

$$3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 26 \leq P_2 \leq 14 \cdot 12 \Rightarrow 78 \leq P_2 \leq 168 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 85 \text{ mm}$$

$$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 26 \leq e_2 \leq 12 \cdot 12 \Rightarrow 39 \leq e_2 \leq 144 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 26 \leq e_1 \leq 12 \cdot 12 \Rightarrow 31,2 \leq e_1 \leq 144 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 50 \text{ mm}$$



- **Vérification des boulons au cisaillement :**

- **boulons reliant la cornière à la poutre :**

$$F_v = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

Avec :

$F_v$  : Effort de cisaillement.

$$F_1 = \frac{V}{n_b \cdot 2} = \frac{206,52}{3 \cdot 2} = 34,42 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{V}{2} \cdot \frac{e_2}{P_2} = \frac{206,52}{2} \cdot \frac{60}{85} = 72,88 \text{ KN}$$

$$F_v = \sqrt{34,42^2 + 72,88^2} = 80,6 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_s}} \cdot F_{p.Cd}$$

$$F_{p.Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 800 \cdot 3,03 \cdot 10^{-4} = 169,68 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_s}} \cdot F_{p.Cd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3}{1,25} \cdot 169,68 = 81,44 \text{ KN} > 80,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

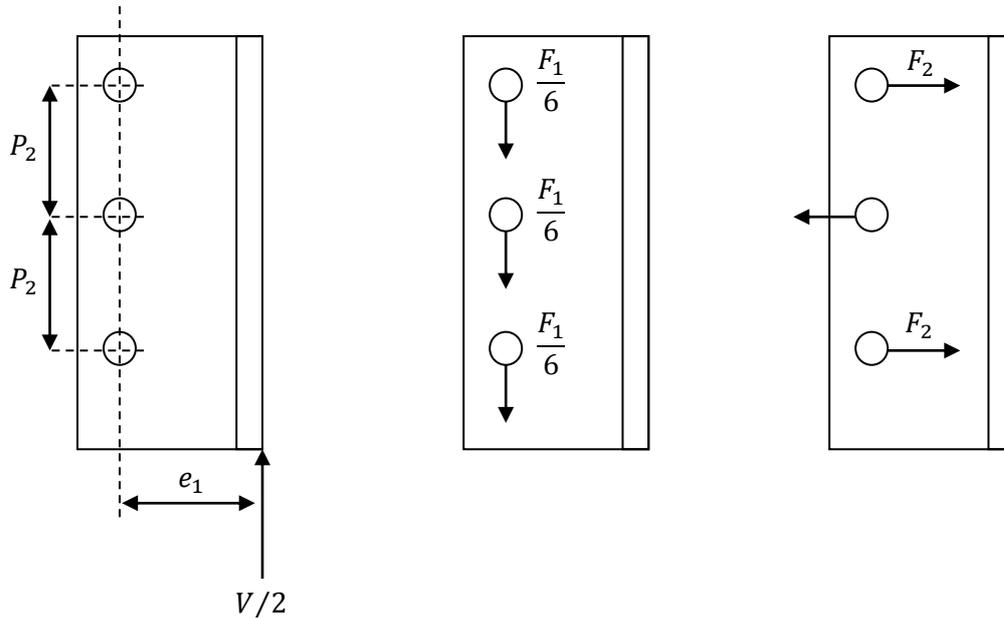


Figure VII.3 : repartitions des efforts sur les boulons

- **boulons reliant la cornière au poteau :**

$$F_{v.sd} = F_1 = \frac{V}{n_b \cdot 2} = \frac{206,52}{3 \cdot 2} = 34,42KN$$

$$F_2 \cdot P_2 = \frac{V}{2} \cdot e_2 \Rightarrow F_2 = F_{t.sd} = \frac{V}{2} \cdot \frac{e_2}{P_2} = \frac{206,52}{2} \cdot \frac{60}{85} = 72,88KN$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_s}} \cdot (F_{p.cd} - 0,8 \cdot F_{t.sd})$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 800 \cdot 3,03 \cdot 10^{-4} = 169,68KN$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3}{1,25} \cdot (169,68 - 0,8 \cdot 72,68) = 53,53 KN$$

$$F_{s.Rd} = 53,53 KN > F_{v.sd} = 34,42 KN \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### VII-2-3 assemblage poteau- traverse :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 10.9, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 900MPa \\ f_{ub} = 1000MPa \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité qui se trouve au niveau du 6em portique avec les sollicitations suivantes :

$$M = 364 \text{ KN.m} ; \quad V = 102,31 \text{ KN}$$

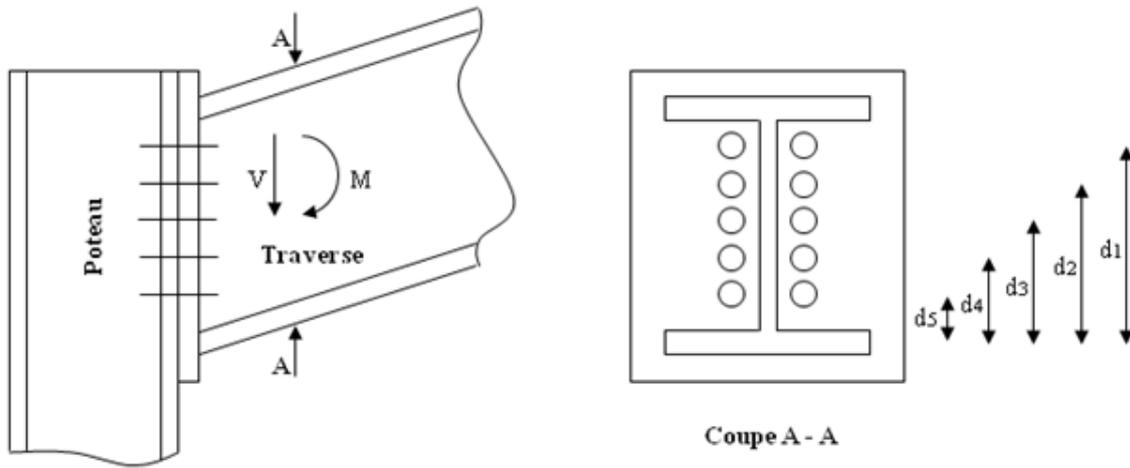


Figure VII .4 : Assemblage poteau- traverse

On prend

$$\begin{cases} d_1 = 37\text{cm} \\ d_2 = 29\text{cm} \\ d_3 = 21\text{cm} \\ d_4 = 13\text{cm} \\ d_5 = 5\text{cm} \end{cases}$$

• Détermination des efforts dans les boulons :

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{364 \cdot 37}{37^2 + 29^2 + 21^2 + 13^2 + 5^2} \cdot 10^2 = 473,39\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{473,39 \cdot 29}{37} = 371,03\text{KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{371,03 \cdot 21}{37} = 268,68\text{KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \cdot d_4}{d_1} = \frac{268,68 \cdot 13}{37} = 166,32 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{N_4 \cdot d_5}{d_1} = \frac{166,32 \cdot 5}{37} = 63,97\text{KN}$$

- **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

$n$  : Nombre de boulon par rangée ( $n = 2$ ).

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{473,39}{2 \cdot 0,7 \cdot 1000} \cdot 10 = 3,38 \text{ cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M24  $\Rightarrow A_s = 3,53 \text{ cm}^2$

- **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 2 \cdot 0,7 \cdot 3,53 \cdot 1000 \cdot 10^{-1} = 494,2 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{494,2 \cdot (37^2 + 29^2 + 21^2 + 13^2 + 5^2)}{37} \cdot 10^{-2} = 380 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 380 > M = 364 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$$V = 102,31 \text{ KN} \rightarrow \text{sur 10 boulons}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V}{10} = 10,23 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot n \cdot \frac{F_p - 0,8 \cdot \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4.}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0,7 \cdot 3,53 \cdot 1000 \cdot 10^{-1} = 247,1 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{247,1 - 0,8 \cdot \frac{473,39}{2}}{1,25} = 13,85 \text{ KN} > F_{v,Sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

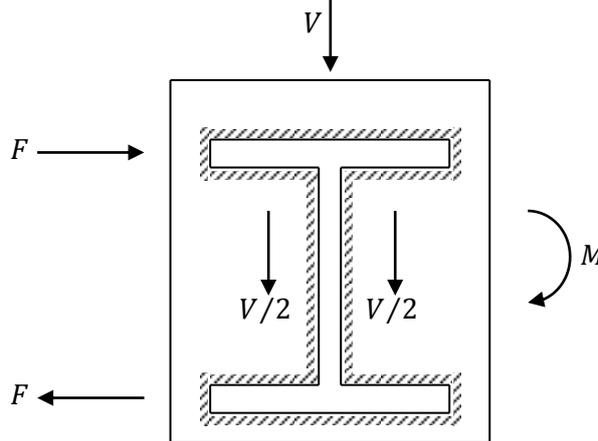
Les boulons M24 de classe 10.9 sont adéquats

- **Assemblage platine – poutre :**

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure. Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :



FigureVII.5 : assemblage platine –poutre

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

On prend  $e = 22\text{mm}$  épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 8,6 \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 4,3 \rightarrow \text{Soit } a = 4\text{ mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 13,5 \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 6,75 \rightarrow \text{Soit } a = 6\text{ mm}$$

• **Distribution des efforts sur les différents cordons:**

• **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend  $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{102,31}{2} = 51,15\text{ KN}$$

La longueur du cordon est :  $L_w = h - 2 \cdot t_f = 300 - 2 \cdot 13,5 = 373\text{ mm}$

• **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est :  $L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \cdot 180 - 8,6 = 351,4\text{ mm}$

Chaque cordon reprend  $F$

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{364}{400 - 13,5} \cdot 10^3 = 941,78\text{ Kn}$$

• **Vérification :**

• **Cordon âme – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w.Rd}$$

Avec :

$F_{w,Rd}$  : Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 900 \text{ MPa} \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{M_w} = 1,25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 51,15 \text{ KN}$$

$$F_{w,Rd} = 5 \cdot 373 \cdot \frac{900}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 969,08 \text{ KN} > 941,78 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = 6 \cdot 351,4 \cdot \frac{900}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 1095,55 \text{ KN} > 941,78 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

