

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA**  
**RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



**UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



# Mémoire de fin d'étude

**En vue d'obtention du diplome de Master professionnnel en Ginie civil**

**OPTION : Charpente métallique**

## Thème

**Hangar de stockage des materiaux de construction**

**avec une mezzanine**



**Realisé par :**

**Mr : BELKACEMI Rafik**

**Mr : SEDDI Ahmed**

**Encadré par :**

**Mr : BENYAHY . K**

**Année Universitaire :2020/2021**

# *Remercîment*

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Mr. BENYAHY. K qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury Pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragements en particulier Samir.B

Merci à tous

***BELKACEMI RAFIK , SEDDI AHMED***

# Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un dur labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant de la gratitude et de la reconnaissance durant toute notre existence.

## **Je dédie ce modeste travail à,**

A mes chers regrettés ; mes chers parents disparus avant même la récolte de mon fruit.

A mon **Père** qui est mon modèle de vie, j'espère que du monde qui s'en fait maintenant il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'un fils adoré qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse dieu le tout puissant l'avoir en sa sainte miséricorde.

A toi mon premier amour **MAMAN**, une mère si courageuse et forte qui m'a protégé de toutes ses forces et qui m'a aimé de tout son cœur. A cette mère bienveillante et généreuse, qui avait toujours un mot pour reconforter les personnes qui traversaient les dures épreuves de la vie.

Papa et Maman, reposez en paix que le paradis vous soit éternel.

A toi ma chère **Lydia**, mon bras de fer et ma source d'inspirations.

Merci pour tout le soutien que tu m'as accordé tout au long de mon cursus, merci d'être toujours à mes côtés quel que soit les conditions, par ton amour pour donner du goût et du sens à notre vie. Merci de remplir ma vie de joie et bonheur.

A toute ma famille, mes amis et à tous ceux qui ont contribué à mon succès.

A mes enseignants qui ont contribué à ma formation durant toutes mes études.

A mes camarades de la section de charpente métallique, en particulier mon chère ami et binôme **RAFIK**

**AHMED**

# *Dédicaces*

## **Je dédie ce modeste travail à ,**

A mes parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de L'amour Dont ils ne cessent de me combler Ainsi que leurs sacrifices et soutiens tout au long de mes études. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A ma sœur Safia , son mari Lyes et mon frère Nassim qui étaient toujours là pour m'encourager et pour me soutenir, mes soucis étaient les siens ainsi que toute ma famille , que Dieu les récompense.

A mon chère ami et binôme Ahmed et sa famille aussi.

A mes camarades de la section de charpente métallique , en particulier ma très chère chahinaz qui ma aidé et soutenue tout au long de ce travail.

A mes enseignants qui ont contribués à ma formation durant toutes mes études, et à tous mes chers amis.

***RAFIK***

# SOMMAIRE

# SOMMAIRE

## **INTRODUCTION GENERALE**

### **CHAPITRE I : GENERALITES ..... 1**

I.1.Introduction: .....	1
I.2 .Présentation du projet .....	1
I.2.1. Zone d’implantation.....	1
I.2.La géométrie de l’ouvrage .....	1
I-2-3 Les donnés du sol.....	1
I-3 Normes et règlements utilisés.....	2
I-4. Les éléments de l’ouvrage.....	2
I-4-1 La stabilité.....	2
I-4-2 Les dalles mixte .....	2
I-4-3 Les escaliers .....	3
I-4-4 La toiture .....	4
I-4-6 Les fondations .....	4
I-5 Les caractéristiques des matériaux .....	4
I-5-1 Le béton.....	4
I-5-2 L’acier .....	5

### **CHAPITRE II :ETUDE CLIMATIQUE SELON LE REGLEMENT NEIGE ET VENT 2013 ..... 7**

II-1 INTRODUCTION .....	7
II-2 Etude du vent .....	7
II-2-1 Domaines d’applications.....	7
II-2-2 Principe de calcul.....	7
II-2-3 coefficient de calcule .....	7
II-2-4 calcule de la pression aérodynamique du vent .....	9
II-2-5 calcul de la force de frottement.....	20
II-2-6 action d’ensemble .....	22
II-2-7 Calcul de la stabilité d’ensemble .....	24
II-3 Action de la neige .....	26
II-3-1 Objet et domaine d’application.....	26
II-3-2 Charge de neige sur le sol.....	26
II-3-3 Charge de neige sur la toiture .....	26

### **CHAPITRE III :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ..... 28**

III-1 Pré-dimensionnement des pannes.....	28
III-1-1 Définition.....	28
III-1-2 Donnés de calcul.....	28
III-1-3 Evaluation des charges et surcharges .....	28
III-1-4 Combinaison de charge les plus défavorables .....	30
III-1-5 Principe de pré dimensionnement.....	30
III-1-6 Condition de la flèche.....	31

III-1-7 Vérification à la sécurité.....	32
III-1-7-1 Vérification a l'état limite ultime .....	32
III-1-7-1-1 Vérification a la flexion.....	32
III-1-7-1-2 Vérification au cisaillement.....	33
III-1-7-1-3 Vérification au déversement.....	34
III-1-7-2 Vérification à l'état limite de service .....	41
III-1-7-2-1 Vérification de la flèche .....	41
III-2 calcul des liernes.....	42
III-2 définition.....	42
III-3 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes .....	42
III-4 Dimensionnement des liernes .....	43
III – 3 Calcul de l'échantignole .....	44
III- 1 Définition.....	44
III- 2 Calcul des charges revenant à l'échantignole .....	44
III-3 Dimensionnement de l'échantignolle.....	45
III-4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle .....	45
III-4 Calcul des lisses de bardages .....	46
III-4-1 Définition.....	46
III-4-2 Mode de fonctionnement .....	46
III-4-3 Calcul des lisses au long-pan.....	46
III-4-3-1 Donnés de calcul .....	46
III-4-3-2 Evaluation des charges et surcharges .....	47
III-4-3-3 Charge appliqué à l'ELU .....	47
III-4-3-4 Charge appliqué à l'ELS .....	47
III-4-3-5 Condition de la flèche.....	47
III-4-3-6 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite ultime .....	48
III-4-3-6-1 Vérification à la flexion.....	48
III-4-3-6-2 vérification au cisaillement.....	49
III-4-3-6-3 Vérification au déversement.....	49
III-4-3-7 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite de service.....	50
III-4-3-8 Calcul des liernes au long-pan.....	50
III-4-3-8-1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité .....	50
III-4-3-8-2 Calcul de la section des liernes.....	51
III-4-4-1 Evaluation des charges et surcharges .....	51
III- 4-4-2 Charge appliqué à l'ELU.....	51
III-4-4-3 Charge appliqué à l'ELS .....	52
III-4-4-4 Condition de la flèche.....	52
III-4-4-5 Vérification de la sécurité à l'état limite ultime .....	53
III-4-4-5-1 Vérification à la flexion.....	53
III-4-4-5-2 Vérification au cisaillement.....	53
III-4-4-5-3 Vérification au déversement.....	54
III-4-4-6 Vérification de la sécurité de l'UPN 80 à l'état limite de service.....	54
III-4-4-8 Calcul des liernes du pignon.....	55
III-4-4-8-1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité .....	55
III-5 Pré dimensionnement des potelets .....	56
III-5-1 Introduction .....	56
III-5-2 Détermination des sollicitations .....	56
III-5-3 Les données de calcul .....	56
III-5-4 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé.....	57
III-5-5 Dimensionnement du potelet.....	57
III-5-5-1 Sous la condition de la flèche.....	57
III-5-5-2 Vérification de la section à la résistance.....	57
III-5-5-3 Vérification de l'élément aux instabilités.....	59

III-6 Etude des escaliers.....	61
III-6-1 Définition des éléments constituant les escaliers.....	61
III-6-2-1Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier .....	63
III-6-2-2 Vérification de la formule de BLONDEL : .....	63
III-6-3 Dimensionnement de la cornière (support).....	63
III-6-3-1 Détermination de la section de cornière: .....	64
III-6-3-2 Vérification à la flèche .....	65
III-6-3-3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) .....	65
III-6-3-4 Vérification du moment fléchissant (résistance) .....	66
III-6-4 Dimensionnement de limon.....	66
III-6-4-1 Détermination la section du limon.....	66
III-6-4-1-1Evaluation des charges .....	66
III-6-4-1-2 Calcul de la charge équivalente .....	67
III-6-4-2 Prés-dimensionnement des limons .....	68
III-6-4-2-1 Combinaison de charge .....	68
III-6-4-2-2 Condition de flèche .....	68
III-6-5 Etude de la poutre palière des limons .....	70
III-6-5-1 Evaluation de charges.....	71
III-6-5-2 Condition de la flèche.....	71
III-6-5-3 Vérification à l'ELU.....	72

## **CHAPITRE IV :ETUDE D'UN PLANCHER MIXTE..... 75**

IV-1 Introduction .....	75
IV-2 Disposition des solives (poutrelles).....	76
IV-3 Vérification au stade de montage .....	76
IV-3-1 Evaluation des charge et surcharge .....	76
IV-3-2 Combinaison de charge .....	76
IV-3-3 Condition de la flèche .....	76
IV-3-4 Vérification a l'ELU.....	77
IV-3-4-1 Vérification du moment fléchissant (résistance) .....	77
IV-3-4-2 Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement) .....	78
IV-3-5 Vérification à l'ELS .....	78
IV-4 vérification au stade finale.....	78
IV-4-1 Evaluation des charges .....	78
IV-4-2 Combinaisons des charges.....	79
IV-4-3 Caractéristique de la dalle mixte .....	79
IV-4-3-1 Calcul de la largeur efficace du béton .....	79
IV-4-3-2 Calcul de la section équivalente .....	79
IV-4-3-3 Position de l'axe neutre .....	80
IV-4-4 Vérification à L'ELU .....	80
IV-4-4-1 Vérification du moment de résistance plastique.....	80
IV-4-4-2 Vérification de l'effort tranchant.....	81
IV-4-5 Vérification à L'ELS .....	81
IV-5 Calcul des connexions acier-béton .....	82
IV-5-1 Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EC4 .....	83
IV-5-2 Calcul de nombre de connecteur (goujon).....	83
IV-5-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3) .....	85
Conclusion .....	85

## CHAPITRE V : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ..... 86

V-1 Introduction .....	86
V-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire .....	86
V-2-1 Evaluation des charges et surcharges .....	86
V-2-2 Combinaisons de charges .....	86
V-2-3 Condition de la flèche .....	86
V-2-3 Vérification à l'ELU .....	87
V-2-4 Vérification à l'ELS .....	88
Conclusion .....	88
V-3 Pré dimensionnement des poutres secondaire .....	88
V-4 Pré dimensionnement des poteaux du RDC .....	88
V-4-1 Les charges reprises par le poteau .....	88
V-4-2 Calcul du moment sollicitant .....	89
V-4-3 Condition de résistance .....	89
conclusion .....	89
V-5 Pré dimensionnement du portique .....	89
V-5-1 Introduction .....	89
V-5-2 Evaluation des charges .....	90
V-5-3 Combinaison des charges à l'ELU .....	92
V-6 Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT .....	93
V-6-1 Introduction .....	93
V-6-2-Description du logiciel ROBOT .....	93
V-6-3- Les étapes à suivre dans le logiciel .....	93
V-6-4 Résultats obtenus du logiciel de calcul .....	95
V-6-5 Diagrammes des moments fléchissant $M_y$ .....	100
V-6-5 Diagrammes des efforts normaux .....	101
V-6-6 Diagrammes des efforts tranchants .....	102
V-7 Les vérifications manuelles des résultats .....	102
V-7-1 Vérification de la traverse (IPE 360) .....	102
V-7-2 Vérification des poteaux (IPE 360) .....	103
V-8 Conclusion .....	106

## CHAPITRE VI : PREDIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS..... 107

VI-1 Introduction .....	107
VI-2 Rôle des systèmes de contreventement .....	107
VI-3 Prédimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3 .....	107
VI-3-1 Evaluation des efforts .....	108
VI-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section .....	109
VI-3-3 Conclusion .....	110
VI-4 Pré dimensionnement de la palée de stabilité en long pan .....	110
VI-4-1 Evaluation des efforts .....	111
VI-4-2 Vérification à la résistance ultime de la section .....	111
VI-4-3 Conclusion .....	112

**CHAPITRE VII : ETUDES SISMIQUE..... 113**

VII-1 Introduction.....113

VII-2 Classification de notre ouvrage selon l’RPA99 version 2003 .....113

    VII-2-1 Classification de la zone sismique .....113

    VII-2-2 Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003).....113

    VII-2-3 Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003).....113

    VII-2-4 Classification des systèmes de contreventement(Art. 8-4-2 RPA99 version2003).....114

VII-3 Méthodes de calcul.....114

VII-4 Principe Méthode statique équivalente. ....114

VII-5 Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA99/03).....115

VII-6 Estimation de la période fondamentale de la structure T .....116

VII-7 Facteur de qualité (Q) .....116

VII-8 Calcul de poids de la structure (W) .....117

VII-9 Conclusion .....119

**CHAPITRE VIII :VERIFICATION DES ELEMENTS ..... 120**

VIII-1 Introduction .....120

VIII-2 Méthode de travail .....120

VIII-3 Etapes de modilisation .....120

VIII-4 Résultat des vérifications a l’aide du logiciel ROBOT .....123

    VIII-4-1 Vérification des pannes.....123

    VIII-4-2 Vérification des lisses de bardages. ....124

    VIII-4-3 Vérification des potelets .....126

    VIII-4-4 Vérification des solives.....128

    VIII-4-5 Vérification des poutres maitresse .....129

    VIII-4-6 Vérification des traverses .....130

    VIII-4-7 Vérification des poteaux plancher .....131

    VIII-4-8 Vérification des poteaux .....133

    VIII-4-9 Vérification des poutre au vent.....134

    VIII-4-10 Vérification des palées de stabilité .....135

VIII-5 Conclusion .....137

**Chapitre IX: Calcul des assemblages.....138**

IX-1 Introduction .....138

IX-2 Assemblage poteau traverse .....138

IX-3 Assemblage des deux traverse au niveau de faitage .....145

IX-4 Assemblage des poutre maitresse –poteau au niveau des pignon de rive .....150

IX-5 Assemblage de la poutre maitresse –poteau-plancher .....	157
IX-6 Encastrement en pieds de poteau.....	163
<b>CHAPITRE X : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS .....</b>	<b>174</b>
X-1 Introduction .....	174
X-2 Etude du sol .....	174
X-3 Choix du type de fondation.....	174
X-3-1 Etude des semelle isolées: .....	174
X-3-2 Vérification des contraintes à L'ELS.....	175
X-3-3Vérification des contraintes à L'ELU .....	176
X-4 Ferrailage des semelles isolées .....	176
X-5 Calcul des longrines.....	177
X-5-1 Pré-dimensionnement de la longrine selon l'RPA99 version 2003 .....	177
X-5-2 Calcul du ferrailage .....	177
X-5-2 Calcul d'armatures transversales .....	178
X-5-3 Calcul d'espacement des cadres .....	178
CONCLUSION GENERALE.....	179