#### VII-2-4 Assemblage traverse-traverse :

On prend des boulons haute adhérence de Classe 10.9  $\Rightarrow \begin{cases} f_u = 900 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 1000 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\begin{cases} M = 154,8 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ V = 23,71 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow \text{à l'ELU}$$

On prend

$$\begin{cases} d_1 = 42 \text{ cm} \\ d_2 = 37 \text{ cm} \\ d_3 = 29 \text{ cm} \\ d_4 = 21 \text{ cm} \\ d_5 = 13 \text{ cm} \\ d_6 = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

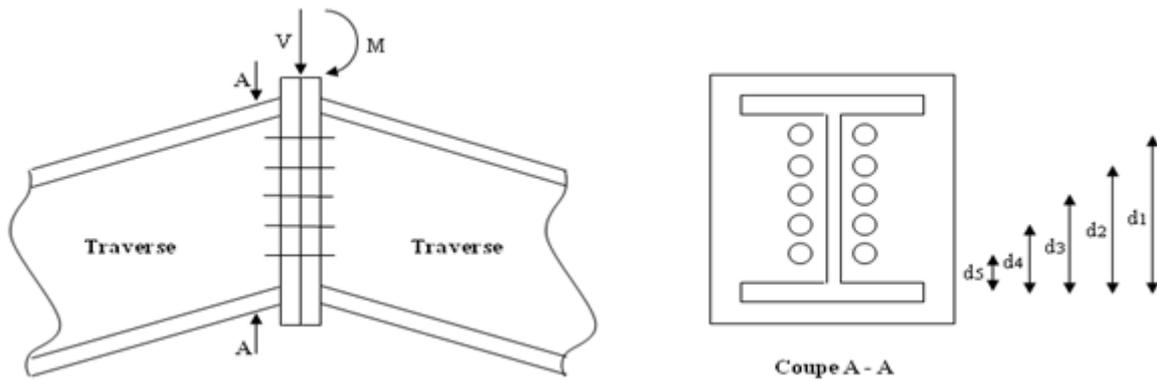


Figure VII.6 : assemblage traverse-traverse

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{158,8 \cdot 42}{42^2 + 37^2 + 29^2 + 21^2 + 13^2 + 5^2} \cdot 10^2 = 141 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{141 \cdot 37}{42} = 124,27 \text{KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{124,27 \cdot 29}{42} = 97,4 \text{KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \cdot d_4}{d_1} = \frac{97,4 \cdot 21}{42} = 70,53 \text{KN}$$

$$N_5 = \frac{N_4 \cdot d_5}{d_1} = \frac{70,53 \cdot 13}{42} = 43,66 \text{KN}$$

$$N_6 = \frac{N_5 \cdot d_6}{d_1} = \frac{43,66 \cdot 5}{42} = 16,79 \text{KN}$$

• **Pré dimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

$n$  : Nombre de boulon par rangée ( $n = 2$ ).

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{141}{2 \cdot 0,7 \cdot 1000} \cdot 10 = 1,008 \text{ cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M20  $\Rightarrow A_s = 2,45 \text{ cm}^2$

• **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 2 \cdot 0,7 \cdot 2,45 \cdot 1000 \cdot 10^{-1} = 343 \text{KN}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{343 \cdot (42^2 + 37^2 + 29^2 + 21^2 + 13^2 + 5^2)}{42} \cdot 10^{-2} = 376,4 \text{ KN.m}$$

$M_R = 376,4 > M = 158,8 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$V = 23,71 \text{ KN} \rightarrow$  sur 10 boulons

$$F_{v,Sd} = \frac{V}{10} = 2,37 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$

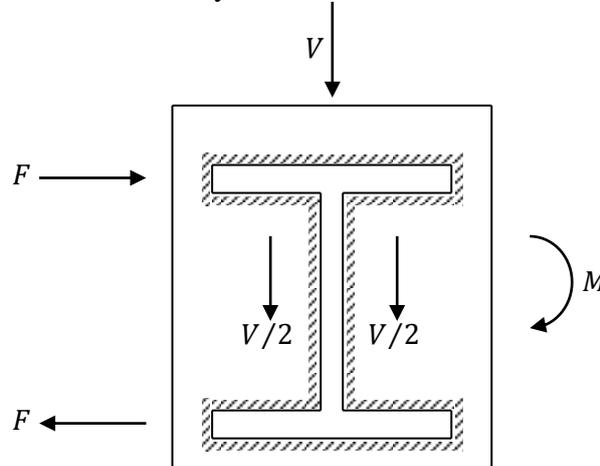
$$F_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p - 0,8 \cdot \frac{N_1}{2}}{\gamma_{M_s}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.5.6.4.}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0,7 \cdot 2,45 \cdot 1000 \cdot 10^{-1} = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{171,5 - 0,8 \cdot \frac{141}{2}}{1,25} = 27,62 \text{ KN} > F_{v,Sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Assemblage platine – poutre :**

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :



**Figure VII.5 : Assemblage platine poutre**

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 158,8 \text{ KN} \cdot m \\ V = 23,71 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend  $e = 20 \text{ mm}$  épaisseur de la platine

➤ **Gorge reliant l'âme :**

$$3mm \leq a \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3mm \leq a \leq 0,5 \cdot 8,6 \rightarrow 3mm \leq a \leq 4,3 \rightarrow \text{Soit } a = 4mm$$

➤ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3mm \leq a \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3mm \leq a \leq 0,5 \cdot 13,5 \rightarrow 3mm \leq a \leq 6,75 \rightarrow \text{Soit } a = 4mm$$

• **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

• **Cordon âme - platine :**

Chaque cordon reprend  $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{23,71}{2} = 11,80KN$$

La longueur du cordon est :  $L_w = h - 2 \cdot t_f = 400 - 2 \cdot 13,5 = 373,4mm$

• **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est :  $L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \cdot 180 - 8,6 = 351,4mm$

Chaque cordon reprend  $F$

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{158,8}{400 - 13,5} \cdot 10^3 = 410,86 KN$$

• **Vérification :**

• **Cordon âme – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w.Rd}$$

Avec :

$F_{w.Rd}$  : Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w.Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow \text{CCM97 art 6.6.5.3}$$

On a :

$$S235 \Rightarrow \begin{cases} F_u = 900 MPa \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{M_w} = 1,25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 11,85 KN$$

$$F_{w.Rd} = 4 \cdot 373,4 \cdot \frac{900}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 310,1KN > 11,85 KN \rightarrow \text{Vérifié}$$

- **Cordon semelle – platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w.Rd}$$

$$F_{w.Rd} = 4 \cdot 351,4 \cdot \frac{900}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 292,14 \text{ KN} < 410,86 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### VII-2-4 Assemblage poteau- poutre secondaire :

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 6.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 6.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\{V = 0,71 \text{ KN} \rightarrow \text{à l'ELU}$$

- **Assemblage cornière – poutre :**

$$F_{s.Rd} = (k_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{M_s}) \cdot F_{p.Cd}$$

$$F_{p.Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s.Rd}$$

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{M_s}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{0,7 \cdot 1,25}{1 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 600} \cdot 10 = 1,362 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M18  $\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2$

- **Coté poutre principale :**

Soit des boulons de type M18  $\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2$

Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons M16, donc on prend une cornière L 50 x 50 x 5

- **Disposition géométrique :**

La distance entre axe des boulons est :  $3 \cdot d_0 \leq P_2 \leq 14 \cdot t$

D'où :  $3 \cdot 20 \leq P_2 \leq 14 \cdot 5 \Rightarrow 60 \leq P_2 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } P_2 = 60 \text{ mm}$

Pince longitudinale

$1,5 \cdot d_0 \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 20 \leq e_2 \leq 12 \cdot 5 \Rightarrow 30 \leq e_2 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } e_2 = 40 \text{ mm}$

Pince transversale

$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 20 \leq e_1 \leq 12 \cdot 5 \Rightarrow 24 \leq e_1 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 40 \text{ mm}$

Pince transversale

$$1,2 \cdot d_0 \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 20 \leq e_1 \leq 12 \cdot 5 \Rightarrow 24 \leq e_1 \leq 70 \rightarrow \text{Soit } e_1 = 50\text{mm}$$

- **Vérification des boulons au cisaillement :**

- **boulons reliant la cornière à la poutre :**

$$F_v = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

Avec :

$$F_1 = \frac{V}{n_b \cdot 2} = \frac{0,71}{2 \cdot 2} = 0,17 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{V}{2} \cdot \frac{e_2}{P_2} = 0,71 \cdot \frac{40}{60} = 0,47 \text{ KN}$$

$$F_v = \sqrt{0,17^2 + 0,47^2} = 0,68 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_s}} \cdot F_{p.Cd}$$

$$F_{p.Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 600 \cdot 1,92 \cdot 10^{-1} = 80,64 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_s}} \cdot F_{p.Cd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3}{1,25} \cdot 80,64 = 38,7 \text{ KN} > 0,68 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **boulons reliant la cornière au poteau :**

$$F_{v.sd} = F_1 = \frac{V}{n_b \cdot 2} = \frac{0,71}{2 \cdot 2} = 0,17 \text{ KN}$$

$$F_2 \cdot P_2 = \frac{V}{2} \cdot e_2 \Rightarrow F_2 = F_{t.sd} = \frac{V}{2} \cdot \frac{e_2}{P_2} = \frac{0,71}{2} \cdot \frac{40}{60} = 0,23 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_s}} \cdot (F_{p.Cd} - 0,8 \cdot F_{t.sd})$$

$$F_{p.Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 600 \cdot 1,92 \cdot 10^{-1} = 80,64 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M_s}} \cdot F_{p.Cd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3}{1,25} \cdot (80,64 - 0,8 \cdot 0,23) = 38,61 \text{ KN}$$

$$F_{s.Rd} = 38,61 \text{ KN} > F_{v.sd} = 0,17 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### VII-2-5 Assemblage des contreventements :

#### a) Assemblage des contreventements verticaux :

$$N=125 \text{ KN}$$

- **Pré dimensionnement du gousset :**

#### Redimensionnement de la gorge de soudure :

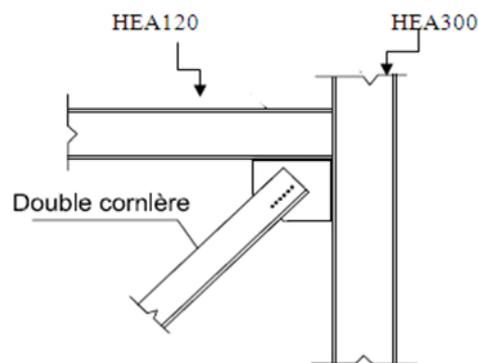


Figure VII.7 : assemblage cornière portique

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 5t_{\max}$$

Avec :

$t_{\max}$  : l'épaisseur maximale des pièces à assembler.

$$t_{\max} = t_{\text{HEA300}} = 14 \text{ mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 14$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 7 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } a = 6 \text{ mm}$$

- la longueur du cordon de soudure :

$$L \geq \beta_w \times \gamma_{ms} \times \frac{N \times \sqrt{3}}{2 \times a \times f_u}$$

$$L \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{125 \times \sqrt{3}}{2 \times 6 \times 10^{-3} \times 360 \times 10^3}$$

$$L \geq 5 \text{ cm}$$

On prend  $L = 5 \text{ cm}$

- Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage on choisit des boulons ordinaires qu'on doit vérifier au cisaillement et à la pression diamétrale.