# **LISTE DES FIGURES**

---

## Liste des figures

- Figure I.1 :** Vue 3D de l'ouvrage
- Figure I-2 :** les composants d'une dalle mixte
- Figure I-3 :** différents types d'escalier
- Figure I.4 :** Panneaux sandwichs.
- Figure I-5 :** Diagramme contrainte-déformation d'acier
- Figure II-1 :** les directions du vent
- Figure II-2 :** Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le long-pan
- FigureII-3 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le long-pan
- FigureII-4 :** Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long-pan
- FigureII-5 :** Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticales suivant le pignon
- Figure II-6 :** Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon
- FigureII-7 :** Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon
- FigureII-8 :** coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)
- Figure II-9 :** La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan
- FigureII-10 :** La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de long-pan
- Figure II-11 :** La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon
- FigureII-12 :** La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon
- Figure II-13 :** Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan
- Figure II-14 :** Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon
- Figure II-15 :** Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol
- Figure II-16 :** Charges de neige
- Figure III-1 :** Disposition de la panne sur la toiture
- Figure III-2 :** Chargement permanent au niveau de la toiture
- Figure III-3 :** moment due à la charge d'entretien
- Figure III-4 :** Chargement d'exploitation au niveau de la toiture
- Figure III-5 :** Charge du vent de soulèvement au niveau de la toiture
- Figure III-6 :** Charge de neige sur la toiture
- Figure III-7 :** Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement
- Figure III-8 :** Panne de toiture en cisaillement sous les défèrent plans de chargement
- Figure III-9 :** Déversement d'une panne de toiture
- Figure III-10 :** Vérification de la flèche
- Figure III-11 :** Dispositions des liernes
- Figure III-12 :** Dispositions des liernes
- Figure III-13 :** Efforts dans les liernes
- Figure III-14 :** Disposition de l'échantignole
- Figure III-15 :** Disposition des lisses de bardages.
- Figure III-16 :** répartition des charges dans le plan y-y
- Figure III-17 :** répartition des charges dans le plan z-z
- Figure III-18 :** Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.
- Figure III-19 :** Efforts dans les Liernes de long-pan
- Figure III-20 :** Chargement appliquer au niveau d'une lisse de bardage.
- Figure III-21 :** efforts dans les liernes de pignon

**Figure III-22 :** Représentation des charges et surcharges sur le potelet

**Figure III-23 :** vue 3D de l'escalier

**Figure III-24 :** vue en élévation de l'escalier

**Figure III-25 :** Vue en plan de l'escalier

**Figure III-26 :** disposition des cornières

**Figure III-27 :** Charge appliqué sur la cornière

**Figure III-28 :** Distribution des charges sur un limon.

**Figure III-29 :** charge équivalente(G)

**Figure III-30 :**charge équivalente(Q)

**Figure III-31 :** Les charge sur la poutre d'appuis des limons

**Figure III-32 :** Les charges sur la poutre d'appuis des limon

**Figure IV-1 :** Eléments constructifs d'un plancher mixte

**Figure IV-2 :** Présentation de la tôle HIBON 55

**Figure IV-3 :** Disposition des solives

**Figure IV-4 :** Dimensions de la poutre mixte

**Figure IV-5 :** Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

**Figure IV-6 :** La position d'un connecteur

**Figure IV-7 :** Caractéristiques des connecteurs

**Figure IV-8 :** Distance entre goujons

**FigureV-1 :** Disposition des solives et poutre principe

**Figure V-2 :** Surface reprise par le poteau le plus sollicité

**Figure V-3 :** Vue du portique en 3D

**Figure V-4 :** La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

**FigureV-5 :** Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional.

**Figure V-6 :** Les préférences de l'affaire .

**Figure V-7 :** Creation des éléments de la structure

**FigureV-8:** Vue de face du portique

**Figure V-9 :** Diagramme des moments fléchissent

**Figure V-10 :** Diagramme des moments fléchissent.

**Figure V-11 :** Diagramme des efforts normaux

**Figure V-12 :** Diagramme des efforts normaux

**Figure V-13 :** Diagramme des efforts tranchant

**Figure V-14** Diagramme des efforts tranchant

**Figure VI-2:** Schéma statique de la poutre au vent

**Figure VI-3:** L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité

**Figure VI-4 :** Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

**Figure VI-5 :** Effort de traction dans la diagonale tendue

**Figure VII-1:** la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas

**Figure VIII-1 :** Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

**Figure VIII-2 :** Vue en 3D de la structure

**Figure VIII-3 :** Vue en plan du plancher

**Figure VIII-4 :** Vue en élévation de la face long pan

**Figure VIII-5 :** Vue en élévation de la face pignon

**Figure IX-1 :** Vue 3D de l'assemblage poteau traverse

**Figure IX-2 :** Détail de l'assemblage poteau traverse

**Figure IX-3 :** Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage

- Figure IX-4** : Détail de l'assemblage au niveau de faitage
- Figure IX-5** : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre de rive
- Figure IX-6** : Détail sur l'assemblage poteau poutre de rive
- Figure IX-7** : Vue 3D de l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher
- Figure IX-8** : Détail sur l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher
- Figure IX-9** : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau
- Figure IX-10** : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau
- Figure X-1** : Dimension de la fondation
- Figure X-2** : Contraintes qui agissent sur les fondations
- Figure X-3** : Ferrailage des longrines

# **LISTE DES TABLEAUX**

## Liste des tableaux

- Tableau II-1** : valeur de pression dynamique de référence
- Tableau II.2** : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales
- Tableau II.3** : les surfaces des zones chargées pour la toiture
- Tableau II.4** : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales
- Tableau II.5** : les surfaces des zones chargées pour la toiture
- Tableau II-6** : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan
- Tableau II-7** : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens du pignon
- Tableau II-8** : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long-pan)
- Tableau II-9** : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon)
- Tableau III-1** : Dimensions et caractéristiques de IPE 120
- Tableau III-2** : Facteur d'imperfection  $\alpha_L$
- Tableau III-3** : Choix du type de courbe de déversement
- Tableau III-4** : Dimension et caractéristique de l'IPE 140
- Tableau III-5** : Facteur d'imperfection  $\alpha_{LT}$
- Tableau III-6** : Choix du type de courbe de déversement
- Tableau III-7** : dimension et caractéristique de l'UPN 120
- Tableau III-8** : dimension et caractéristique de l'UPN 80
- Tableau III-9** : dimension et caractéristique de l'IPE 160
- Tableau III-10** : Caractéristique et dimension de L 40×40×4.
- Tableau III-11** : Dimension et caractéristique de l'UPN 260
- Tableau III-12** : Dimension et caractéristique de l'IPN 220
- Tableau IV-1** : Dimension et caractéristique de l'IPE 140
- Tableau IV-2** : Dimension et caractéristique de l'IPE 160
- Tableau V-1** : Dimension et caractéristique de l'IPE 270
- Tableau V-3** : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en daN/m<sup>2</sup>, cas de vent le plus défavorable
- Tableau V-4** : Les Combinaisons Utilisées
- Tableau V-5** : Note de calcul simplifiée
- Tableau VI-1** : Coefficients minorateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$
- Tableau VI-2** : Coefficients minorateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$
- Tableau VII-1** : coefficient d'accélération de zone A
- Tableau VII-2** : Valeurs de  $\varepsilon(\%)$
- Tableau VII-3** : valeurs des pénalités  $P_q$
- Tableau VII-4** : Le poids propre des éléments
- Tableau VIII-1** : Récapitulatif des éléments utilisé.
- Tableau VIII-2** : Combinaison utilisé
- Tableau VIII-3** : Récapitulatif des éléments adopté.

# NOTATIONS

## Notations

### ❖ Sollicitation /Contrainte /Déformation :

- ✚ E Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
- ✚ G Module d'élasticité transversale de l'acier.
- ✚  $F_p$  Effort de précontrainte dans les boulons.
- ✚ M Moment sollicitant, en générale.
- ✚  $M_{cr}$  Moment critique élastique de déversement.
- ✚  $M_{eff}$  Moment efficace (section de classe4).
- ✚  $M_{el}$  Moment élastique.
- ✚  $M_{pl}$  Moment plastique.
- ✚  $M_R$  Moment résistant.
- ✚  $M_U$  Moment ultime.
- ✚ N Effort normal, en générale.
- ✚  $N_K$  Effort critique d'Euler.
- ✚  $N_{pl}$  Effort normal de plastification.
- ✚  $N_u$  Effort normal ultime.
- ✚ V Effort tranchant sollicitant.
- ✚  $V_{pl}$  Effort tranchant de plastification.
- ✚  $V_U$  Effort tranchant ultime.
- ✚  $f_u$  Contrainte de rupture d'une pièce.
- ✚  $f_{ub}$  Contrainte de rupture d'un boulon.
- ✚  $f_y$  Limite d'élasticité d'une pièce.
- ✚  $\varepsilon$  Déformation linéaire unitaire.
- ✚  $\varepsilon_y$  Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
- ✚  $\sigma$  Contrainte normale.

### ❖ Coefficients et grandeurs sans dimensions :

- ✚ K Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
- ✚  $k_s$  Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
- ✚  $k_y$  et  $k_z$  Coefficient de flambement –flexion.
- ✚ m Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
- ✚ n Nombre de boulons.
- ✚  $\beta_M$  Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
- ✚  $\beta_w$  Facteur de corrélation (soudure).
- ✚  $\varepsilon$  Coefficient de réduction élastique de l'acier.
- ✚  $\eta$  Facteur de distribution de rigidité (flambement).
- ✚  $\lambda$  Elancement.
- ✚  $\lambda_k$  Elancement eulérien.
- ✚  $\bar{\lambda}$  Elancement réduit.
- ✚  $\bar{\lambda}_{LT}$  Elancement de déversement.
- ✚  $\mu$  Coefficient de frottement.
- ✚  $\chi$  Coefficient de réduction de flambement.
- ✚  $\chi_{LT}$  Coefficient de réduction de déversement.
- ✚  $u_x(\%)$  participation massique en % suivent l'axe x.
- ✚  $u_y(\%)$  participation massique en % suivent l'axe y.

❖ **Caractéristiques géométriques :**

	A	Section brute d'une pièce.
	$A_{eff}$	Section efficace d'une pièce
	$A_{net}$	Section nette d'une pièce.
	$A_s$	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
	$I_t$	Moment d'inertie de torsion.
	$I_w$	Facteur de gauchissement d'une section.
	$I_y$	Moment d'inertie de flexion maximale.
	$I_z$	Moment d'inertie de flexion minimale.
	$W_{eff}$	Module de résistance efficace.
	$W_{el}$	Module de résistance élastique.
	$W_{pl}$	Module de résistance plastique.
	b	Largeur d'une semelle de poutre.
	d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite. d'une âme de poutre.
	$d_0$	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
	i	Rayon de giration d'une section.
	l	Largeur d'une poutre.
	$l_D$	Largeur de déversement d'une poutre.
	$l_k$	Longueur de flambement.
	r	Rigidité d'une barre.
	t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
	$t_f$	Epaisseur d'une semelle de poutre.
	$t_w$	Epaisseur d'une âme de poutre.
	$v_s$	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
	$v_i$	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
	$\alpha$	Angle en général.
	$\gamma_{Mb} = 1.25$	Résistance des boulons au cisaillement.
	$\gamma_{Mb} = 1.50$	Résistance des boulons au à la traction.
	$F_v$	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
	$F_B$	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
	$F_T$	Résistance des boulons en traction.
	$\alpha$	Facteur d'imperfection (flambement).
	$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

❖ **Les termes lues dans la note de calcul de ROBOT:**

	$f_y$	résistance du matériau.
	$G_{M0}$	coefficient de sécurité partiel.
	$G_{M1}$	coefficient de sécurité partiel.

❖ **Paramètres de l'analyse de flambement :**

	$L_{fy}$	longueur de flambement de la barre.
	$\lambda_y$	élancement de la barre.
	$\lambda_{y,r}$	élancement relatif de la barre.
	$\chi_y$	coefficient de flambement.
	$\beta_{My}$	coefficient dépendant du diagramme des moments.
	$\mu_y$	coefficient pour le calcul de $k_f y$ .

 ky coefficient de réduction en flexion.

❖ **Paramètres de l'analyse de déversement**

 ID\_sup longueur de déversement de la semelle supérieure  
 ID\_inf longueur de déversement de la semelle inférieure  
 C1 coefficient pour le calcul de M<sub>cr</sub>.  
 C2 coefficient pour le calcul de M<sub>cr</sub>.  
 M<sub>cr</sub> moment critique pour le déversement.  
 Lambda\_LT élançement fictif de la barre pour le déversement.  
 XLT coefficient de déversement.  
 Beta\_MLT coefficient dépendant du diagramme des moments.  
 Mi LT coefficient pour le calcul de kLT.  
 kLT coefficient de réduction pour le déversement.

❖ **Efforts internes dans les points caractéristiques de la section**

 N.sd effort axial N.sd.  
 My.sd moment fléchissant My.sd .  
 Vz.sd effort de cisaillement Vz.sd.

❖ **Efforts limites**

 Nt.rd résistance ultime plastique en traction.  
 Mb.rd moment ultime pour le déversement.

❖ **Par rapport à l'axe y de la section**

 Mply.rd moment ultime plastique.  
 Mely.rd moment ultime élastique.  
 Mny.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.  
 Mvy.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.  
 Vply.rd résistance ultime en cisaillement Par rapport à l'axe z de la section

 Mplz.rd moment ultime plastique.  
 Melz.rd moment ultime élastique.  
 Mnz.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.  
 Mvz.rd moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.  
 Vplz.rd résistance ultime en cisaillement.

❖ **Flèches (REPERE LOCAL) :**

 uy flèche de la barre en y.  
 uy max flèche admissible de la barre en y.  
 uinst,y flèche due aux charges variables en y.  
 uinst,max,y flèche admissible due aux charges variables en z.  
 uz flèche de la barre en z.  
 uz max flèche admissible de la barre en z .  
 uinst,z flèche due aux charges variables en z.  
 uinst,max,z flèche admissible de la barre en z.

❖ **Déplacements (REPERE GLOBAL) :**

 vx déplacement de la barre en X.  
 vx max déplacement admissible de la barre en X.  
 vy déplacement de la barre en Y.  
 vy max déplacement admissible de la barre en Y .

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'utilisation du métal a commencé dans l'architecture et le génie civil à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle. L'industrie sidérurgique s'est développée en proposant des produits de construction (laminés ou moulés) adaptés à la construction d'ossatures métalliques - Construction Métallique.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grande portée.

La présente étude est relative au dimensionnement et au calcul d'une construction métallique à usage de stockage, doté d'une mezzanine.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil. D'autre part de découvrir et d'appliquer les différents règlements et documents techniques réglementaires (RPA2003, RNV2013, les eurocodes...ect). Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel de dessin Tekla structure , autocad et Robot Analysis Structural 2020 qui sera l'outil de calcul structural nous permettant de mener à bien notre projet.

Notre travail est divisé en plusieurs parties

Tout d'abord, on a fait une présentation de la géométrie de la structure étudiée et aussi des caractéristiques mécaniques des matériaux constituant cet ouvrage.

Puis en second lieu, on a effectué une étude climatique selon RNV 2013, ou on a tiré la pression statique due au vent dans les deux sens (pignon et long pan) et aussi la charge de la neige sur la toiture.

Ensuite, on a traité le pré dimensionnement des différents éléments secondaires constituant notre ouvrage (pannes, lisses, potelets, escalier, ...etc.), et cela à travers une évaluation des charges qui sont appliquées aux différents éléments, ainsi que l'application des différentes vérifications (résistance, divergence, flambement, flèche) pour le choix du profilé convenant aux éléments étudiés.

Puis, on est passé à l'étude du plancher mixte, particulièrement au dimensionnement des solives (poutres secondaires), des poutres maîtresses et des connecteurs, ainsi qu'au pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, traverses, contreventements).

On a aussi fait notre modélisation à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT 2020), tout en appliquant un chargement climatique afin de tirer la distribution de la charge climatique pour chaque sens de chargement, dans le but de la comparer à la charge due au séisme.

Et en dernier lieu, on a effectué une vérification complète de l'ossature principale, les assemblages et aussi les semelles, tout en tenant compte de tous les paramètres et combinaisons de charges à l'aide du logiciel de dimensionnement numérique (ROBOT 2020).

# **CHAPITRE I :**

# **GÉNÉRALITÉS**

---

---

## I.1.Introduction

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception de l'ossature d'un ouvrage mixte d'une façon à assurer la stabilité et la sécurité des usagés durant et après la réalisation avec un coût optimal.

## I.2.Présentation du projet

Notre projet consiste à faire l'étude et la conception de l'ossature d'un hangar en charpente métallique composé d'un grand espace pour le stockage, et d'un espace administratif reposant sur un plancher mixte. La toiture est composée de deux versants symétriques, couvrant une surface de 960 m<sup>2</sup> destiné pour le stockage des matériaux de constructions.

### I.2.1. Zone d'implantation:

Ce projet est implanté à LARBAA NATH IRATHEN , wilaya de Tizi-Ouzou situé à 930m d'altitude. Selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) cette zone est classée comme zone de moyenne sismicité (IIa).

### I.2.La géométrie de l'ouvrage:

- La longueur totale de l'ouvrage .....48m
- La largeur totale de l'ouvrage .....20m
- La hauteur totale de l'ouvrage .....7m
- La hauteur du RDC..... 2.96m
- Hauteur totale des poteaux.....6 m

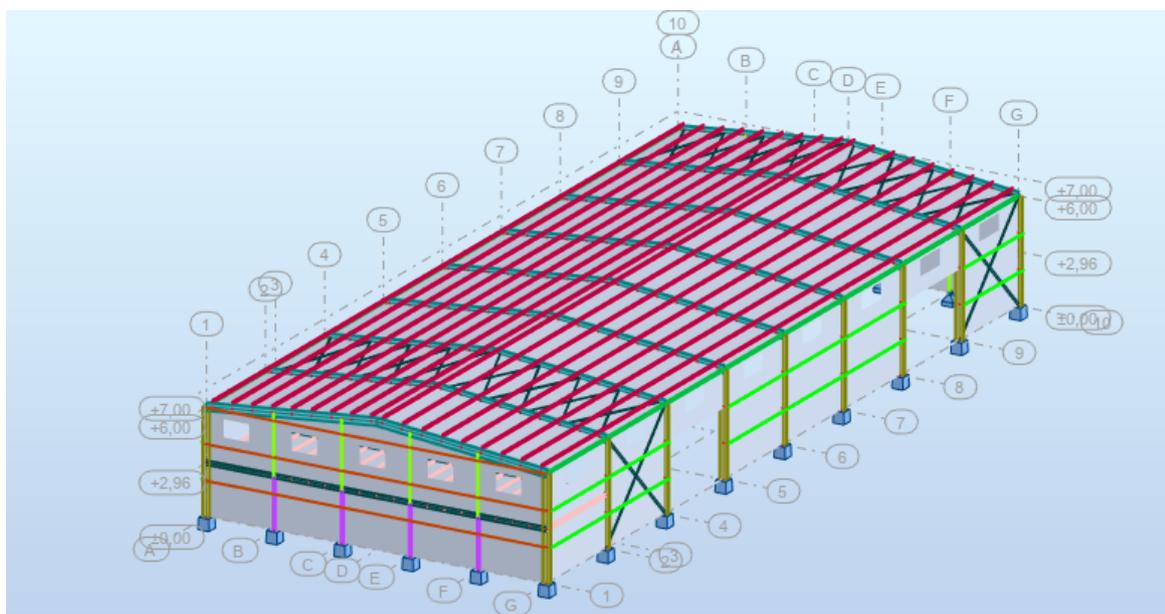


Figure I.1.Vue en 3D de l'ouvrage

### I-2-3 Les données du sol

Selon le rapport géotechnique préliminaire qui nous a été transmis par le BET :

Le sol sur lequel l'ouvrage est implanté présente une Contrainte moyenne admissible

$$\sigma = 2 \text{ bars.}$$

# Chapitre I : Généralités

## I-3 Normes et règlements utilisés

Afin de garantir la sécurité de l'ouvrage, notre conception est essentiellement basée sur les codes et normes suivants :

- ✓ Règles Neige et Vent « **RNV2013** »
- ✓ Règles parasismiques algériennes « **RPA99 - version 2003** »
- ✓ Règles de conception des structures en acier « **CCM97** »
- ✓ Règles de calcul des structures en acier « **EC3. ENV 1993-1-1 Eurocode** »
- ✓ Béton armée aux états limites « **BAEL 91 – version 99** »
- ✓ Règles de calcul des fondations superficiels « **DTR-BC 2.331** »
- ✓ Eurocode 4 (structure mixte)
- ✓ Charge permanentes et charges d'exploitation « **DTR-BC 2.2** »

## I-4. Les éléments de l'ouvrage

### I-4-1 La stabilité

La stabilité de la structure est assurée par deux types de systèmes de contreventement :

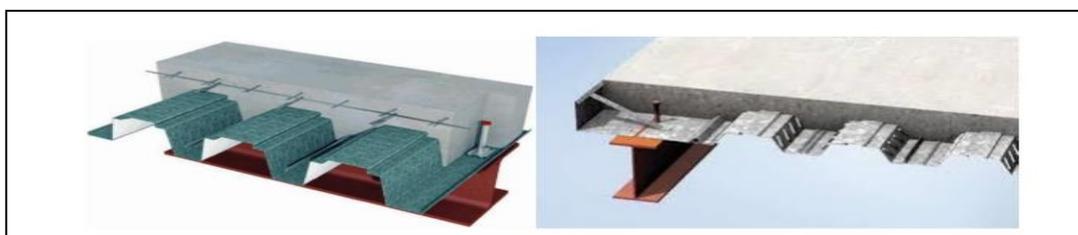
- ✓ -Contreventement verticale : à pour but, de transférer les forces horizontales aux fondations, assurées par portique et palée en **X** (croix de Saint-André).
- ✓ -Contreventement horizontal à pour but de rigidifier les surfaces horizontal (plancher) qui doivent transmettre les force dues au vent et au séisme agissant sur la façade au point fixe verticaux.

Ce type de contreventement est assuré par les planchers collaborant et les poutres au vent.

### I-4-2 Les dalles mixte

#### Définition

Une dalle mixte est un élément de construction des bâtiments métalliques à ossature mixte. Elle est composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton comportant un léger treillis d'armature destiné à limiter la fissuration du béton due au retrait et aux effets de la température. Dans ce type de dalles, la tôle nervurée sert de plate-forme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton. Elle peut également servir de contreventement horizontal provisoire lors du montage de la structure porteuse du bâtiment, à condition qu'elle soit fixée à la poutraison de façon adéquate.



**Figure I-2** : les composants d'une dalle mixte

#### Fonction et avantages des dalles mixtes

- Un gain sur le poids total de la structure.
- Supporter les charges et surcharges verticales et les transmettre aux appuis.
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles).

## Chapitre I : Généralités

- Etre étanche à l'eau et à l'humidité.
- Empêcher la propagation des incendies.

La connexion entre le béton et la tôle est assuré par plusieurs types de connecteur et les plus utilisés sont :

1. Les goujons à tête soudés électriquement avec un pistolet adéquat.
2. Les cornières fabriqués par pliage à froid.
3. Butées soudées (découpées dans des cornières ou des dars en T) mais ce type est rarement utilisé.

Le rôle principal des connecteurs est de limiter le glissement entre l'acier et le béton. Selon le nombre de connecteur on distinguera deux types de connexion : connexion complète et connexion partielle.

### I-4-3 Les escaliers

#### Définition

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la longueur s'appelle l'embranchement et la largeur des marches s'appelle giron et la hauteur des marches s'appelle contre marche, et il est constitué généralement de :

**Palier** : Est un espace plat qui marque un étage après une série de marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

**Volée** : Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

**Limon** : Est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.

**Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité des utilisateurs d'escalier.

**Giron** : Largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire ..). Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...).

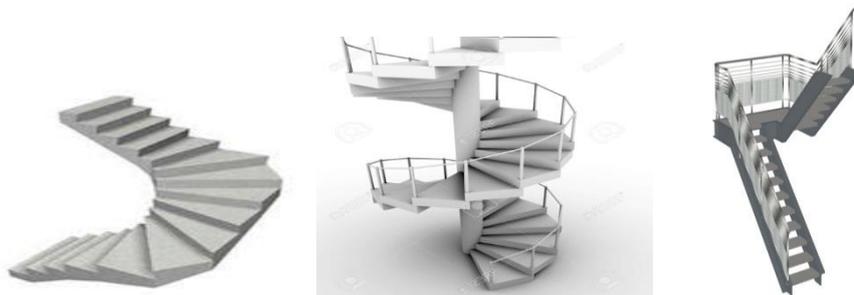


Figure I-3 : différents types d'escalier

Notre ouvrage est muni de trois volées droites avec palier de repos qui assurent la circulation verticale entre les différents niveaux.

### I-4-4 La toiture

La toiture est réalisée en panneaux sandwich. Ces derniers offrent l'avantage de rassembler à un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité. Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante. Pour cet ouvrage, nous avons opté pour des panneaux sandwichs du type « TL 75 » constitués d'une peau externe trapézoïdale et d'une peau interne linéaire intercalées par une mousse dure conçue pour l'isolation thermique.



Figure I.4 : Panneau sandwich.

- **murs extérieurs**

Les murs des façades seront réalisés en double murette avec des panneaux sandwichs de type LL35 (étanche et iso phone)

- **murs intérieurs**

Les murs intérieurs seront réalisés en panneaux sandwichs en double murette de type LL35

### I-4-6 Les fondations

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## I-5 Les caractéristiques des matériaux

L'ouvrage est constitué de plusieurs matériaux mais il est constitué essentiellement de deux types de matériaux

### I-5-1 Le béton

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment, le béton présente une excellente résistance à la compression.

Pour les planchers et les fondations, on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes:

- Résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- La résistance caractéristique à la traction:

$$\rightarrow f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa.}$$

## Chapitre I : Généralités

- Poids volumique  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ .
- Module d'élasticité :  $E=14000\text{MPa}$ .

### I-5-2 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de Carbone (1%). C'est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et l'autre élément essentiel est le carbone.

1. L'essai de traction permet de déterminer :
  - Le module d'élasticité longitudinal  $E$ .
  - Les contraintes limites : d'élasticité  $f_y$  et de rupture  $f_u$ .
  - Le coefficient de poisson  $\nu$ .
  - L'allongement à la rupture  $\epsilon$ .

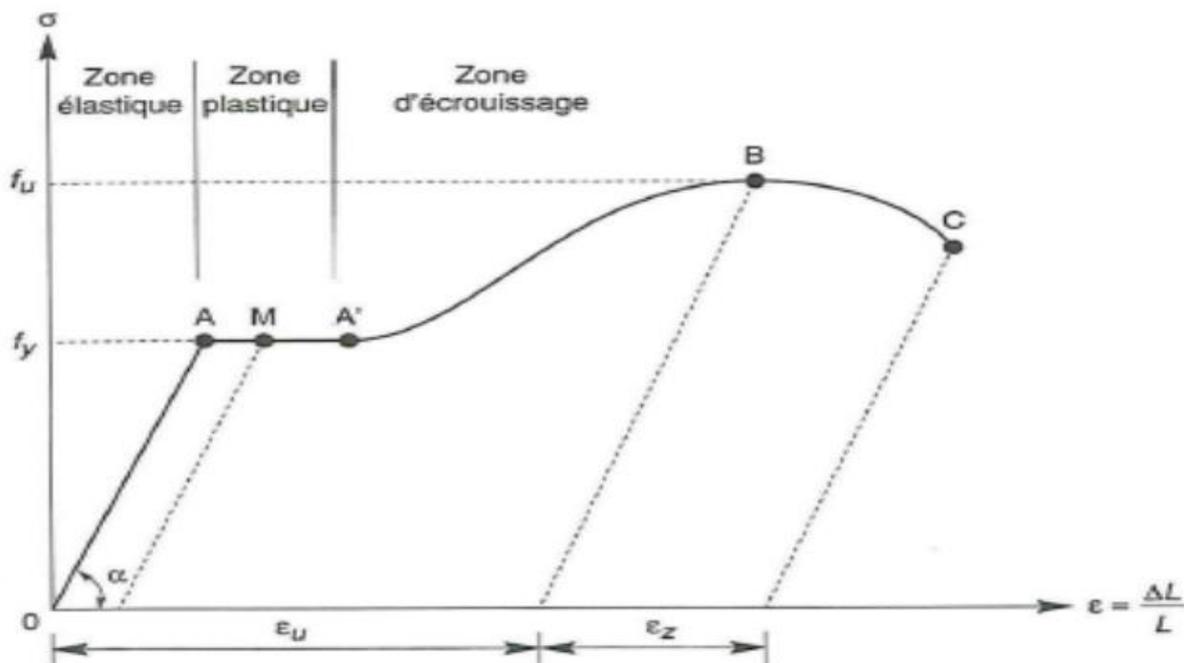


Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation d'un acier

2. L'essai de dureté, qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier.
3. L'essai de résilience, qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
4. L'essai de fatigue.

Pour la réalisation de notre projet on a utilisé l'acier S275 de caractéristiques:

- La limite élastique de traction,  $f_y=275 \text{ Mpa}$ .
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal)  $E=210000 \text{ Mpa}$ .
- Module d'élasticité transversal  $G=81000 \text{ Mpa}$ .
- La limite élastique de cisaillement,  $\tau = 0.58 f_y \text{ Mpa}$ .
- La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$ .

## Chapitre I : Généralités

---

- Le Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-6}$
- Coefficient de poisson  $\nu = 0.3$ .

### *Les assemblages*

Les assemblages seront réalisés par :

- Boulonnage : on utilise des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR).
- Soudure.

### *Les armatures pour le béton*

Les armatures utilisées pour le ferrailage des fondations et de la dalle de notre ouvrage sont:

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance fe E 400, de limite d'élasticité  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Contrainte admissible :

- Cas courant :  $\delta_s = 348 \text{ MPa}$
- Cas accidentel :  $\delta_s = 400 \text{ MPa}$

Coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$ .

Module d'élasticité :  $E_s = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

- Treillis soudé à haute adhérence

Limite élastique :  $f_e = 520 \text{ MPa}$

**CHAPITRE II : ÉTUDE  
CLIMATIQUE SELON  
LE RÈGLEMENT  
NEIGE ET VENT  
2013**

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

### II-1 Introduction

Ce chapitre à pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (RNV2013).

### II-2 Etude du vent

#### II-2-1 Domaines d'applications

Le règlement neige et vent (RNV2013) s'applique seulement sur :

- Les structures ayant une hauteur max < à 200m.
- Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, ect.....
- Cheminées et ouvrage similaires.
- Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, ect...).
- Structures verticales en treillis (pylônes, grues échafaudages, etc...).

#### II-2-2 Principe de calcul

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

Les actions de vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction de vent.

**Pour déterminer l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :**

- **Catégorie 1:** Elle regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation administration scolaire....
- **Catégorie 2 :** Elle regroupe les constructions ajourées telle que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrage similaires.

Notre ouvrage est classée dans **la catégorie 1.**

#### II-2-3 coefficient de calcul

##### Effet de la région

Notre structure est située dans **la zone I**, dont la pression de référence est donnée par le **tableau 2-2 du RNV 2013 (chapitre II-bases de calcul)** →  $q_{ref} = 37.5 \text{ daN/m}^2$

**Tableau II-1** valeur de pression dynamique de référence

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

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

### Effet de site

La structure sera implantée en zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leurs hauteurs, donc d'après les données du **tableau 2- 4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul)** la catégorie de terrain est **III**

D'où d'après le RNV2013 (**Tableau 2-4, chapitre II**):

- Le facteur de terrain  $K_T = 0,215$
- Le paramètre de rugosité  $z = 0,3\text{m}$
- La hauteur minimale  $z_{\min} = 5\text{m}$ .
- $\varepsilon = 0.61$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$

### Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies  $C_{t(z)}$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées...etc. Le site est meuble.