On utilise des boulons de Classe 8.8  $\Rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{cases}$

on fixe le nombre de boulon à 6 boulons.

- Dimensionnement des boulons :

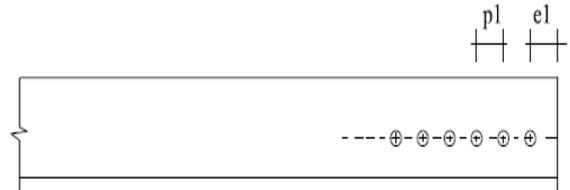
$$F_{vsd} = \frac{V}{n_{nb}} = \frac{125}{6} = 20,83 \text{ KN}$$

$$A_s \geq (125 \cdot 1,25) / (1 \cdot 6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 800) \cdot 10^{-3} = 1,55 \text{ cm}^2$$

On prendra des boulons M18  $A_s=1,92 \text{ cm}^2$

**Disposition géométrique :**

$$e_1 \geq 2,2 \times d_0 = 2,2 \times 2 = 4,4 \text{ cm}$$



**Figure VII.8 :** disposition géométrique

soit  $e_1 = 5 \text{ cm}$

$$p_1 \geq 1,2 \times d_0 = 1,2 \times 2 = 2,4 \text{ cm}$$

soit  $p_1 = 3 \text{ cm}$

- Vérification vis à vis de l'assemblage trop long :

$$l = (n - 1) \times p_1 < 15 \times d$$

$$l = (6 - 1) \times 3 = 15 \text{ cm}$$

$$15 \times d = 15 \times 1,8 = 27 \text{ cm}$$

$l = 15 < 27 \text{ cm}$  L'assemblage n'est trop long

Il faut vérifier que :  $F_{vsd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{vsd}=20,83 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0,3}{1,25} \cdot 0,7 \cdot 800 \cdot 1,92 \cdot 10^{-4} = 51,6 \text{ KN}$$

$$F_{s,Rd} = 51,6 \text{ KN}$$

- Vérification de la pression diamétrale :

On prend des goussets d'épaisseur  $t = 8 \text{ mm}$  et de  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

$$F_{bRd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

$$\alpha = \min(0,8, 0,25, 1,25, 1)$$

$$\alpha = 0,25$$

$$F_{bRD} = \frac{2,5 \times 0,25 \times 360 \times 18 \times 8}{1,25} = 25,92 \text{ KN}$$

$$F_{bRd} = 25,92 \text{ KN} > F_s = 20,83 \text{ KN} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

### b) Contreventement horizontal :

#### b-1-Pré dimensionnement du gousset :

- Redimensionnement de la gorge de soudure :

$$3\text{mm} \leq a \leq 5t_{\max}$$

$$t_{\max} = I_{PE400} = 13,5 \text{ mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 13,5$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 6,75\text{mm}$$

$$\text{soit : } a = 7 \text{ mm}$$

- la longueur du cordon de soudure :

$$L \geq \beta_w \times \gamma_{ms} \times \frac{N \times \sqrt{3}}{2 \times a \times f_u}$$

$$L \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{81,11 \times 10^{-3} \times \sqrt{3}}{2 \times 7 \times 10^{-3} \times 360}$$

$$L \geq 2,75 \text{ cm}$$

$$L = 3 \text{ cm}$$

#### b-2-Assemblage des diagonales sur le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 81,11 \text{ KN}$$

$$\text{On opte pour des boulons de } \Rightarrow \text{Classe 6.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$A_s \geq \frac{V \cdot \gamma_{Ms}}{k_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{81,11 \cdot 1,25}{1 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,3 \cdot 0,7 \cdot 600} \cdot 10 = 2,01 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type M20  $\Rightarrow A_s = 2,45 \text{ cm}^2$

**Assemblage du gousset sur les montants (pannes) :**

- **Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:**

$$Q = 81,11 \text{ KN}$$

$$Q_v = 81,11 \sin 45 = 57,35 \text{ KN}$$

$$Q_h = 81,11 \cos 45 = 57,35 \text{ KN}$$

Cisaillement vertical des boulons :

$$Q_{v1} = \frac{Q_v}{n}$$

$$Q_{v1} = Q_{h1} = \frac{57,35}{2} = 28,67 \text{ KN}$$

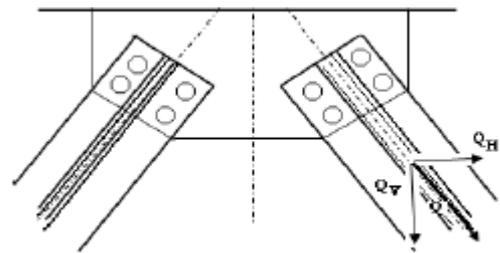


figure VII.9 : assemblage cornière portique

L'effort de cisaillement  $Q_{max}$  sur le boulon est:

$$Q_{max} = \sqrt{Q_{1v}^2 + Q_{1h}^2} = \sqrt{28,67^2 + 28,67^2}$$

$$Q_{max} = 39,15 \text{ KN}$$

- **Vérification à la résistance des boulons :**

➤ **au cisaillement seul :**

$$Q_{max} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m0}}$$

$$F_p = 0,7 \times 2,45 \times 600 = 102,9 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{102,9}{1,25} = 24,69 \text{ KN}$$

D'où  $Q_{max} = 39,15 \text{ KN} > F_{srd} = 24,69 \text{ KN}$  non vérifié On augmente la classe des boulons à des HR 10.

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 2,45 \times 1000 = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{171,5}{1,25} = 42,67 \text{ KN}$$

$Q_{max} = 39,15 \text{ KN} < F_{srd} = 42,67 \text{ KN}$  Vérifié



# Chapitre VII

**VIII-1 Introduction**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastrés à leur base.

**VIII-2 pied de poteau encastré(HEA300) :**

**VIII-2-1 Dimensionnement de la platine :**

La platine sera dimensionnée par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{b \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} \leq \bar{\sigma}$$

Avec :

$$\begin{cases} M = 4,20KN \cdot m \\ N = 180,49KN \end{cases} \rightarrow (ELU)$$

$$h_f = 29cm$$

$$b_f = 30cm$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,16MPa$$

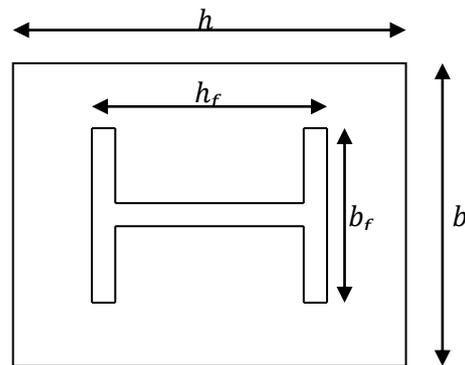
On fixe  $b$  et on calcul  $h$

$$\text{Soit } b = 50cm$$

$$b \cdot \bar{\sigma} \cdot h^2 - N \cdot h - 6 \cdot M \geq 0$$

$$h^2 - 0,025 \cdot h - 0,003 \geq 0 \Rightarrow h \geq 9,75cm$$

$$\text{On prend } h = 50cm$$



**Figure VIII.1 : platine**

**VIII-2-2 Dimensionnement des tiges d'ancrages :**

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 846,4KN \rightarrow \text{effort de soulèvement}$$

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec crosse, fixé par les règles

CM66 (art 5.123) vaut :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \geq \frac{N_t}{n_b}$$

Avec :

$g_c$  : Dosage en ciment du béton ( $Kg/m^3$ )

$d_1$  : Enrobage  $d_1 = 200mm$

$\emptyset$  : Diamètre du goujon.

$n_b$  : Nombre des goujons.

$$r = 3 \cdot \emptyset$$

$$l_1 = 20 \cdot \emptyset$$

$$l_2 = 2 \cdot \emptyset$$

On choisit 4 boulons, le diamètre des goujons est donné par l'équation suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot 350}{1000}\right) \cdot \frac{\emptyset}{\left(1 + \frac{\emptyset}{200}\right)^2} \cdot (20 \cdot \emptyset + 19,2 \cdot \emptyset + 7 \cdot \emptyset) \geq \frac{846,4}{4}$$

Après développement de l'équation, on trouve :

$$\emptyset^2 - 4,4 \cdot \emptyset - 451 \geq 0 \Rightarrow \emptyset \geq 21,5mm$$

On choisit des tiges de diamètre  $\emptyset = 22mm$

Donc la disposition des goujons sera comme suit :

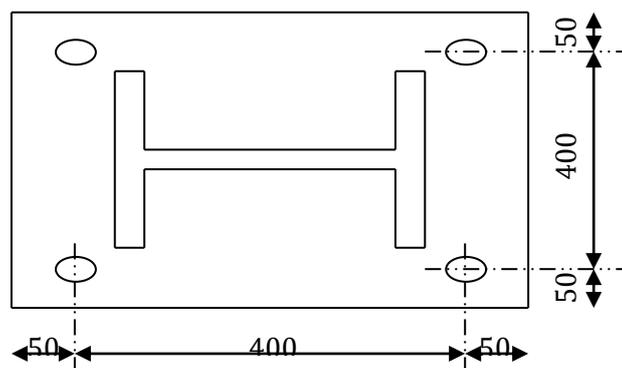


Figure VIII.2: disposition des goujons sur la platine

### VIII-2-3 Vérification des contraintes :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,20}{180,49} = 2cm$$

$$\frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8,33cm$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

Dans ce cas-là, on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N \cdot l}{b \cdot h' \cdot \left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_{ub}$$

Avec :

$$h' = 45cm$$

$$l = 20,48cm$$

$$b = 50cm$$

$$N = 180,49KN$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 180,49 \cdot 20,48}{50 \cdot 45 \cdot \left(50 - \frac{45}{3}\right)} \cdot 10 = 0,93MPa < 14,167MPa \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_{Max} = \frac{N}{b \cdot h} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) = \frac{180,49}{0,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,02}{0,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,97MPa$$

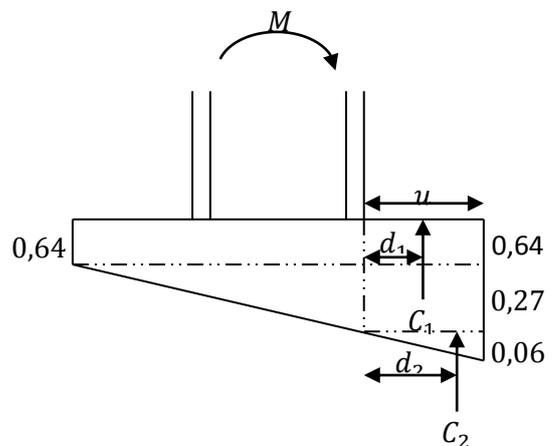
$$\sigma_{min} = \frac{N}{b \cdot h} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) = \frac{180,49}{0,5^2} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,02}{0,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,64MPa$$

**VIII-2-4 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :**

$$M = C_1 \cdot d_1 + C_2 \cdot d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = \frac{10,5}{2} = 5,25cm$$

$$d_2 = 2 \cdot \frac{u}{3} = 2 \cdot \frac{10,5}{3} = 7cm$$



**Figure VIII.3 :** contrainte dans le béton

$$C_1 = (0,64 + 0,27) \cdot u \cdot b = 0,91 \cdot 10,5 \cdot 50 \cdot 10^{-1} = 47,77KN$$

$$C_2 = 0,06 \cdot \frac{u \cdot b}{2} = 0,06 \cdot \frac{10,5 \cdot 50}{2} \cdot 10^{-1} = 1,57KN$$

$$M = (47,77 \cdot 5,25 + 1,57 \cdot 7) \cdot 10^{-2} = 2,62KN$$

$$M_{ely} = \frac{b \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{ely} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M \cdot \gamma_{M_0}}{b \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,62 \cdot 1,1}{50 \cdot 235}} \cdot 10^5 = 12,13mm$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur  $t = 15mm$

### VIII-2-5 Vérification de la bêche :

Si :  $0,3 \cdot N < V \rightarrow$  La bêche est nécessaire

On a:

$$\begin{cases} N = 180,49KN \rightarrow (ELU) \\ V = 15,84KN \rightarrow (G + Q + 1,2 \cdot E) \end{cases}$$

$$0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 180,49 = 54,14KN > V = 15,84KN$$

Donc La bêche est inutile.

### VIII-3 pied de poteau articulé (IPE 330) :

Les potelets sont articulés à la base donc le dimensionnement se fait sous l'effort normal.

$$N_u = 155 KN$$

#### VIII-3-1 Dimensionnement de la platine :

$$b \cdot h \geq \frac{N}{f_{bu}}$$

$$b \cdot h \geq \frac{155 \cdot 10^{-3}}{14,16} = 0,0109m^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_f = 33cm \\ b_f = 16cm \end{array} \right.$$

Donc on prend

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 45cm \\ b = 25cm \end{array} \right.$$

### VIII-3-1 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

$$t \geq u \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}}$$

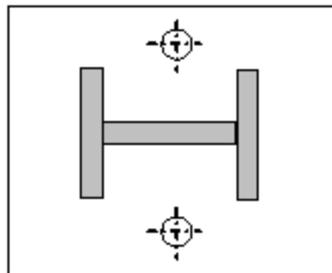
$$u = 6cm$$

$$t \geq 0,085 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 155 \cdot 10^{-3}}{0,45 \cdot 0,25 \cdot 235}} = 0,01m$$

On choisit  $t=10mm$

**Boulon d'ancrage** : le potelet n'est pas soumis au soulèvement, mais par mesure constructive et pour un bon ancrage des potelets les boulons sont  $\Phi=20mm$ .

Donc la disposition des goujons sera comme suit :



**Figure VIII.4** : disposition des goujons sur la platine



# Chapitre VIII

**IX-1 Introduction :**

Les fondations forment la partie de l'ouvrage se trouvant en contact direct avec le terrain d'assise et dont le rôle est de transmettre à ce dernier toutes les charges supportées par cet ouvrage. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

**IX-2 Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondations dépend de la charge reprise par l'ouvrage toute en tenant compte de la sécurité et de l'économie, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence notre choix de fondation par les semelles isolées, filantes et enfin un radier ; chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

**IX-3 Calcul des fondations :**

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes :

Selon le R.P.A 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8 \cdot G \pm E \end{array} \right.$$

Selon le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELS} \rightarrow G + N + Q \\ \text{ELU} \rightarrow 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + N \end{array} \right.$$

**IX-3-1 Dimensionnement de la semelle : (DTR-BC 2.3.3.1.)**

La semelle est soumise à :

- Un effort normal centré  $N$
- Un moment de flexion  $M$  rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :

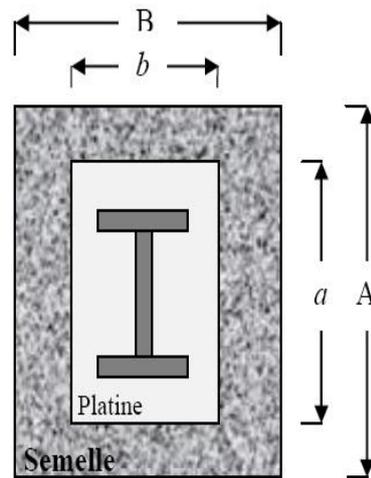


Figure IX.1 : semelle isolée

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

Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot c}{A}\right) \leq \bar{\sigma}$$

Les sollicitations les plus défavorables sont :

$$\begin{cases} M = 4,20 \text{KN} \cdot \text{m} \\ N = 180,49 \text{KN} \end{cases} \rightarrow (ELU)$$

On a :

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

$$a = b = 50 \text{cm} \Rightarrow A = B$$

$$\bar{\sigma} = 0,2 \text{Mpa}$$

L'équation à résoudre est la suivante :

$$A^3 - 0,9 \cdot A - 0,25 \geq 0 \Rightarrow A \geq 1,16 \text{m}$$

On choisit  $A = B = 1,5 \text{m}$

La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$h \geq \max\left(\frac{A - a}{4}, \frac{B - b}{4}\right) + c$$

$$d = \frac{A - a}{4} = 25 \text{cm}$$

$$h \geq \max\left(\frac{150 - 50}{4}, \frac{150 - 50}{4}\right) + 5 = 30\text{cm}$$

On prend :

$$h = 30\text{cm}$$

Longueur d'encrage 2m

$h_1$  : hauteur de l'amorce de poteau

$$h_1 = 2 - 0,3 = 1,7\text{m}$$

**a) Vérification en tenant compte du poids de la semelle :**

$$\text{On a : } N_t = N + 1,35P_s$$

Avec :

$P_s$  : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma_b \cdot V_{\text{semelle}} = 25 \cdot (1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,30) = 16,88\text{KN}$$

$$N_t = N + 1,35P_s = 180,49 + (1,35 \cdot 16,88) = 203,27\text{KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\sigma \leq \bar{\sigma}$

Avec :

$$\sigma = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{A}\right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t} = \frac{4,20}{203,27} = 0,02\text{m}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{A}\right) = \frac{203,27}{1,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,097\text{MPa}$$

$$\sigma = 0,097\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,2\text{MPa} \rightarrow \text{Les dimensions choisies sont bonnes}$$

**b) Vérification de la stabilité au renversement :**

➤ Selon BAEL

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}$$

$$\frac{M}{N_t} = \frac{4,20}{203,27} = 0,02\text{m}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{150}{6} = 25\text{cm} > 2\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Selon RPA 99 (art 10.1.5)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0,8 \cdot G \pm E} = 0,88\text{KN} \\ N_{0,8 \cdot G \pm E} = 61,99\text{KN} \end{array} \right.$$

$$e \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{M_{0,8 \cdot G \pm E}}{N_{0,8 \cdot G \pm E}} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{M_{0,8 \cdot G \pm E}}{N_{0,8 \cdot G \pm E}} = \frac{0,88}{61,99} = 1,4\text{cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{150}{4} = 37,5\text{cm} > 1,4\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IX-3-1-1 Ferrailage de la semelle : (BAEL 91)**

➤ **ELU :**

$$e = \frac{4,20}{203,27} = 2\text{cm} \leq \frac{A}{6} = 25\text{cm} \rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A}\right) = \frac{203,27}{1,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,097\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{A}\right) = \frac{203,27}{1,5^2} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,083\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \cdot 0,097 + 0,083}{4} = 0,093\text{MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B = 0,093 \cdot 1,5^2 \cdot 10^3 = 209,25\text{KN}$$

$$A_{S//A} = A_{S//B} = \frac{N' \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot f_{st}} = \frac{209,25 \cdot (1,5 - 0,5)}{8 \cdot 0,25 \cdot 348} \cdot 10 = 4,90\text{cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 2,91\text{KN} \cdot \text{m} \\ N = 128,08\text{KN} \end{array} \right. \rightarrow (\text{ELS})$$

$$N_t = N + P_s = 128,27 + 16,88 = 145,15\text{KN}$$

$$e = \frac{2,91}{145,15} = 2\text{cm} \leq \frac{A}{6} = 25\text{cm} \rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A}\right) = \frac{145,15}{1,5^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,07MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{A}\right) = \frac{145,15}{1,5^2} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,02}{1,5}\right) \cdot 10^{-3} = 0,05MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \cdot 0,07 + 0,05}{4} = 0,065MPa$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B = 0,065 \cdot 1,5^2 \cdot 10^3 = 146,25KN$$

$$A_S^{//A} = A_S^{//B} = \frac{N' \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{St}}$$