$C_{t(z)}$  est déterminé comme suit:

$$\begin{cases} C_{t(z)} = 1 \text{ pour } \phi < 0.05 \\ C_{t(z)} = 1 + S_{\max} \times \left(1 - \frac{|X|}{K_{\text{red}} \times L}\right) \times e^{-\alpha\left(\frac{z}{L}\right)} \text{ pour } \phi < 0.05 \end{cases}$$

où :

- $\phi$  : est la pente du versant au vent  $\phi = \frac{H}{L_U}$
- H: la hauteur du versant
- L: la longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur:  $L = \max(0.5L_U; 2H)$
- X: est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle
- Z: est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré
- $S_{\max}, \alpha, K_{\text{red}}$  sont des coefficients donnés dans le **tableau 2.6 ( RNV2013 chapitreII)** en fonction de la forme d'obstacle et du rapport H/L
- $L_U$  et  $L_d$  respectivement la longueur du versant au vent et sous vent

### A.N pour le calcul du coefficient topographique

$$\Rightarrow \phi = \frac{H}{L_U} = \frac{1}{48} = 0.02 \ll 0.05$$

$$\Rightarrow C_{t(z)} = 1$$

### Calcul de coefficient dynamique $C_d$

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

Dans le cas des bâtiments dont la hauteur totale est inférieure à 15 m, la valeur de  $C_d$  est donnée par L'RVN 2013 est  $C_d = 1$  (**chapitre 3 : coefficient dynamique, article 3-2 valeur simplifier**).

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

### II-2-4 calcul de la pression aérodynamique du vent

La pression statique du vent  $W(z)$  qui s'exerce sur une construction à la hauteur  $h$  est donné par la formule suivante :

$$W_{(z)} = q_{p(z)} \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{en daN / m}^2$$

Avec :

- $q_{p(z)}$ : Pression dynamique de pointe calculer à la hauteur  $h$  considérée.
- $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.
- $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.

#### Calcul de pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe  $q_{p(z)}$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $h$  est donné par la formule suivante :

$$q_{p(z)} = q_{ref} \times C_{e(z)} \quad \text{en daN / m}^2$$

Avec :

- $C_d=1$  coefficient dynamique de la construction
- $q_{ref} = 37.5$  (daN/m<sup>2</sup>) la pression dynamique de référence.
- $C_{ex}$  : est le coefficient d'exposition au vent.

#### Calcul de coefficient d'exposition $C_{ex}$

Le coefficient d'exposition au vent  $C_{ex}$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur  $h$  au dessus du sol. En outre, il tient compte de la turbulence du vent.

La valeur de  $C_{ex}$  est donné par la formule suivante :

$$C_{ex}=C_t^2 \times C_r^2 \times [1+7I_v]$$

Avec :

- $C_r$  : coefficient de rugosité
- $C_t$  : coefficient de topographie
- $I_v$  : l'intensité de la turbulence

#### Détermination du coefficient de la rugosité $C_r$

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). (**Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013.**)

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{si} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \quad \text{si} \quad Z < Z_{\min}$$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Avec :

- $K_T$  : Facteur de terrain.
- $Z_0$  : Paramètre de rugosité.
- $Z_{\min}$  : Hauteur minimale.
- $Z$  : Hauteur considéré.

Telle que :  $Z_0 = 0.3\text{m}$  et  $Z_{\min} = 5\text{m}$

Les hauteurs considéré sont :

- $Z = 6\text{ m}$  pour les parois verticales.
- $Z = 7\text{ m}$  pour la toiture.

*Dans les parois verticales :*

$Z = 6\text{ m}$  et  $Z_{\min} = 5\text{ m}$  ➔  $Z_{\min} = 5\text{ m} < Z = 6\text{ m} < 200\text{ m}$

$$\Rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \frac{Z}{Z_0} = 0.215 \times \text{Ln} \frac{6}{0.3} = 0.64$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = 0.64$$

*Dans la toiture :*

$Z = 7\text{ m}$  et  $Z_{\min} = 5\text{ m}$  ➔  $Z_{\min} = 5\text{ m} < Z = 7\text{ m} < 200\text{ m}$

$$\Rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \frac{Z}{Z_0} = 0.215 \times \text{Ln} \frac{7}{0.3} = 0.67$$

$$\Rightarrow C_r(Z) = 0.67$$

*Calcul de l'intensité de turbulence.*

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par les deux équations suivantes :

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \text{Ln} \left( \frac{Z}{Z_0} \right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \text{Ln} \left( \frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)} \quad \text{pour } Z < Z_{\min}$$

Avec :

- $C_t$  : coefficient topographique
- $Z_0$  : paramètre de rugosité
- $Z_{\min}$  : hauteur min

*Donc pour les parois verticales :*

$$\text{On a } Z = 6\text{ m} > Z_{\min} = 5\text{ m} \Rightarrow I_v(Z=6\text{m}) = \frac{1}{1 \times \text{Ln} \left( \frac{6}{0.3} \right)} = 0.3338$$

$$\Rightarrow I_v(Z=6\text{m}) = 0.3338$$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

**Pour la toiture :**

$$\text{On a } Z=7 \text{ m} > Z_{\min} = 5 \text{ m} \rightarrow I_v (Z=7\text{m}) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7}{0.3}\right)} = 0.3174$$

$$\Rightarrow I_v (Z=7\text{m}) = 0.3174$$

**A.N pour le coefficient d'exposition**

$$\text{On a: } C_{\text{ex}} = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7I_v]$$

- **Les parois verticales**

$$C_{\text{ex}} = 1^2 \times 0.64^2 \times [1 + 7 \times 0.33] = 1.35$$

$$\Rightarrow C_{\text{ex}} = 1.35$$

- **La toiture**

$$C_{\text{ex}} = 1^2 \times 0.67^2 \times [1 + 7 \times 0.32] = 1.45$$

$$\Rightarrow C_{\text{ex}} = 1.45$$

**A.N pour le calcul de la pression dynamique de pointe**

$$\text{On a: } q_{p(Z)} = q_{\text{ref}} \times C_{e(Z)} \quad \text{en daN / m}^2$$

- **Parois verticale**

$$q_{p(Z)} = 37.5 \times 1.35 = 50.63 \text{ daN / m}^2$$

$$\Rightarrow q_{p(Z)} = 50.63 \text{ daN / m}^2$$

- **la toiture**

$$q_{p(Z)} = 37.5 \times 1.45 = 54.4 \text{ daN / m}^2$$

$$\Rightarrow q_{p(Z)} = 54.4 \text{ daN / m}^2$$

**Détermination de coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$**

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée à qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup> dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés  $C_{pe1}$  pour les coefficients locaux, et  $C_{pe10}$  pour les coefficients globaux respectivement. (**chapitre 5: coefficient de pression page 80 RNVA2013**).

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

- $C_{pe} = C_{pe1}$  si  $S \leq 1 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log 10 (s)$  si  $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$  si  $S \geq 10 \text{ m}^2$

Avec : S est la surface chargée de la paroi considérée

### Les directions du vent

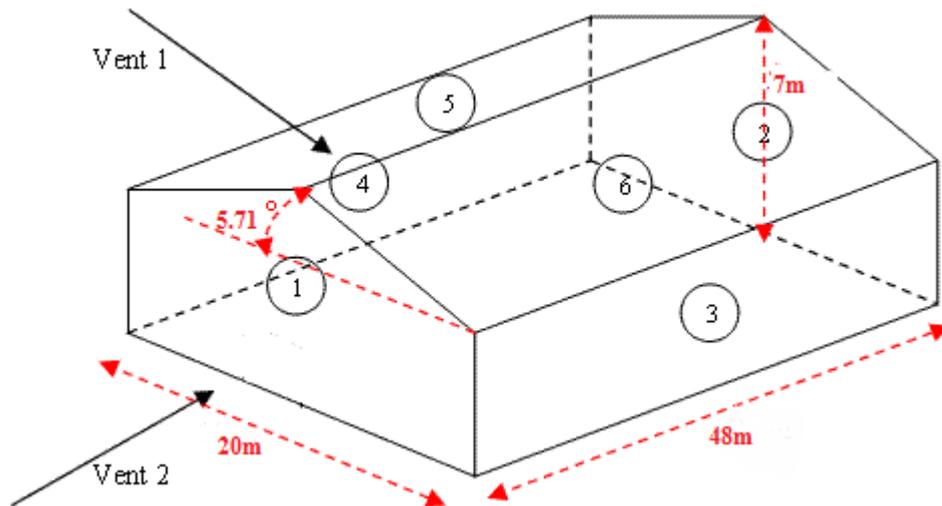


Figure II-1 : les directions du vent

### Le vent perpendiculaire au long-pan ( VI )

Pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessus)

$$b = 48 \text{ m}, d = 20 \text{ m}, h = 7 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (48 ; 14) = 14 \text{ m}$$

### Parois verticales

Elévation pour :  $e < d$

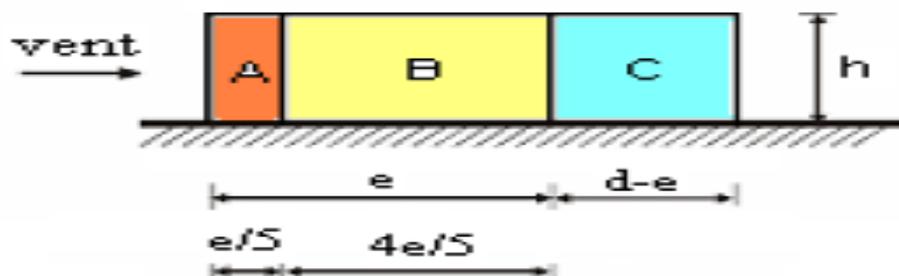


Figure II-2 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le long pan

$$\frac{e}{5} = \frac{14}{5} = 2.8 \text{ m}$$

$$\frac{4e}{5} = \frac{4 \times 14}{5} = 11.2 \text{ m}$$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

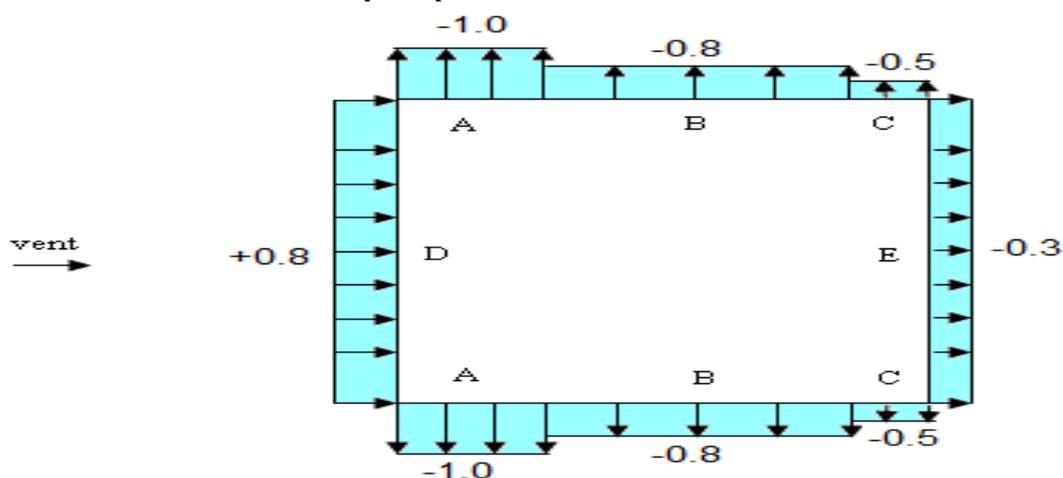
### Calcul des surfaces

**Tableau II.2** : Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales

Zone	A	B	C	D=E
Surface ( m <sup>2</sup> )	2.8 x 7=19.6	11.2 x 7 =78.4	6 x 7 =42	20 x 7=140

**Conclusion** D'après le **tableau 5.1 de chapitre 5 page 81 de l'RNV 2013** on obtient les résultats suivant :

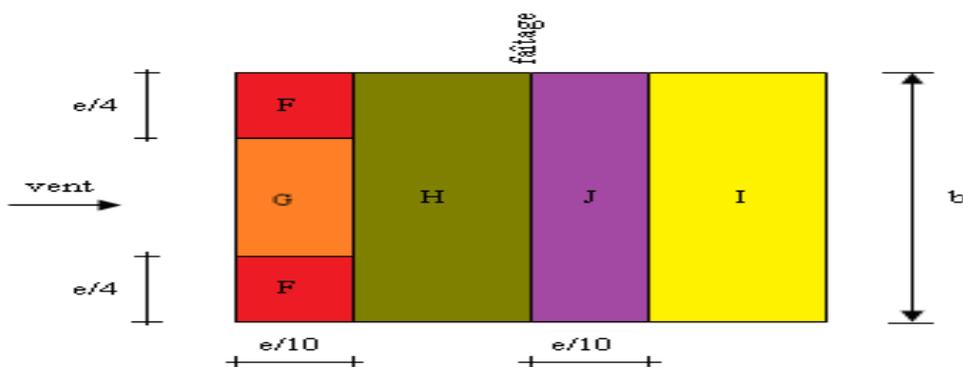
- $S_A = 19.6\text{m}^2 \gg 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -1.0$
- $S_B = 78.4\text{m}^2 \gg 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.8$
- $S_C = 42\text{m}^2 \gg 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.5$
- $S_D = 140\text{m}^2 \gg 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = +0.8$
- $S_E = 140\text{m}^2 \gg 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.3$



**FigureII-3** : Les valeurs de  $C_{pe}$  qui correspondent à chaque zone des parois verticale suivant le long-pan

### Versant de toiture

Avec  $a=5.71^\circ$



**FigureII-4** : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long-pan

$$\frac{e}{4} = \frac{14}{4} = 3.5\text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1.4\text{ m}$$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

### Calcul des surfaces :

**Tableau II.3** : les surfaces des zones chargées pour la toiture

Zone	F	G	J	I=H
Surface (m <sup>2</sup> )	3.5 x 1.4 = 4.9	13 x 1.4 = 18.2	20 x 1.4 = 28	22.6 x 20 = 452

**Le tableau 5.4 page 87 du RNV 2013** nous donne les valeurs de  $C_{pe}$  en fonction l'inclinaison de versant et comme on a l'angle d'inclinaison  $\alpha = 5.71^\circ$  cette valeur est comprise dans le tableau entre  $5^\circ$  et  $15^\circ$  donc dans ce cas on obtient les valeurs de  $C_{pe}$  par interpolation linéaire entre les coefficients de pression pour  $\alpha = 5^\circ$  et  $\alpha = 15^\circ$  par la formule suivante :

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

**On remarque que :**

La surface de la zone de pression **F** de la toiture est comprise entre  $1\text{m}^2$  et  $10\text{m}^2$

( $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$ ) donc :  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$  pour chaque zone.

Et les surfaces des zones de pression **H, I, J et G** sont supérieures à  $10\text{m}^2$  ( $S \geq 10\text{m}^2$ ).

Donc :  $C_{pe} = C_{pe10}$  pour chaque zone.

### Action vers le haut

➤ **Zone F** :  $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$

Pour  $\alpha = 5^\circ$  :  $C_{e10} = -1,7$  ;  $C_{e1} = -2,5$

$$C_{e(5^\circ)} = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \times \log SF = -2,5 + [(-1,7) - (-2,5)] \log 4,9 = -1,95$$

Pour  $\alpha = 15^\circ$  :  $C_{e10} = -0,9$  ;  $C_{e1} = -2,0$

$$C_{e(15^\circ)} = C_{e1} + (C_{e10} - C_{e1}) \times \log SF = -2,0 + [(-0,9) - (-2,0)] \log 4,9 = -1,24$$

Pour  $\alpha = 5.71^\circ$  :

$$C_{pe} = C_{e(5^\circ)} + \frac{C_{e(15^\circ)} - C_{e(5^\circ)}}{15^\circ - 5.71^\circ} \times (5.71^\circ - 5^\circ) = -1,95 + \frac{[(-1,24) - (-1,95)]}{15^\circ - 5.71^\circ} \times (0,71) = -1,70 \uparrow$$

➤ **zone G** :  $S_G > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -1,2 + [(-0,8) - (-1,2)] \times 0,071 = -1,2 \uparrow$$

➤ **zone H** :  $S_H > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + [(-0,3) - (-0,6)] \times 0,071 = -0,57 \uparrow$$

➤ **zone J** :  $S_J > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + [(-1,0) - (-0,6)] \times 0,071 = -0,63 \uparrow$$

➤ **zone I** :  $S_I > 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe10} = -0,6 + [(-0,4) - (-0,6)] \times 0,071 = -0,58 \uparrow$$

### Action vers le bas

➤ **zone F, G et H** :  $C_{pe} = C_{pe10} = 0 + (+0,2 - 0) \times 0,071 = 0,014 \downarrow$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

➤ **zone J:**  $C_{pe} = C_{pe10} = 0.2 + (0.2) \times 0.071 = 0.18 \downarrow$

➤ **zone I:**  $C_{pe} = 0 \downarrow$

**Vent perpendiculaire à la petite face  $V_2$**

pour cette direction du vent (voir la figure ci-dessous)

$b = 20 \text{ m}$ ,  $d = 48 \text{ m}$   $h = 7 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(20 ; 2 \times 7) = 14 \text{ m}$

**Parois verticale**

**Calcul des surfaces :**

**Tableau II.4 :** Les surfaces des zones chargées pour les parois verticales

Zone	A	B	C	D=E
Surface (m <sup>2</sup> )	$2.8 \times 7 = 19.6$	$11.2 \times 7 = 78.4$	$34 \times 7 = 238$	$20 \times 7 = 140$

**Conclusion :** D'après le tableau 5.1 de chapitre 5 page 81 RNV 2013, on obtient les résultats suivant :

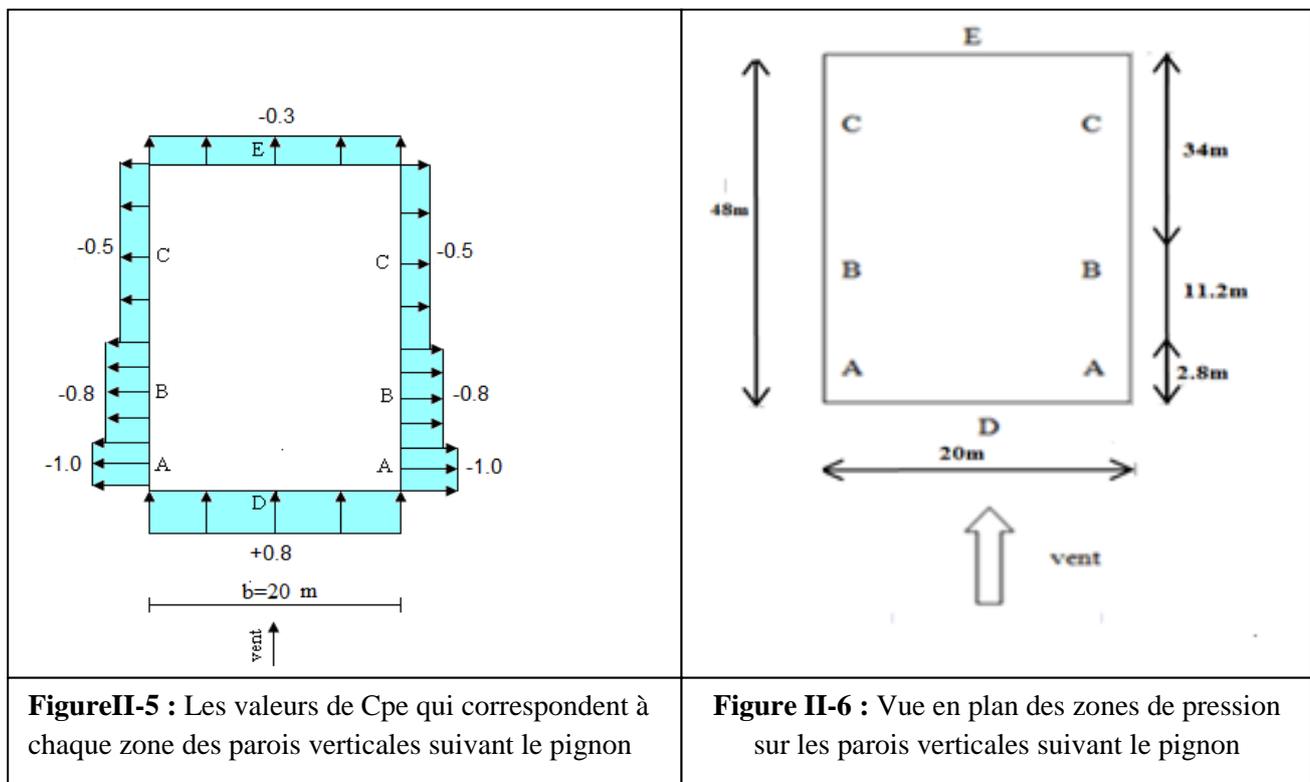
➤  $S_A = 19.6 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -1.0$

➤  $S_B = 78.4 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.8$

➤  $S_C = 238 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.5$

➤  $S_D = 140 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = +0.8$

➤  $S_E = 140 \text{ m}^2 \gg 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe10} = -0.3$



**Versant de toiture**

Avec  $\alpha = 5.71^\circ$

$$\frac{e}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ m} ; \frac{e}{4} = \frac{14}{4} = 3.5 \text{ m} ; \frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1.4 \text{ m}$$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

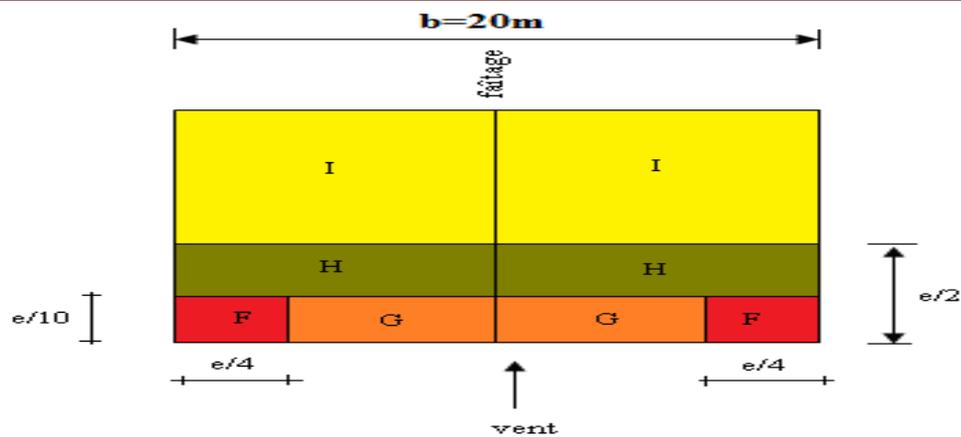


Figure II-7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon

### Calcul des surfaces :

Tableau II.5 : les surfaces des zones chargées pour la toiture

Zone	F	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> )	3.5 x 1.4 = 4.9	1.4 x 6.5 = 9.1	5.6 x 10 = 56	41 x 10 = 410

Les valeurs de  $C_{pe}$  pour  $\alpha = 5.71^\circ$  s'obtient par interpolation linéaire :

$$f(x) = f(5^\circ) + \frac{f(15^\circ) - f(5^\circ)}{15 - 5} \cdot (5.71^\circ - 5)$$

### On remarque que :

Les surfaces des zones H et I sont supérieures à 10 m<sup>2</sup> donc la valeur de coefficient pression extérieure c'est celles qui correspond à  $C_{pe10}$ , par contre les surfaces de la zone F et G sont inférieure à 10m<sup>2</sup> et supérieure à 1m<sup>2</sup> donc on doit utiliser une interpolation par rapport à la surface par la formule suivante :

$$C_e(x_i) = C_{e1}(x_i) + [C_{e10}(x_i) - C_{e1}(x_i)] \cdot \text{Log}(S_i)$$

#### ➤ Zone F : 1m<sup>2</sup> < SF < 10m<sup>2</sup>

Pour  $\alpha = 5^\circ$  :  $C_{e10} = -1,6$  ;  $C_{e1} = -2,2$

$$C_{e(5^\circ)} = C_{e1} + [C_{e10} - C_{e1}] \cdot \text{Log}(SF) = -2,2 + (-1,6 + 2,2) \cdot \text{Log}(4.9) = -1,78$$

Pour  $\alpha = 15^\circ$  :  $C_{e10} = -1,3$  ;  $C_{e1} = -2,0$

$$C_{e(15^\circ)} = C_{e1} + [C_{e10} - C_{e1}] \cdot \text{Log}(SF) = -2,0 + (-1,3 + 2,0) \cdot \text{Log}(4.9) = -1,52$$

Pour  $\alpha = 5.71^\circ$ :

$$C_{pe} = C_e(5^\circ) + \frac{C_e(15^\circ) - C_e(5^\circ)}{15^\circ - 5.71^\circ} \cdot (5.71^\circ - 5^\circ) = -1.78 + \frac{[-1.52] - [-1.78]}{15^\circ - 5.71^\circ} \cdot (0.71) = -1.76$$

#### ➤ Zone G: 1m<sup>2</sup> < SG < 10m<sup>2</sup>

Pour  $\alpha = 5^\circ$  :  $C_{e10} = -1,3$  ;  $C_{e1} = -2,0$

Pour  $\alpha = 15^\circ$  :  $C_{e10} = -1,3$  ;  $C_{e1} = -2,0$

$$C_{e(5^\circ)} = C_{e(15^\circ)} = C_{e1} + [C_{e10} - C_{e1}] \cdot \text{Log}(SG) = -1,33$$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Pour  $\alpha = 5.71^\circ$ :

$$C_{pe} = C_e(5^\circ) + \frac{C_e(15^\circ) - C_e(5^\circ)}{15^\circ - 5.71^\circ} \times (5.71^\circ - 5^\circ) = -1,33$$

➤ **Zone H:**  $SH > 10 \text{ m}^2$

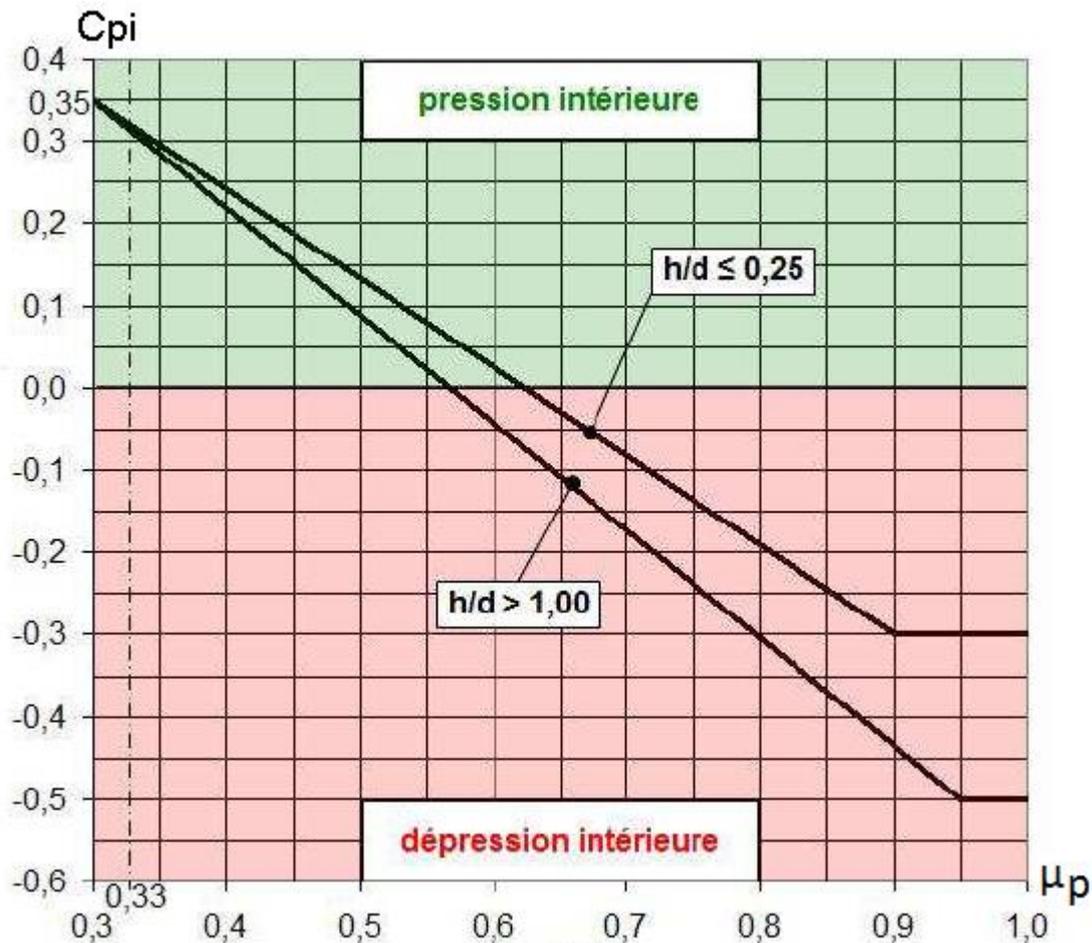
$$C_{pe} = -0.7 + [(-0.6) - (-0.7)] \times 0.071 = -0.70$$

➤ **Zone I :**  $SI > 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = -0.6 + [(-0.5) - (-0.6)] \times 0.071 = -0.60$$

**Calcul des coefficients de pression extérieure  $C_i$ :**

Le coefficient de pression intérieure  $C_i$  des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  (**figure 5.14 du chapitre 5 du RNV 2013**)



**Figure II-8:** coefficient de pression intérieure (distribution uniforme des ouvertures)

L'indice de perméabilité est donné par la formule suivante :

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

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

D'après la *note 2 paragraphe 7.2.9 NF EN 1991-1-4* on peut travailler avec des valeurs extrêmes  $C_{i1} = +0.2$  et  $C_{i2} = -0.3$

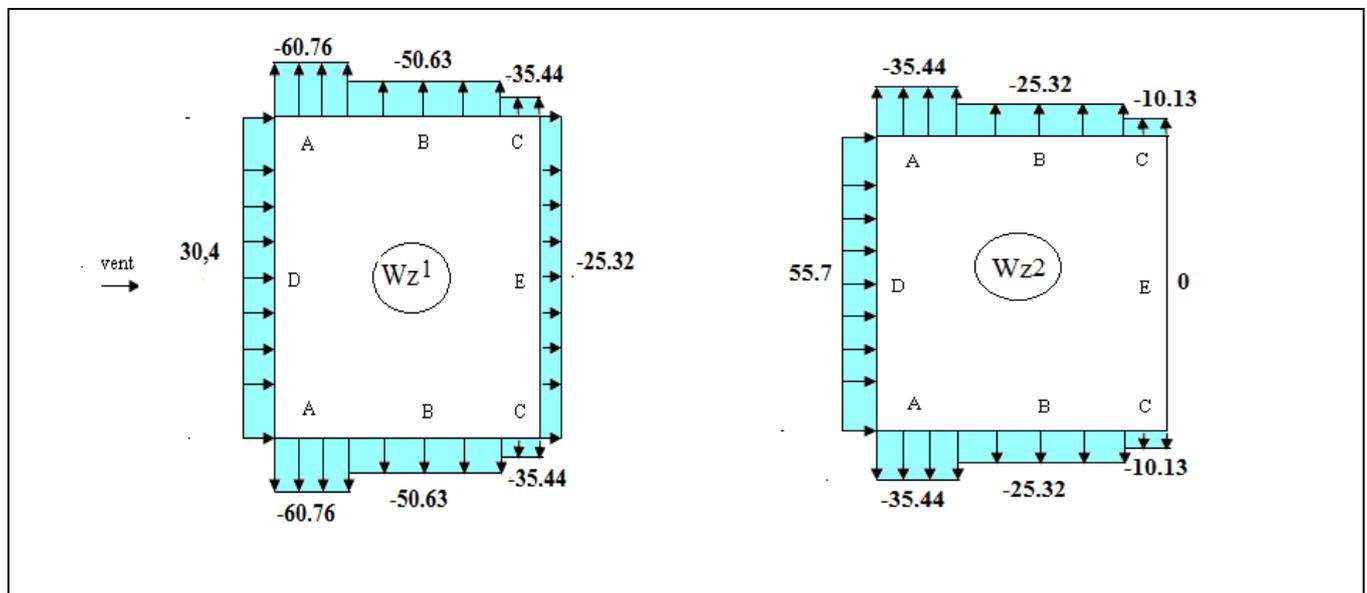
Les résultats de calcul de la pression statique due au vent sont représenté dans les tableaux ci-dessous :