Avec :

$$d=0,25m$$

$$\sigma_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63MPa$$

$$A_S^{//A} = A_S^{//B} = \frac{N' \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{146,25 \cdot (1,5 - 0,5)}{8 \cdot 0,25 \cdot 201,63} \cdot 10 = 6,96cm^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_x = A_y = 8HA12 = 9,05cm^2/ml$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 150 \cdot 25 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,6cm^2$$

$$St = \frac{100}{8} = 12,5cm$$

- **Ancrage des barres :**

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

$l_s$  = longueur de scellement

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835MPa$$

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s} = \frac{400 \cdot 1,2}{4 \cdot 2,835} = 37,32cm$$

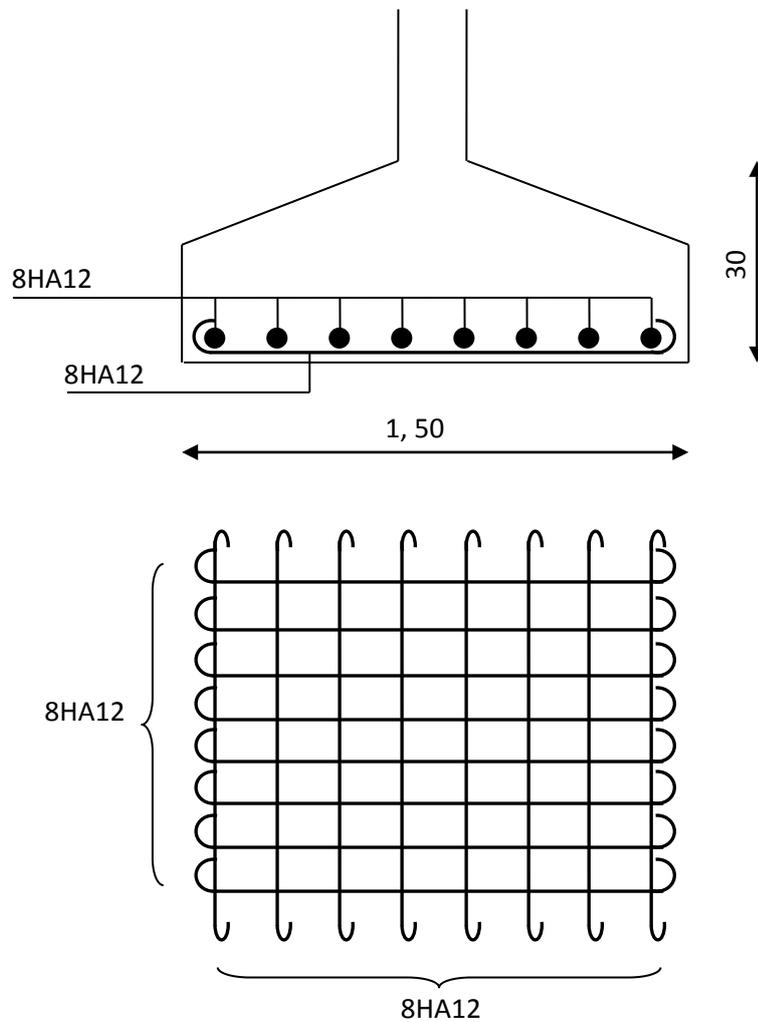
On a :

$$0,25 \cdot A = 0,25 \cdot 150 = 38\text{cm}$$

$$0,125 \cdot A = 0,125 \cdot 150 = 18,75\text{cm}$$

$$0,125 \cdot A \leq l_s \leq 0,25 \cdot A$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets



**Figure IX.2:** Ferrailage des semelles

**IX-3-2 Calcul des longrines :**

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

**Remarque :**

Vue l'importante distance entre les portiques (24m), les longrines sont appuyées sur des plots de dimension  $80 \times 80 \times 80 \text{cm}^3$  espacés de 6m.

**a) Pré dimensionnement :** (RPA99 art 10.1.1.b)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

$$25\text{cm} \times 30\text{cm} \rightarrow S_3$$

Pour notre cas on optera pour des longrines de section  $30\text{cm} \times 30\text{cm}$ .

**b) Ferrailage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN} \rightarrow \text{RPA art 10.1.1. b}$$

Avec :

$N$  : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré »

Dans notre cas, on a un site ferme ( $S_3$ ) et une zone III  $\Rightarrow \alpha = 10$

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU \rightarrow N_t = \frac{180,49}{10} = 18,04\text{KN} \\ ELS \rightarrow N_t = \frac{128,08}{10} = 12,8\text{KN} \end{array} \right.$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{18,04}{348} \cdot 10 = 0,09\text{cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{12,8}{201,63} \cdot 10 = 0,15\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,6\% \cdot 30 \cdot 30 = 5,4\text{cm}^2$$

Donc, on ferraille avec  $A_{min}$ , soit  $4\text{HA}14 = 6,16\text{cm}^2$

• **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre  $\varnothing 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St = \min(20\text{cm}, 15 \cdot \varnothing_l) = 20\text{cm}$$

On prend  $St = 15\text{cm}$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

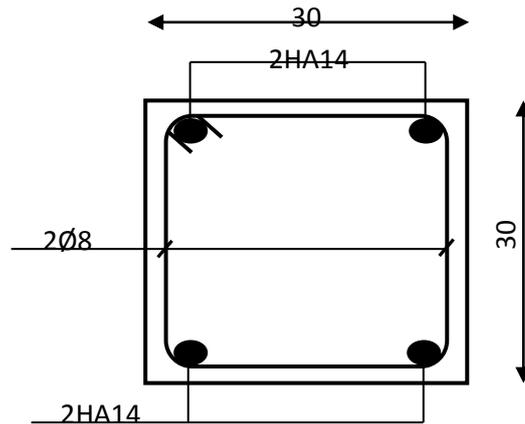


Figure IX.3: Ferrailage de longrines

**IX-3-3 Ferrailage du fût :**

Les fondations sont ancrées à  $D = 2\text{m}$  ; l'assemblage platine massif doit être au-dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension  $80 \times 80\text{cm}^2$ .

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 4,20\text{KN} \cdot \text{m} \\ N = 180,49\text{KN} \end{cases} \rightarrow (ELU)$$

$$V = 15,84\text{KN} \rightarrow (G + Q + 1,2 \cdot E)$$

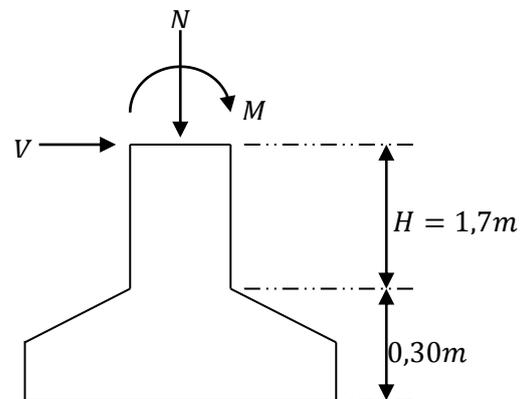


Figure IX.4 : sollicitations dans le fut

Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1,35 \cdot P$$

$P$  : Poids propre du fût.

$$N' = 180,49 + 1,35 \cdot (25 \cdot 1^2 \cdot 1,7) = 237,86 \text{KN}$$

$$M' = M + V \cdot H \Rightarrow M' = 4,2 + 15,84 \cdot 1,7 = 31,12 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{cases} M = M' = 31,12 \text{KN} \cdot \text{m} \\ N = N' = 237,86 \text{KN} \\ V = 15,84 \text{KN} \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{31,12}{237,86} \cdot 100 = 12,4 \text{cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{80}{6} = 13,33 \text{cm}$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$d = 0,8 - c' = 0,75 \text{m}$$

$$M_{ua} = M + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 4,20 + 180,49 \cdot \left(0,75 - \frac{0,8}{2}\right) = 67,37 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$N \cdot (d - c') - M_{ua} = 180,49 \cdot (0,75 - 0,05) - 67,37 = 58,97 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot f_{bu} \cdot b \cdot h = (0,5 \cdot 0,8 - 0,05) \cdot 14,16 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 3171,84 \text{KN} \cdot \text{m}$$

$$3171,84 > 58,97 \Rightarrow \begin{cases} A' = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{cases}$$

Avec:

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N \cdot (d - c') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{180,49 \cdot (0,75 - 0,05) - 67,37}{0,8 \cdot 0,8^2 \cdot 14,16 \cdot 10^3}}{0,857 - \frac{0,05}{0,8}} = 0,45$$

$$A' = \frac{180,49 - 0,45 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot 14,16 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = -112 \text{cm}^2 < 0$$

$$A_s^{min} = 0,9\% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{RPA art 7.4.2.1}$$

$$A_s^{min} = 0,9\% \cdot [(80 \cdot 80) - (50 \cdot 50)] = 35,1 \text{ cm}^2$$

Donc, on ferraille avec une double nappe  $A_{min}$ , soit 16HA12 = 18,10 cm<sup>2</sup>

- **Armatures transversales**

Soit des cadres de diamètre  $\emptyset 8$  dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St \leq 15 \cdot \emptyset_l = 37,5 \text{ cm}$$

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

### IX-3-4 La plateforme:

Dans notre cas, on a une dalle pleine sur quatre appuis de ( 6 x 6)m<sup>2</sup>, d'épaisseur 0,15m avec des joints de 2cm.

$$\begin{cases} G = 3,75 \text{ KN/m} \\ Q = 3 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

À L'ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5Q = 9,56 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{6}{6} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens } l_x \text{ et } l_y .$$

- **Calcul de  $M_0$  :**

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_0 = \begin{cases} M_0^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 12,66 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y M_0^x = 12,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction de moment :**

$$M_0^{travée} = \begin{cases} M_{rive}^t = 0,85 M_0 = 10,76 \text{ KN.m} \\ M_{intermédiaire}^t = 0,75 M_0 = 9,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_0^{appui} = \begin{cases} M_{rive}^a = -0,3 M_0 = -3,79 \text{ KN.m} \\ M_{intermédiaire}^a = -0,5 M_0 = -6,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 14,34KN \\ V_y = \frac{q_u \cdot l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 14,34KN \end{cases}$$

$$l_y = l_x \rightarrow V_y = V_x$$

#### IX-3-4-1 Ferrailage de la dalle :

- Calcul des armatures en travée :

$$M_t^{max} = 10,76KN.m$$

$$b = 1m$$

$$e = 15cm$$

$$c = 5cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,075 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,09$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 6,4cm$$

$$A = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 4,83cm^2$$

#### Condition de non fragilité

$$\rho_0 = 0,0008$$

$$\begin{cases} A_{tx}^{min} = \frac{\rho_0}{2} \cdot (3 - \rho) \cdot b \cdot e = 0,8cm^2 \\ A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,8cm^2 \end{cases}$$

$$A < A_t^{min} \dots\dots\dots \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc on ferraille avec A

On choisit :  $4HA14 = 6,16cm^2$

- Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{6,16}{4} = 1,54cm^2$$

On choisit :  $4HA8 = 2,01cm^2$

- **Calcul des armatures en appui :**

$$M_a = -6,33KN.m$$

$$b = 1m$$

$$e = 15cm$$

$$c = 5cm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,04 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,05$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 9,8cm$$

$$A = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 1,85cm^2$$

**Condition de non fragilité**

$$\rho_0 = 0,0008$$

$$\begin{cases} A_{tx}^{min} = \frac{\rho_0}{2} \cdot (3 - \rho) \cdot b \cdot e = 0,8cm^2 \\ A_{ty}^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,8cm^2 \end{cases}$$

$$A < A_t^{min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc on ferraille avec A

On choisit :  $4HA8 = 2,01cm^2$

- Les armatures de répartition sont données par :

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,5cm^2$$

On choisit :  $4HA5 = 0,79cm^2$

• **Espacement des barres :**

$$St_{\parallel x} \leq \min[(3 \cdot e), 33] \Rightarrow St_{\parallel x} = 30\text{cm}$$

On a :

$$St_{\parallel x} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$St_{\parallel y} \leq \min[(4 \cdot e), 45] \Rightarrow St_{\parallel y} = 30\text{cm}$$

On a :

$$St_{\parallel y} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 30\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = \frac{14,34}{1 \cdot 0,10} \cdot 10^{-3} = 0,14\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,16\text{MPa} > \tau \rightarrow \text{Vérifié}$$

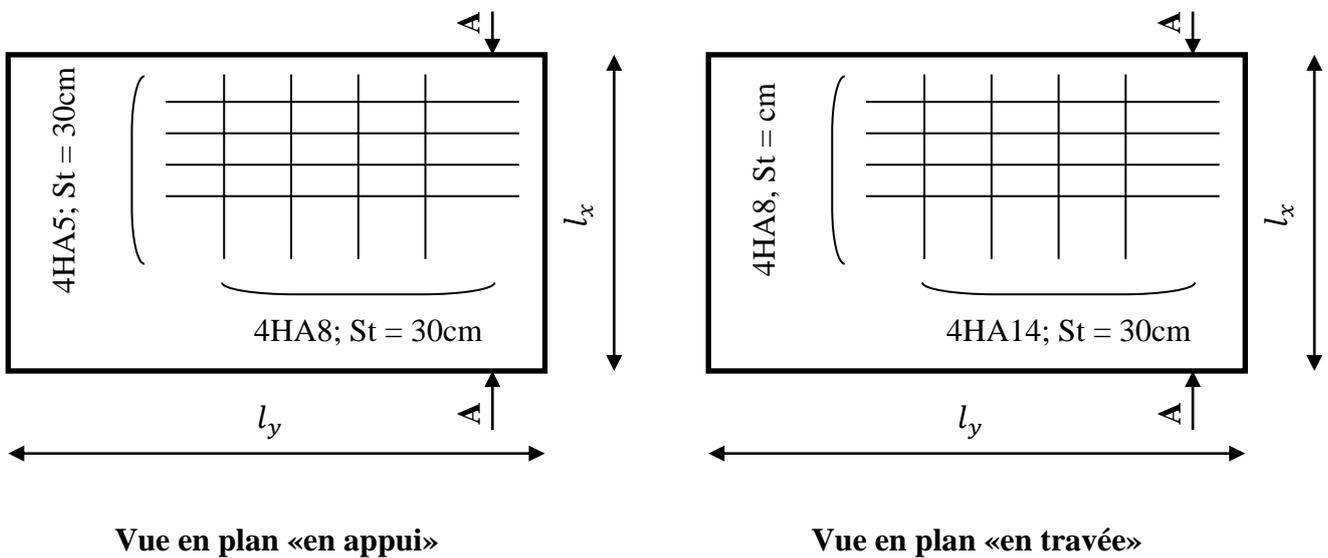


Figure : schéma de ferrailage





# Chapitre IX

**X-1 Introduction :**

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, on doit la vérifier à la stabilité sous le vent

**X-2 Action d'ensemble :**

La force résultante se décompose en deux forces (voir figure) :

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

La force résultante  $R$  est donnée par :

$$R = \sum (q_j \times S_i) + \sum F_{fr}$$

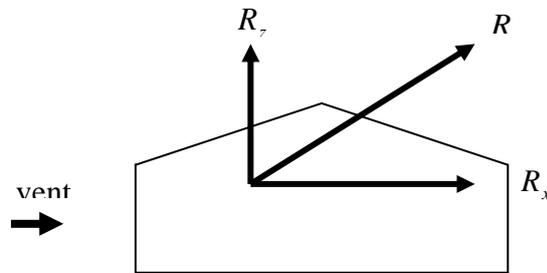


Figure X.1 : résultante des forces

Avec :

$q_j$  : pression statique du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $i$  .

$s_i$  : L'aire de l'élément de surface  $i$  .

$F_{fr}$  : Les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

L'excentricité de la force globale horizontale  $R_x$  doit être prise égale à : (RNV99 –Chapitre 2, § 2.2.24)

• vent sur Pignon :

$$e = \pm b/10 = \pm 24/10 = 2.4m$$

• vent sur Long pan :

$$e = \pm a/10 = \pm 40/10 = 4m$$

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction sont données dans le tableau ci-après :

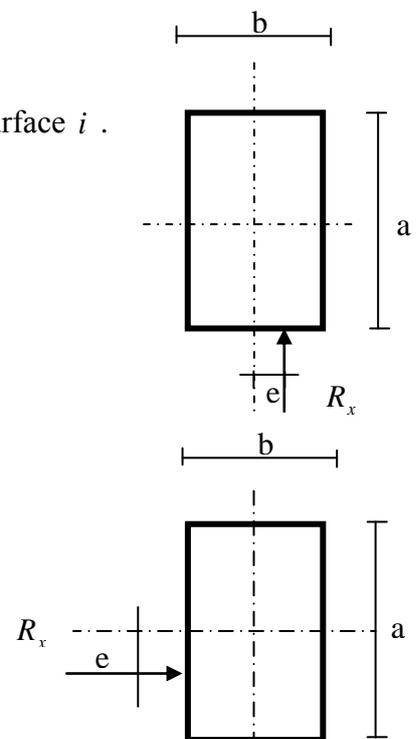


figure X.2 : excentricité des forces

Direction du vent V1:

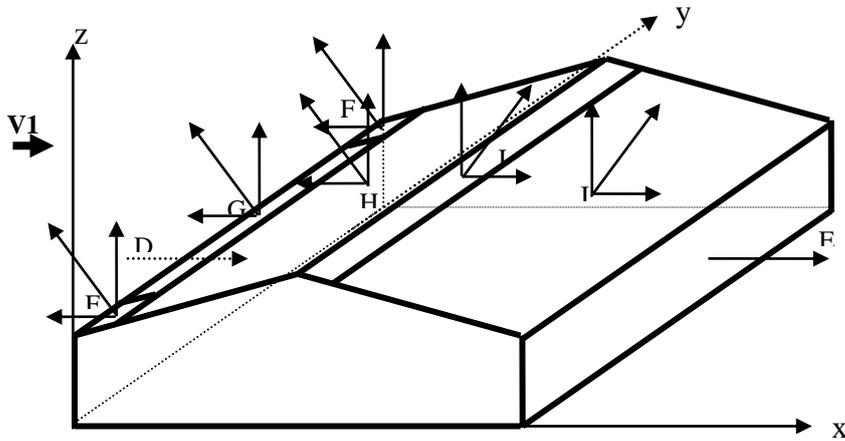


figure X.3 :forces de pression sur la structure V1

Direction du vent V2:

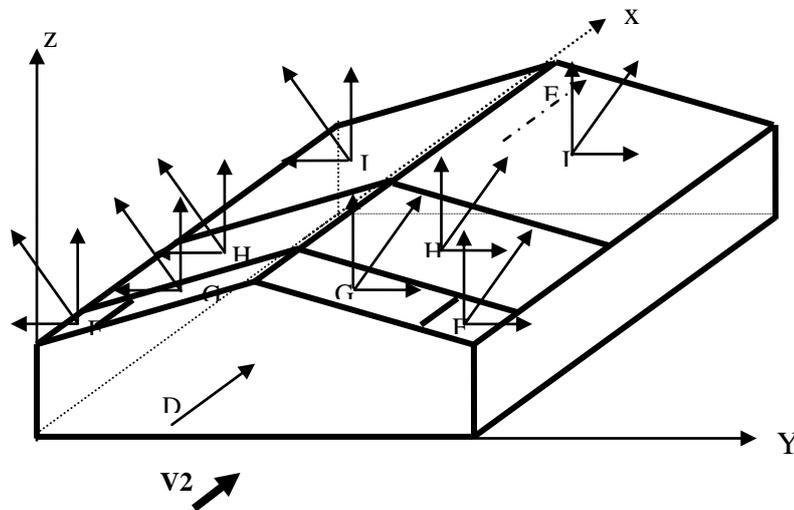


Figure X.4 : forces de pression sur la structure V2

**X-2 -1 Valeurs des forces horizontales et verticales ; et coordonnées des points d'application (vent V1):**

$$X_T = \frac{\sum T_i \cdot x_i}{\sum T_i} ; \quad Y_T = \frac{\sum T_i \cdot y_i}{\sum T_i} ; \quad Z_T = \frac{\sum T_i \cdot z_i}{\sum T_i}$$

$$X_U = \frac{\sum U_i \cdot x_i}{\sum U_i} ; \quad Y_U = \frac{\sum U_i \cdot y_i}{\sum U_i} ; \quad Z_U = \frac{\sum U_i \cdot z_i}{\sum U_i}$$