**Vent perpendiculaire au long-pan**

**Tableau II-6 :** Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long pan( daN/m<sup>2</sup>)

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$	Zone	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$
D	+0.8	+0.2	-0.3	30.4	55.7	F	-1.70	+0.2	-0.3	-103.4	-76.2
A	-1.0	+0.2	-0.3	-60.76	-35.44	G	-1.2	+0.2	-0.3	-76.2	-49
B	-0.8	+0.2	-0.3	-50.63	-25.32	H	-0.57	+0.2	-0.3	-42	-14.7
C	-0.5	+0.2	-0.3	-35.44	-10.13	I	-0.58	+0.2	-0.3	-42.43	-15.23
E	-0.3	+0.2	-0.3	-25.32	0	J	-0.63	+0.2	-0.3	-45.2	-18

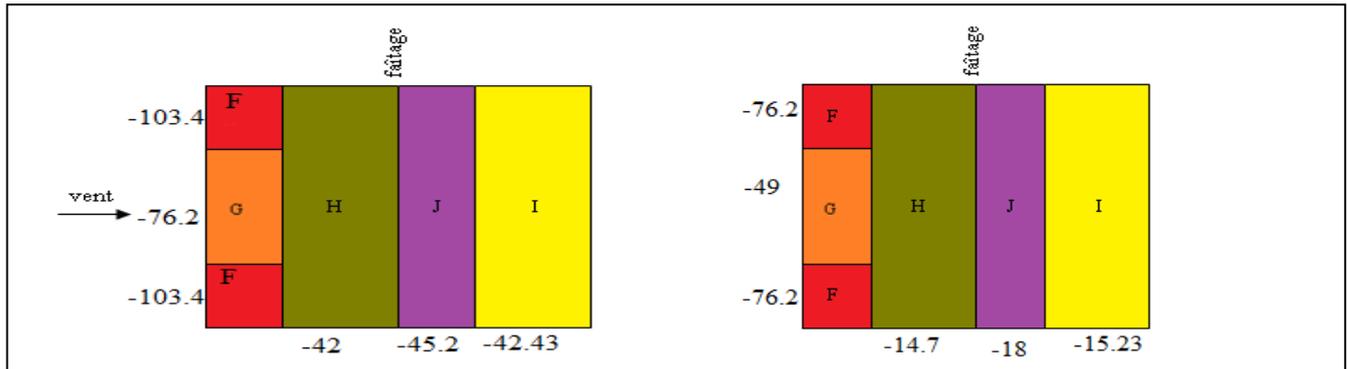
### A: Parois verticales



**Figure II-9 :** La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de long-pan ( daN/m<sup>2</sup>)

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

### B: Versants de toiture

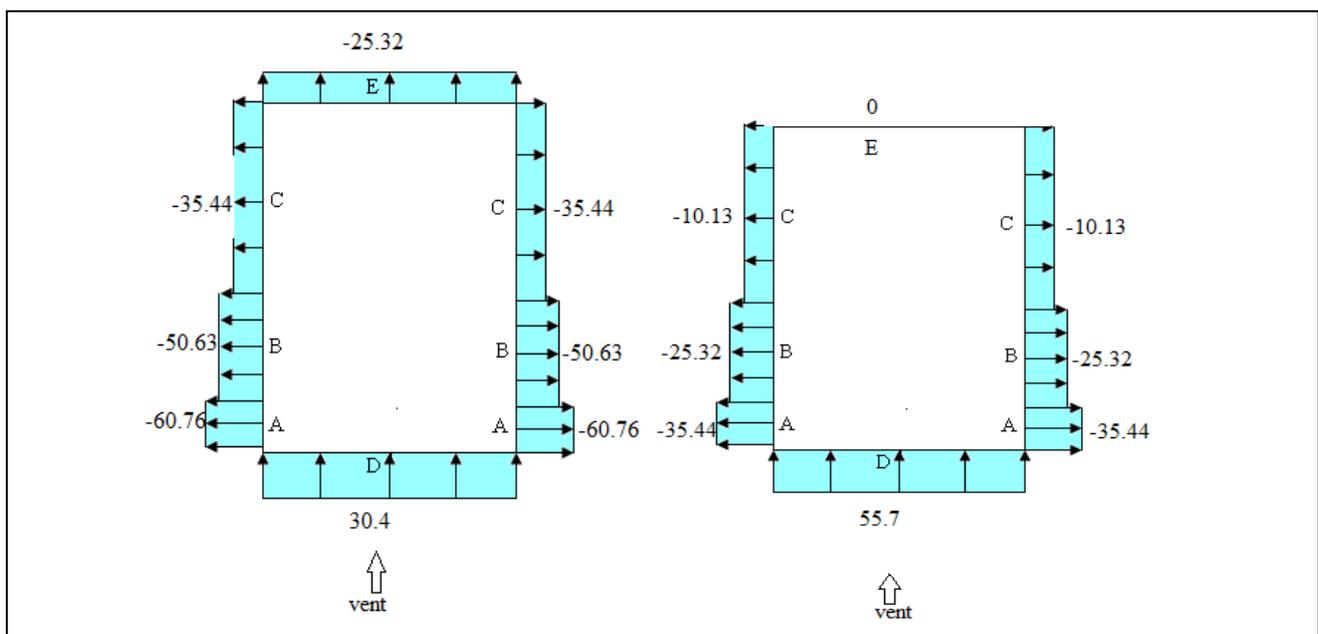


**Figure II-10** : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de long-pan( daN/m<sup>2</sup>)

### *Vent perpendiculaire au pignon*

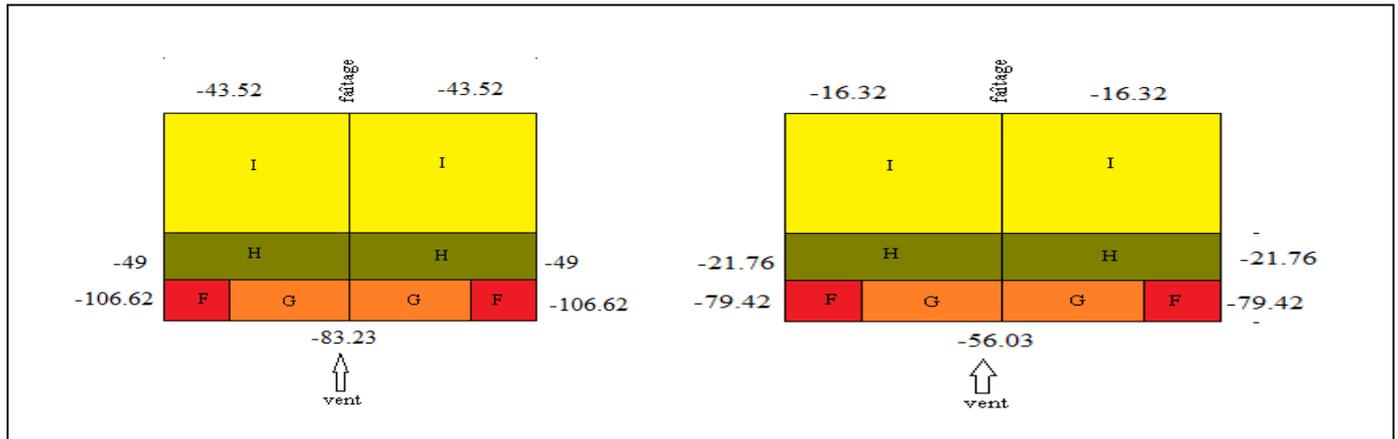
**Tableau II-7** : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens du pignon( daN/m<sup>2</sup>)

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$	Zone	$C_{pe}$	$C_{pi1}$	$C_{pi2}$	$W_{(z)1}$	$W_{(z)2}$
D	+0.8	+0.2	-0.3	30.4	55.7	F	-1.76	+0.2	-0.3	-106.62	-79.42
A	-1.0	+0.2	-0.3	-60.76	-35.44	G	-1.33	+0.2	-0.3	-83.23	-56.03
B	-0.8	+0.2	-0.3	-50.63	-25.32	H	-0.70	+0.2	-0.3	-49	-21.76
C	-0.5	+0.2	-0.3	-35.44	-10.13	I	-0.60	+0.2	-0.3	-43.52	-16.32
E	-0.3	+0.2	-0.3	-25.32	0						



**Figure II-11** : La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens de pignon ( daN/m<sup>2</sup>)

### B: Versants de toiture



**FigureII-12** : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens de pignon ( daN/m<sup>2</sup>)

#### **II-2-5 calcul de la force de frottement**

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

Selon **RNV 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3** nous avons deux cas :

#### **1. Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long-pan :**

##### - Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux pignons :

$$S_{pignons} = [(20 \times 6) + (10 \times 1)] \times 2 = 260 \text{ m}^2$$

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

$$S_{toiture} = \left[ \left( \frac{1}{\sin 5.71} \right) \times 2 \times 48 \right] = 964.8 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent :

$$S_T = S_{pignos} + S_{toiture} = 1224.8 \text{ m}^2$$

##### - Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{pv} = [(48 \times 6)] \times 2 = 576 \text{ m}^2$$

$$4 \times S_{pv} = 2304 \text{ m}^2$$

**Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :**

**L'aire totale des surfaces parallèles au vent  $\leq 4 \times$  l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent**

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

1224.8 m<sup>2</sup> < 2304 m<sup>2</sup> → **CONDITION VERIFIEE**

**Conclusion:** Donc, on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long pan.

2. *Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon :*

- Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{pv} = [(6 \times 48) \times 2] = 576 \text{ m}^2$$

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

$$S_{toiture} = \left[ \left( \frac{1}{\sin 5.71} \right) \times 2 \times 48 \right] = 964.8 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent :

$$S_T = S_{pv} + S_{toiture} = 1540.8 \text{ m}^2$$

- Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux pignons :

$$S_{pignon} = [(6 \times 20) + (10 \times 1)] \times 2 = 260 \text{ m}^2$$

$$4 \times S_{pignon} = 1040 \text{ m}^2$$

*Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :*

**L'aire totale des surfaces parallèles au vent ≤ 4 × l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent**

1540.8 m<sup>2</sup> > 1040 m<sup>2</sup> → **CONDITION NON VERIFIEE**

**Conclusion:** Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

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

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

où:

$q_{p(z)}$ : ( en daN/m<sup>2</sup>) est la pression dynamique du vent à la hauteur 'h' considérée

$S_{fr}$ : ( en m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface considérée

$C_{fr}$ : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaire à la directions du vent . $C_{fr} = 0.04$  ( **tableau 2.8 chapitre 2 RNV 2013**)

**La force de frottement est donc:**

- Pour la toiture:  $Z= 7$  m et  $q_{p(z)}=54.4$  daN/m<sup>2</sup>

$$S_{fr} = \left[ \left( \frac{1}{\sin 5.71} \right) \times 2 \times 48 \right] = 964.8 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0.04 \times 964.8 \times 54.4 = 2099.4 \text{ daN}$$

- Pour les parois verticales:  $Z= 6$  m et  $q_{p(z)}=50.63$  daN/m<sup>2</sup>

$$S_{fr} = 48 \times 6 \times 2 = 576 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0.04 \times 576 \times 50.63 = 1166.52 \text{ daN}$$

La force de frottement total est donc :  $F_{fr} = 2099.4 + 1166.52 = 3265.92 \text{ daN}$

### II-2-6 action d'ensemble

La force résultante R est donné par :

$$F_w = \sum (W_{(z)} \times S_{fr}) + \sum F_{fr}$$

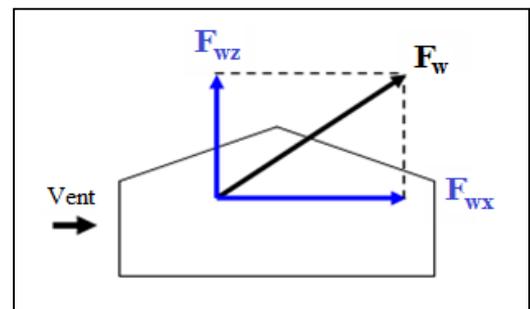
où:

$W_{(z)}$ : ( en daN/m<sup>2</sup>) pression aérodynamique résultante.

$F_{fr}$ (en daN) : les forces de frottements.

**1<sup>er</sup> cas : Vent perpendiculaire au long-pan**

Avec  $\alpha = 5.71^\circ$



**Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)**

Zone D :  $S_D = 6 \times 48 = 288 \text{ m}^2$

Zone E :  $S_E = 6 \times 48 = 288 \text{ m}^2$

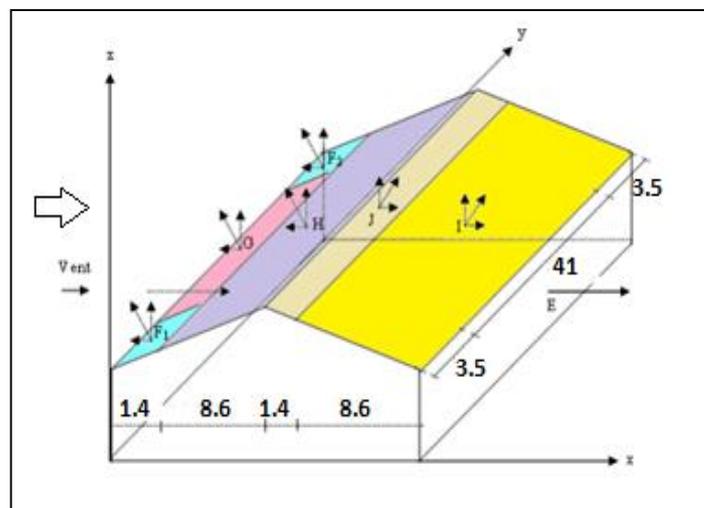
Zone F :  $S_F = 1.4 \times 3.5 = 4.9 \text{ m}^2$

Zone G :  $S_G = 41 \times 1.4 = 57.4 \text{ m}^2$

Zone H :  $S_H = 8.6 \times 48 = 412.8 \text{ m}^2$

Zone J :  $S_J = 1.4 \times 48 = 67.2 \text{ m}^2$

Zone I :  $S_I = 8.6 \times 48 = 412.8 \text{ m}^2$



Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe le long-pan) sont données dans le tableau ci-dessous :

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

**Tableau II-7:** Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le long-pan)

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	57.7 x 288 = 16617.6 →	0
E	25.32 x 288 = 7292.16 →	0
F <sub>1</sub>	103.4 x 4.9 x tg α = 50.66 ←	103.4 x 4.9 = 506.66 ↑
F <sub>2</sub>	103.4 x 4.9 x tg α = 50.66 ←	103.4 x 4.9 = 506.66 ↑
G	76.2 x 57.4 x tg α = 437.34 ←	76.2 x 57.4 = 4396.5 ↑
H	42 x 412.8 x tg α = 1733.6 ←	42 x 412.8 = 17337.6 ↑
I	42.43 x 412.8 x tg α = 1751.3 →	42.43 x 412.8 = 17515.1 ↑
J	45.2 x 67.2 x tg α = 303.7 →	45.2 x 67.2 = 3037.44 ↑
Total	R <sub>x</sub> = 23692.5 →	R <sub>z</sub> = 43299.9 ↑