Zone	Composante Horizontale T (N)	Composante verticale U (N)	Coordonnées du point d'application		
			X (m)	Y(m)	Z(m)
D	+100588.32	0	0	24	3.5
E	+96996	0	24	24	3.5
F <sub>1</sub>	-1774.2	+7096.8	1	2.5	7.24
F <sub>2</sub>	-1774.2	+7096.8	1	45.5	7.24
G	-1196.35	-47853.4	1	24	7.24
H	-39882	+159528	7	24	8.7
I	+44155.2	+176620.8	19	24	8.21
J	+16429.44	+65717.76	13	23	9.66
R <sub>x</sub>	<b>202775.7</b> →		<b>X<sub>T</sub>= 15.25</b>	<b>Y<sub>T</sub>=24</b>	<b>Z<sub>T</sub>=3.7</b>
R <sub>z</sub>		<b>31879</b> ↑	<b>X<sub>U</sub>=14.4</b>	<b>Y<sub>U</sub>=24</b>	<b>Z<sub>U</sub>=8.5</b>

**Tableau X.1 :** Valeurs des forces horizontales et verticales ; et coordonnées des points d'application (vent V1)

**X-2 -2 Valeurs des forces horizontales et verticales ; et coordonnées des points d'application (vent V2):**

Zone	Composante Horizontale T (N)	Composante verticale U (N)	Coordonnées du point d'application		
			X (m)	Y(m)	Z(m)
D	+35187.84	0	12	0	3.5
E	+8578792.99	0	12	48	3.5
F <sub>1</sub>	0	+11046.6	2.5	1	7.6
F <sub>2</sub>	0	+1104.6	21.5	1	7.6
G <sub>1</sub>	0	+20261.36	8.5	1	9.06
G <sub>2</sub>	0	+20261.36	15.5	1	9.06
H <sub>1</sub>	0	+63312	6	6	8.45
H <sub>2</sub>	0	+63312	18	6	8.45
I <sub>1</sub>	0	+272884.08	6	29	8.45
I <sub>2</sub>	0	+272884.08	18	29	8.45
F <sub>fr</sub>	<b>35611.05</b>				
R <sub>x</sub>	<b>156591.88</b> →		<b>X<sub>T</sub>= 12</b>	<b>Y<sub>T</sub>=34</b>	<b>Z<sub>T</sub>=3.5</b>
R <sub>z</sub>		<b>735008.08</b> ↑	<b>X<sub>U</sub>=12</b>	<b>Y<sub>U</sub>=22.7</b>	<b>Z<sub>U</sub>=8.45</b>

**Tableau X.2:** Valeurs des forces horizontales et verticales ; et coordonnées des points d'application (vent V2)

**X2 -3 calculs de la stabilité d'ensemble :**

- **Vérification de la stabilité transversale :**  
a) **Direction du vent V1 :**

- **Calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times Z_U + R_z \times X_T$$

$$M_r = 202775.5 \times 3.7 + 368206.76 \times 15.25 = 6364.4 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W \times 24$$

Avec :

$$W = 1310.13 \text{ KN}$$

$$M_s = 1310.13 \times 24 = 31443.12 \text{ KN.m}$$

$M_s > M_r$  : La stabilité transversale est vérifiée.

**b) Direction du vent V2 :**

- **calcul du moment de renversement :**

$$M_r = R_x \times Z_U + R_z \times X_T$$

$$M_r = 156.59 \times 3.5 + 735 \times 12 = 9368.06 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_s = W \times 20.0$$

Avec :

$$W = 1310.13 \text{ KN}$$

$$M_s = 1310.13 \times 12 = 15721.56 \text{ KN.m}$$

$M_r < M_s$  : la stabilité longitudinale est vérifiée.

## Conclusion générale :

Ce mémoire nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation.

Au cours de l'étude de cette construction métallique, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

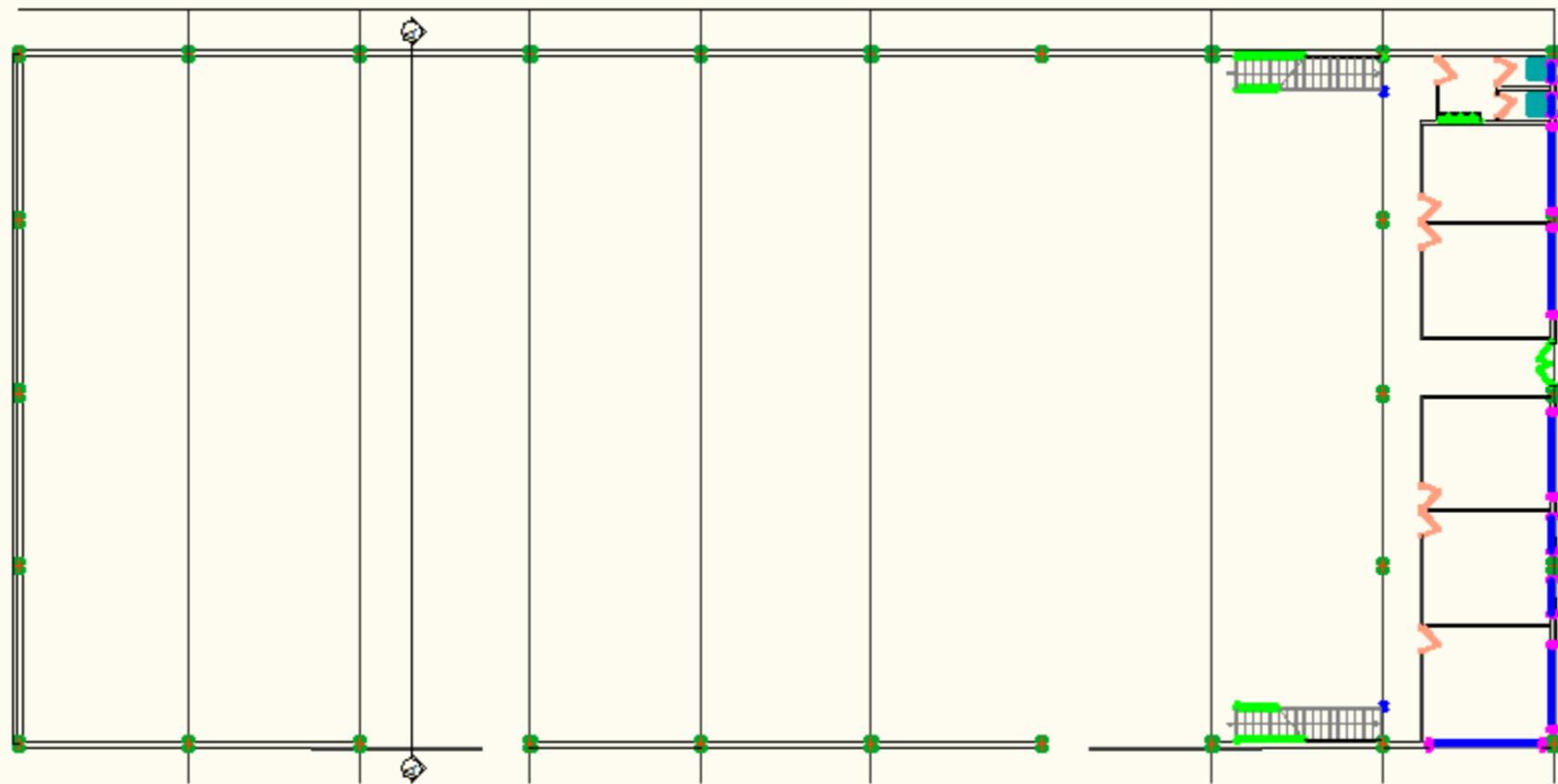
- La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité des connexions et de l'utilisation de systèmes de contreventement.
- Les contreventements peuvent modifier la longueur de flambement des poteaux
- La bonne maîtrise de codes de calcul comme EC3 et EC4, ainsi que les logiciels de modélisation comme SAP2000 sont très importants pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- Certains éléments pré dimensionnés sous les combinaisons statiques peuvent être changés lors de l'étude dynamique.
- Des joints de dilatations seront placés à 24 m

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] RNVA 99 Règlement Neige et Vent Algérien, 2ème Edition, Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment, Alger 2005.
- [2] RPA99/ version 2003, Règlement Parasismique Algérienne, Centre nationale de recherche appliquée en génie- parasismique, Éditions : ISBN, Alger, 2004.
- [3] Jean Morel, Calcul des Structures selon l'Eurcode 3, Edition : EYROLLES, Paris sixième tirage, 2005
- [4] Béton armé aux états limites (BAEL91).
- [5] Règle de calcul des fondations Superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- [6] Règle de conception et de calcul des structures en acier (CCM97)
- [7] calcul des ouvrages en béton arme ; édition OPU, 1986. M.Belazougui.
- [8] DTR BC 2.2 (charges et surcharges d'exploitation)
- [9] Eurocod 3-4 et document d'application nationale, préface de jacques BROZZOTI Eyrolles 1996.
- [10] Technique d'ingénieur (revue scientifique et technique).
- [11] Dimensionnement des planchers mixte acier-béton vis-à-vis des vibrations. Revue construction métallique no1.2003.
- [12] Manfred A.Hert & Rolf Bez, Traité de Génie Civil, Volume 10, Edition : EYROLLES.
- [13] Manfred A.Hert & Miche Crisinel, Traité de Génie Civil, Volume 11, Edition : EYROLLES.
- [14] Bourrier, Jacques Brozzeti, Construction métallique et mixte acier-béton, Edition: EYROLLES 61, Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05.