**2<sup>ème</sup> cas: Vent perpendiculaire au pignon**

Avec  $\alpha = 5.71^\circ$

**Calcul des surfaces tributaires de chaque zone : (projection horizontale)**

Zone D :  $S_D = 6 \times 20 + (20)/2 = 130 \text{ m}^2$

Zone E :  $S_E = 6 \times 20 + (20)/2 = 130 \text{ m}^2$

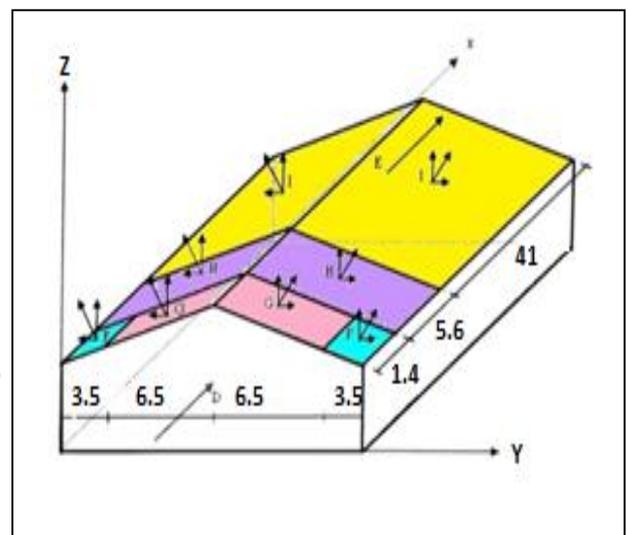
Zone F :  $S_F = 1.4 \times 3.5 = 4.9 \text{ m}^2$

Zone G :  $S_G = 1.4 \times 6.5 \times 2 = 18.2 \text{ m}^2$

Zone H :  $S_H = 5.6 \times 10 \times 2 = 112 \text{ m}^2$

Zone I :  $S_I = 41 \times 10 \times 2 = 820 \text{ m}^2$

Les valeurs des forces horizontales et verticales suivant cette direction du vent (vent frappe le pignon) sont données dans le tableau ci-dessous :



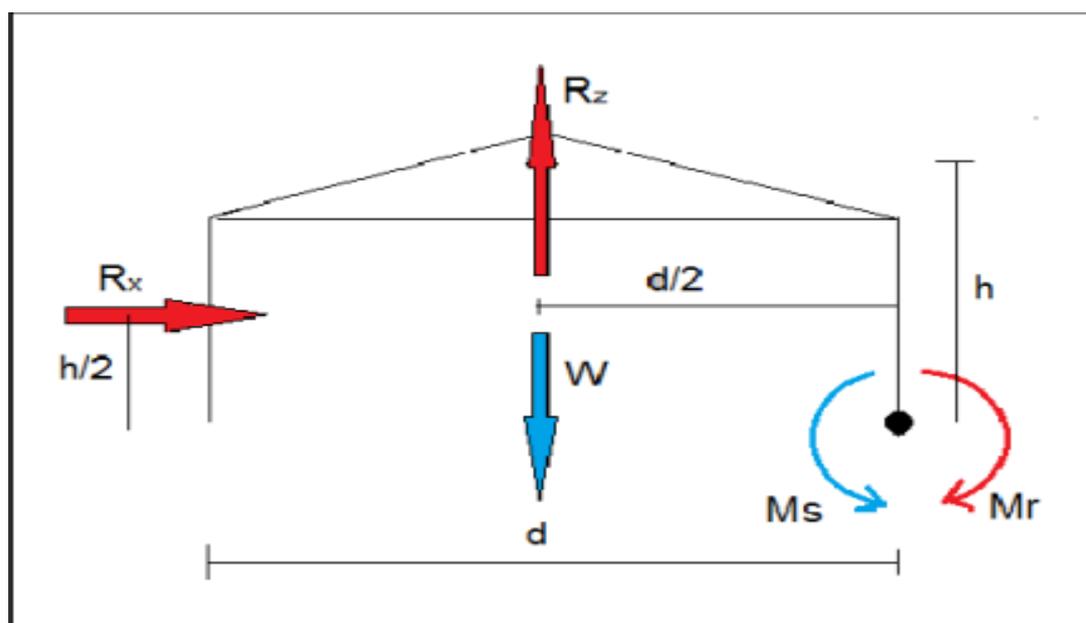
## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

**Tableau II-8** : Valeurs des forces horizontales et verticales (vent frappe le pignon)

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	57.7 x 130 = 7501 →	0
E	25.32 x 130 = 3291.6 ←	0
F <sub>1</sub>	0	106.62 x 4.9 x cos α = 519.8 ↑
F <sub>2</sub>	0	106.62 x 4.9 x cos α = 519.8 ↑
G	0	83.23 x 18.2 x cos α = 1489.2 ↑
H	0	49 x 112 x cos α = 5460.7 ↑
I	0	43.5 x 820 x cos α = 35493.01 ↑
Total	R <sub>x</sub> = 4209.4 →	R <sub>z</sub> = 43482.51 ↑

### II-2-7 Calcul de la stabilité d'ensemble

Vérification de la stabilité transversale : grande face au vent



**Figure II-13** : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan

### Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$$

$$M_R = 23692.5 \times (7/2) + 43299.9 \times (20/2)$$

$$\Rightarrow M_R = 515922.75 \text{ daN.m}$$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

### Calcul du moment stabilisant

$$M_s = W \times d/2$$

où:

W : Poids de la surface en plan du hangar ( voir chapitre VII)

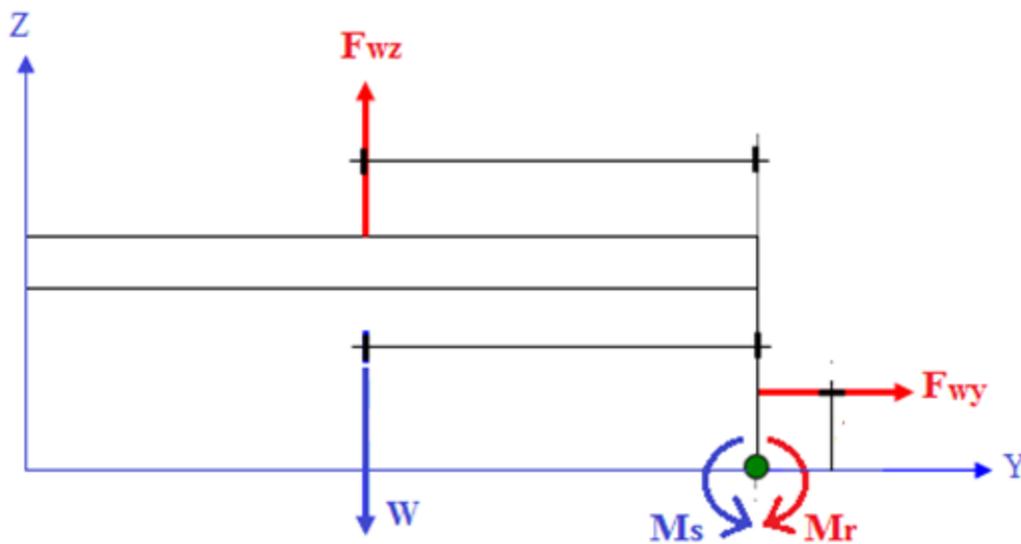
$$W = 68506.101 \text{ daN}$$

$$M_s = 68506.101 \times 10 = 685061.01 \text{ daN.m}$$

### Conclusion

$M_R \ll M_s \rightarrow$  La stabilité transversale est vérifiée.

### Vérification de la stabilité longitudinale : petite face au vent



FigureII-14 : Représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon

### Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_x \times h/2 + R_z \times d/2$$

$$M_R = 4209.4 \times (7/2) + 43482.51 \times (48/2)$$

$$\Rightarrow M_R = 1058313.14 \text{ daNm}$$

### Calcul du moment stabilisant

$$M_s = W \times d/2$$

Avec : W est le poids de la structure

$$M_s = 68506.101 \times 24 = 1644146.424 \text{ daN.m}$$

### Conclusion

$M_R \ll M_s \rightarrow$  la stabilité longitudinale est vérifiée

### II-3 Action de la neige

#### II-3-1 Objet et domaine d'application

Le RNV Algérien définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre. Au delà de 2000 mètre le marcher doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

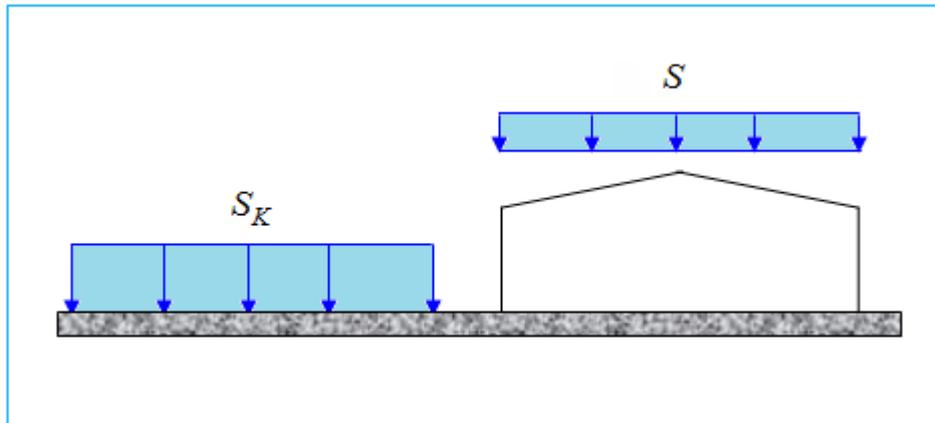


Figure II-15 : Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol

#### Donnés :

- $\alpha = 5.71^\circ$
- zone : A (selon l'annexe 1 du RNVA 2013 : zone de neige par commune page 37)
- altitude : 930 m

#### II-3-2 Charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol  $S_K$  par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de  $S_K$  est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude du point considéré (RNV2013 article 4 page 21) :

$$\text{Zone A} \rightarrow S_K = \frac{0.07 H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 930 + 15}{100} = 0.80 \text{ KN/m}^2$$

#### II-3-3 Charge de neige sur la toiture

La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante (RNVA 2013.

#### Art.3.1.1) :

$$S = \mu \times S_K \quad \text{en KN/m}^2$$

Où:  $S_K$ : (en  $\text{KN/m}^2$ ) est Charge de neige sur le sol

$\mu$  : Coefficient de forme (a déterminer en fonction de la forme de la toiture)

#### Coefficient de forme des toitures $\mu$ (RNV 2013. Art.6)

Notre ouvrage a une toiture simple à deux versants sans obstacle de retenus avec une pente de  $\alpha = 5.71^\circ$

## Chapitre II : étude climatique selon le règlement neige et vent 2013

Donc selon L'RNVA 2013 partie I-6-2-2 pour une valeur de  $0^\circ < \alpha = 5.71^\circ < 30^\circ$  on adopte une valeur de 0.8 pour le coefficient de forme  $\rightarrow \mu_1 = 0.8$

$$A.N : S = 0.8 \times 0.80 = 0.64 \text{ KN/m}^2$$

### Disposition de charge sans accumulation

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 5.71^\circ < 15^\circ$$

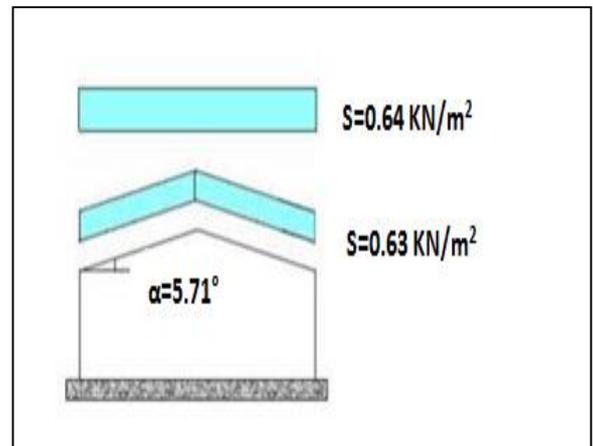
$$\mu_1 = 0.8$$

$$S_{(5.71)} = \mu_{1(5.71)} \times S_k = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ KN/m}^2: \text{ par}$$

projection horizontale

$$S_{(5.71)} = 0.64 \times \cos 5.71^\circ = 0.63 \text{ KN/m}^2: \text{ suivant}$$

rampant



### Disposition de charge avec accumulation

$$0 < \alpha_1 < \alpha_2 = 5.71^\circ < 15^\circ$$

$$\mu_2 = 0.8 \times S = 0.8 \times 0.8 = 0.64 \text{ KN/m}^2$$

$$0.5 \mu_1 = 0.5 \times S = 0.5 \times 0.64 = 0.32 \text{ KN/m}^2$$

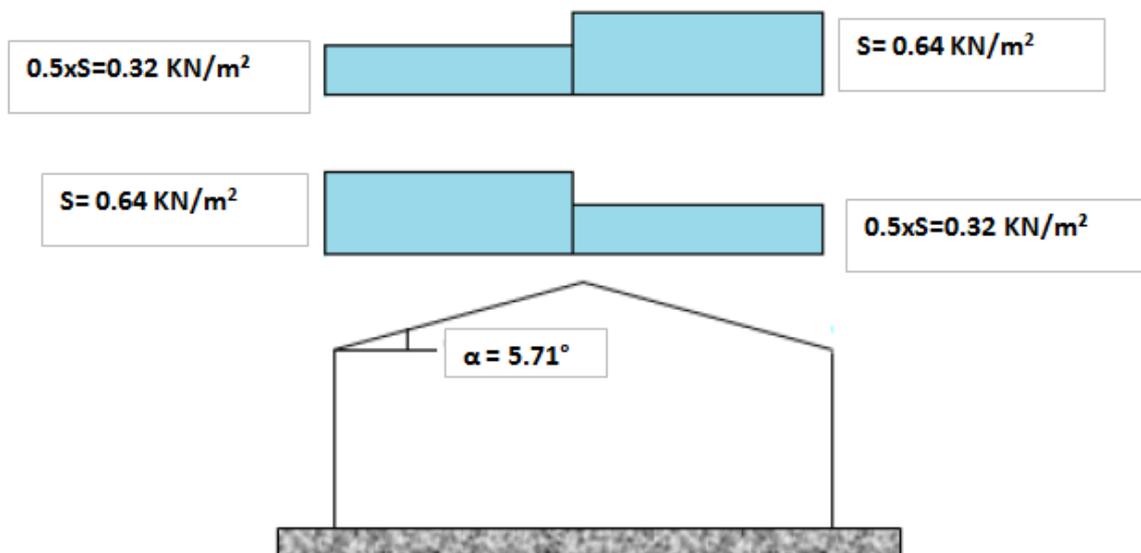


Figure II-16 : Charges de neige

**CHAPITRE III : PRÉ  
DIMENSIONNEMENT  
DES ÉLÉMENTS**

---

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-1 Pré-dimensionnement des pannes

#### III-1-1 Définition

Les pannes sont des éléments de profile laminée, disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan de versant, elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H . Elles ont pour rôle de supporter la couverture et toutes surcharges possibles (neige, vent ...etc.), et par conséquent elles travaillent en flexion déviée. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture.