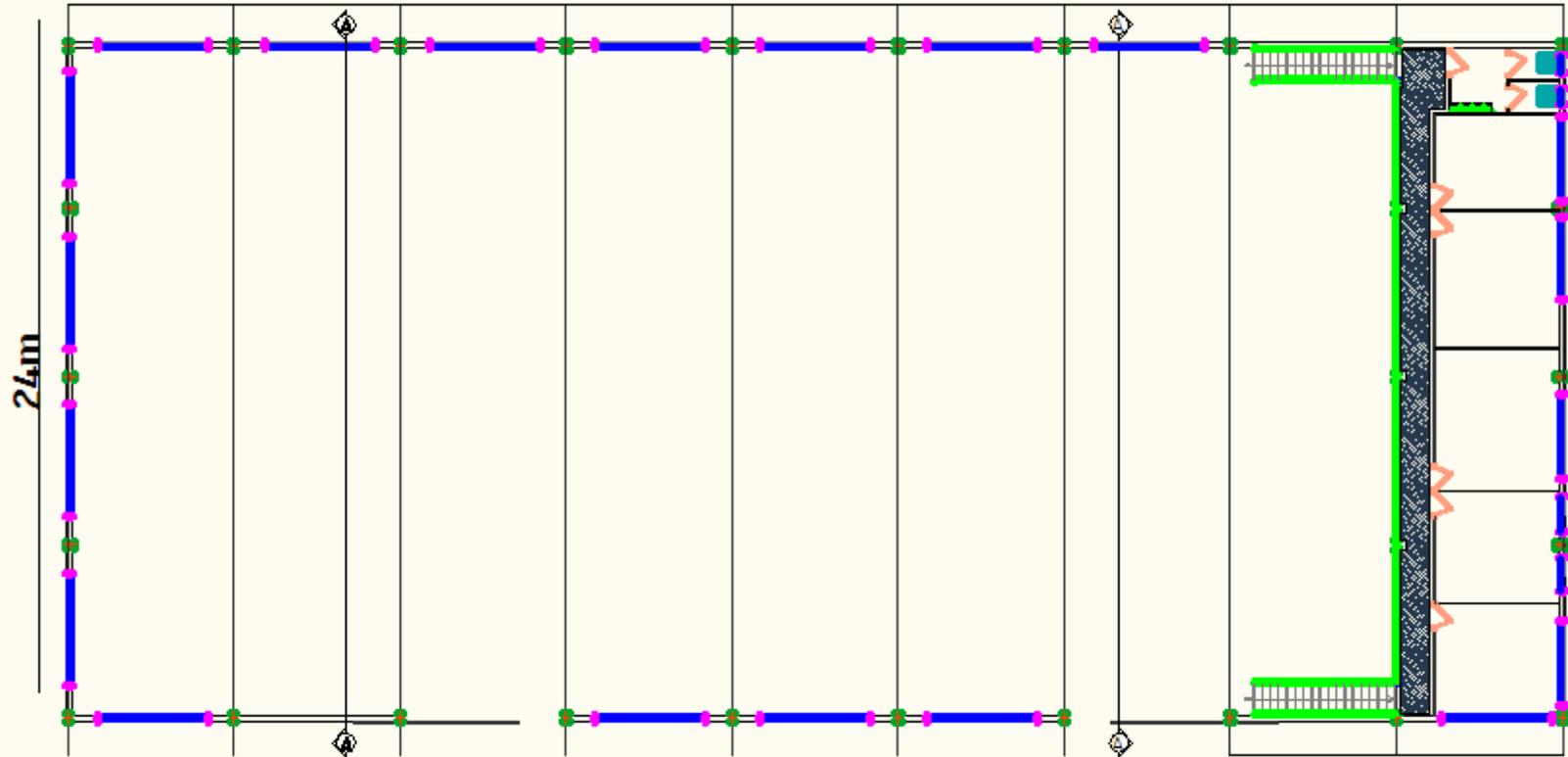
48 m

24m



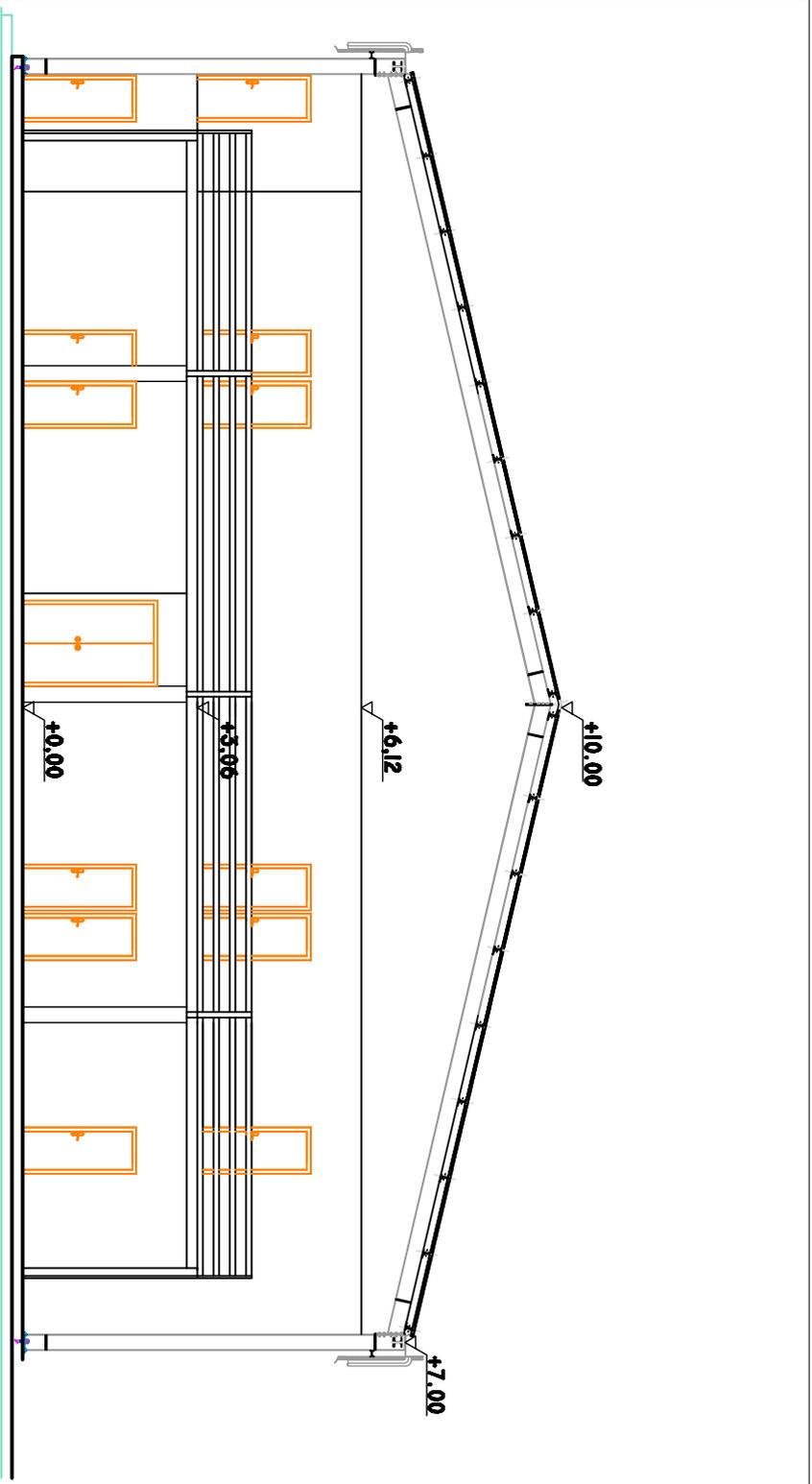
PLAN ECH 1/50

48 m

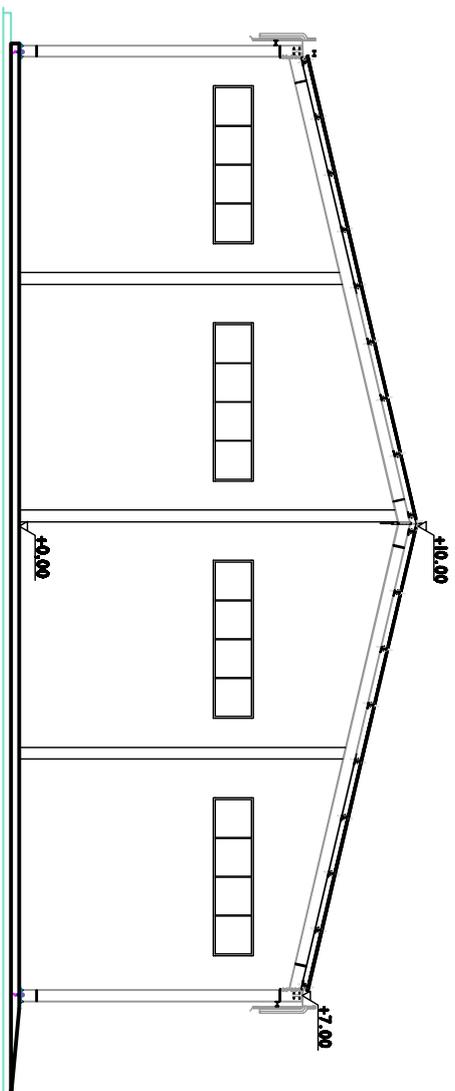


24m

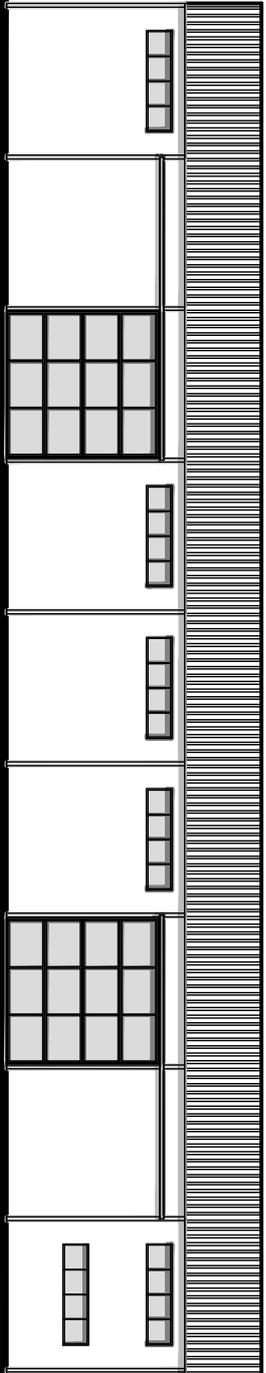
PLAN ETAGE ECH 1/50



# COUPE A-A



**COUPE B-B**



**FAÇADE PRINCIPALE**

**TOITURE**