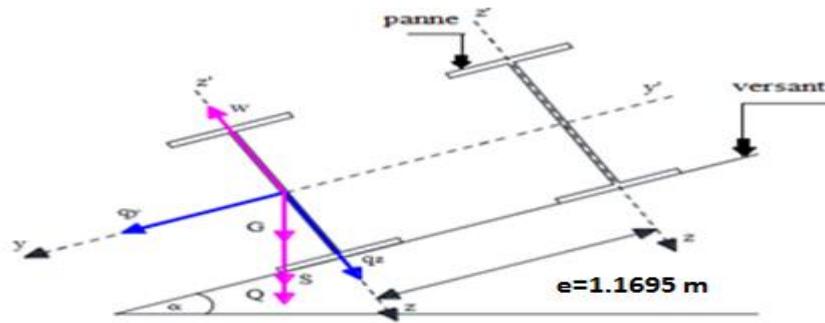


Figure III-1 : Disposition de la panne sur la toiture

#### III-1-2 Données de calcul

- Chaque panne repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axe des pannes  $e=1.1695\text{m}$  (espace entre 2 pannes).
- On dispose de 9 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- La pente de chaque versant est  $\alpha=5.71^\circ$ .
- Les pannes sont en acier S275.
- distance max entre les fermes : 6m
- Le coefficient partiel de sécurité :  $\gamma_{m0}= 1.1$

#### III-1-3 Evaluation des charges et surcharges

##### a- Les charges permanentes

- Poids propre du panneau sandwich TL75 .....14.2 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoire d'attache .....4 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la panne estimer .....10.4 daN/m

$$G_p = [(P_{\text{tôle}} + P_{\text{accessoires}}) \times e] + P_{\text{panne}}$$

$$G_p = [(14.2 + 4) \times 1.1695] + 10.4 = 31.70 \text{ daN/ml}$$

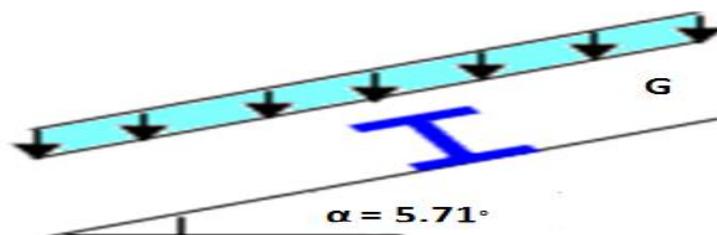


Figure III-2 : Chargement permanent au niveau de la toiture

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### b- La surcharge d'entretien (p)

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1).

La charge uniformément répartie **P** due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges ponctuelles P' :

$$M_{\max} = \frac{P'.l}{3} = \frac{P.l^2}{8} \rightarrow P = \frac{8 \cdot P'}{3.l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/m}_1$$

Donc la charge d'entretien **P = 44.44 daN/m**

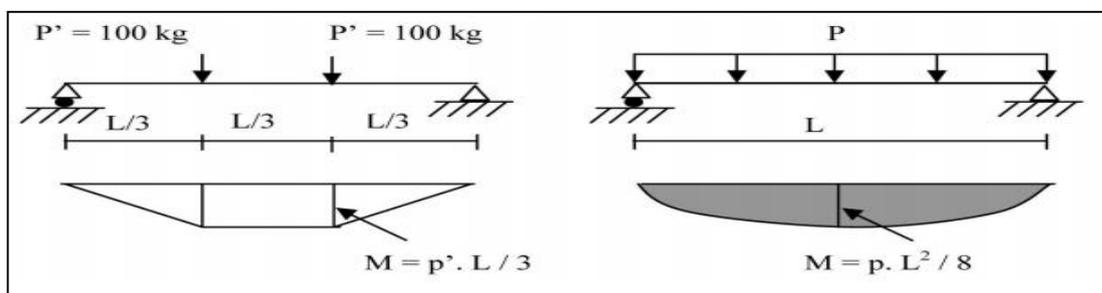


Figure III-3 : moment due à la charge d'entretien

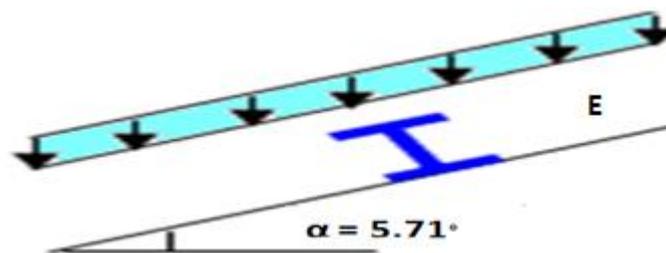


Figure III-4: Chargement d'exploitation au niveau de la toiture

### c- Surcharge climatique du vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement) :

$$V = 106.62 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II tableau II-6)}$$

$$\rightarrow V = 106.62 \times 1.1695 = 124.7 \text{ daN/m}_1$$

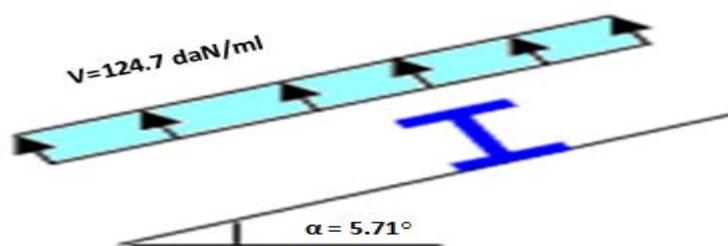


Figure III-5 : Charge du vent de soulèvement au niveau de la toiture

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### d- Surcharge climatique de neige

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (région, altitude) et de la forme de toiture.

$N = 64 \text{ daN/m}^2$  (voir chapitre II-3-3 charge de neige sur la toiture)

$$N = 64 \times 1.1695 = 74.85 \text{ daN/m}_1$$

### III-1-4 Combinaison de charge les plus défavorables

#### a- A L'ELU

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = 1.35 \times 31.70 + 1.5 \times 44.44 = 109.5 \text{ daN/m}_1$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = 1.35 \times 31.70 + 1.5 \times 74.85 = 155.07 \text{ daN/m}_1$$

Action vers le haut ↑

$$Q_{z\ sd} = G \cos \alpha - 1.5 V = 31.70 \times \cos 5.71^\circ - 1.5 \times 124.7 = -155.51 \text{ daN/m}_1$$

$$Q_{y\ sd} = 1.35 G \sin \alpha = 1.35 \times 31.70 \times \sin 5.71^\circ = 4.25 \text{ daN/m}_1$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{z\ sd}, Q_{y\ sd}) = \max (109.5 ; 155.07 ; -155.51 ; 4.25) = -155.51 \text{ daN/m}_1$$

$$\Rightarrow Q_{sd} = -155.51 \text{ daN/m}_1$$

⇒ A L'ELS

Action vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = G + N = 31.70 + 74.85 = 106.55 \text{ daN/m}_1$$

$$Q_{sd2} = G + P = 31.70 + 44.44 = 76.14 \text{ daN/m}_1$$

Action vers le haut ↑

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 31.70 \cos 5.71^\circ - 124.7 = -93.2 \text{ daN/m}_1$$

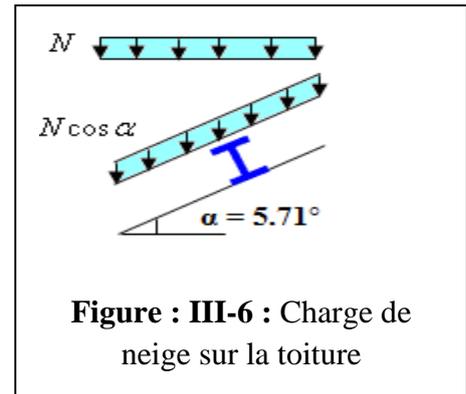
$$\text{Donc: } Q_{sd} = \max (Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}) = -93.2 \text{ daN/m}_1$$

### III-1-5 Principe de pré dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de la flèche (l'ELS)
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.



## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### I-1-6 Condition de la flèche

#### a- La flèche verticale

$$F_z = \frac{5 \times Q_{zsd} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \text{ mm} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q_{zsd} \times l^4}{384 \times E \times \frac{l}{200}}$$

$$Q_{z, sd} = 106.55 \times \cos 5.71^\circ = -92.74 \text{ daN/m}_1$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 0.9274 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times \frac{600}{200}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 248.41 \text{ cm}^4$$

#### b- La flèche horizontale

$$Q_{y, sd} = -93.2 \times \sin 5.71^\circ = -9.3 \text{ daN/m}_1$$

$$F_y = \frac{5 \times Q_{ysd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq \frac{l}{200} \text{ mm} \rightarrow I_z \geq \frac{5 \times Q_{ysd} \times L^4}{384 \times E \times \frac{l}{200}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05 \times 0.093 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times \frac{300}{200}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 1.27 \text{ cm}^4$$

On a  $I_y \geq 309.94 \text{ cm}^4$  donc **on opte un IPE 120**

**Tableau III-1 : Dimensions et caractéristiques de IPE 120**

Profilé IPE 120	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment D'inertie De torsion	moment d'inertie de gauchissement
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	A <sub>vz</sub>	A <sub>vy</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>
	120	64	4.4	6.3	7	93.4	60.7	13.6	6.31	8.06	318	27.7	1.74	0.89

### Classification de la section

#### a- Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f}$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

la semelle de classe 1

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.08 < 9.2$$

### b- Classification de l'âme

$$\left. \begin{aligned} \frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} &\leq 72 \varepsilon \\ \frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} &= 21.23 < 66.24 \end{aligned} \right\} \text{l'ame de classe 1}$$

### Conclusion

La section est de classe 1

### III-1-7 Vérification à la sécurité

#### III-1-7-1 Vérification à l'état limite ultime

##### III-1-7-1-1 Vérification à la flexion

Pour la vérification de la flexion bi axiale on utilise la formule suivante :

$$\left[ \frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec :  $\alpha = 2$  ;  $\beta = 1$  section en I

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{60.7 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 1517.5 \text{ daNm} \quad \text{Avec : } f_y = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{pl, z} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.6 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 340 \text{ daNm}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = -155.51 \times \cos 5.71^\circ = -154.73 \text{ daN/m}_1$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{154.73 \times 6^2}{8} = 896.3 \text{ daNm}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -155.51 \times \sin 5.71^\circ = -15.5 \text{ daN/m}_1$$

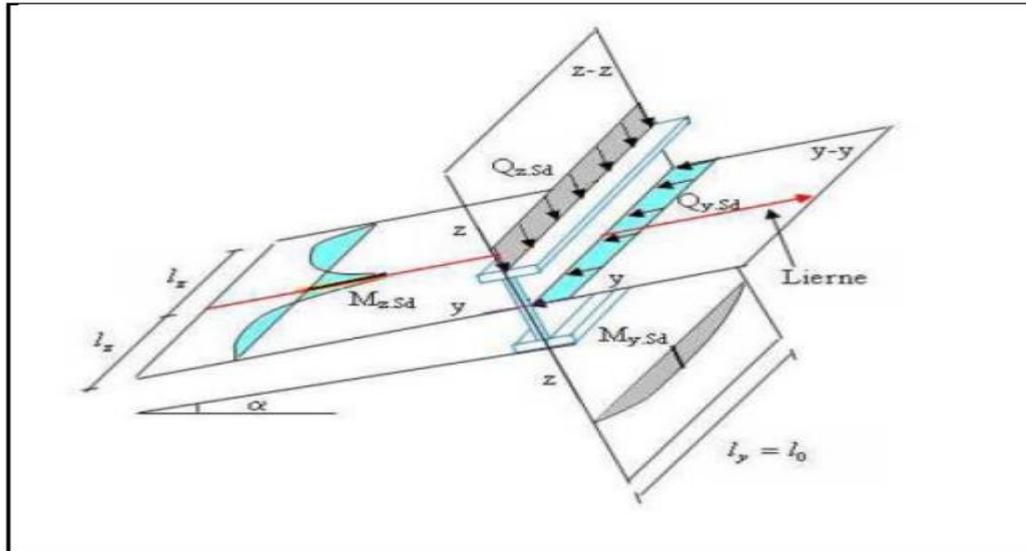
$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{15.5 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 17.44 \text{ daNm}$$

A.N pour la vérification de la résistance en flexion

$$\left[ \frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta = \left[ \frac{896.3}{1517.5} \right]^2 + \left[ \frac{17.44}{340} \right]^1 = 0.40 < 1$$

### Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 120 est vérifiée

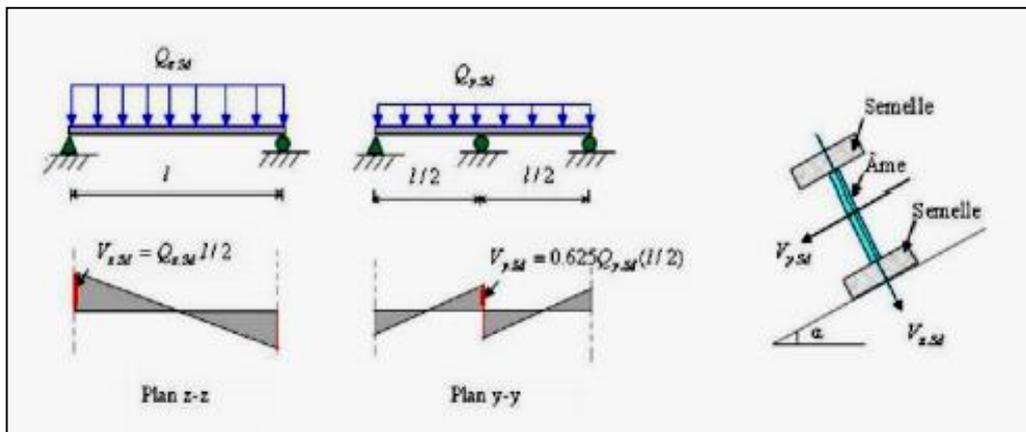


**Figure III-7 :** Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

### III-1-7-1-2 Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (**Eurocode 03**):

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \text{ et } V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$



**Figure III-8 :** Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{154.73 \times 6}{2} = 464.2 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = 0.625 Q_{y, sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 15.5 \times 3 = 29.1 \text{ daN}$$

$$V_{plz, Rd} = \frac{Av_z \cdot (fy / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{6.31(2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 9108 \text{ daN}$$

$$V_{ply, Rd} = \frac{Av_y \cdot (fy / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{8.06 \cdot (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 11634 \text{ daN}$$

$$V_{z, sd} = 464.2 \text{ daN} < V_{plz, Rd} = 9108 \text{ daN}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$V_{y,sd} = 29.1 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 11634 \text{ daN}$$

### Conclusion

La section en **IPE 120** est vérifiée à la résistance

### III-1-7-1-3 Vérification au déversement

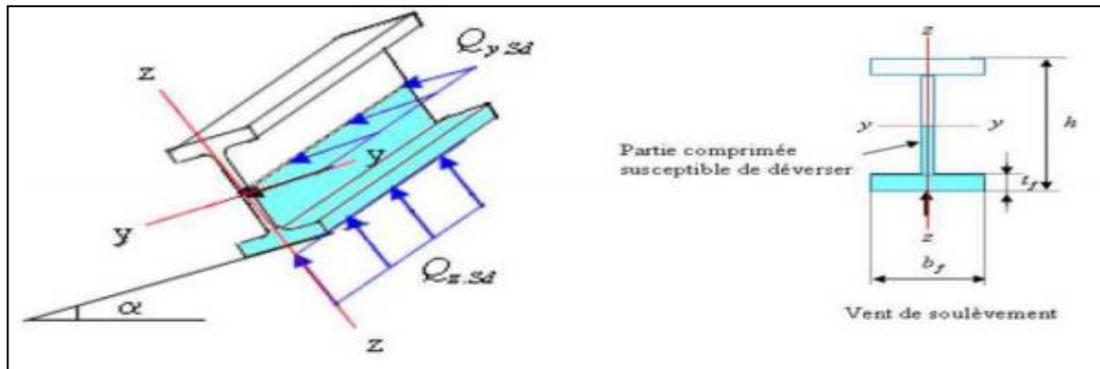
**Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale**

#### Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas de risque de déversement

#### Semelle inférieure

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.



**Figure III-9:** Déversement d'une panne de toiture

Les formules de vérification au déversement sont les suivantes :

$$\left[ \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1 \quad \text{(Formule 5.48 page 79 ; CCM97).}$$

#### Calcul du moment ultime :

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 31.70 \times \cos 5.71^\circ - 1.5 \times 124.7 = -155.51 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{155.51 \times 6^2}{8} = 700 \text{ daNm}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 31.70 \times \sin 5.71^\circ = 4.25 \text{ daN}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{4.25 \times 3^2}{8} = 4.78 \text{ daNm}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

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

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd} \quad (\text{Eurocode 3 : art 5.5.2})$$

Avec :  $\beta_w = 1.0$  pour les sections de classe 1 et 2

L'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda t}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$$

Où :  $\lambda_1 = 93.9\varepsilon$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$  [ $f_y$  en N/mm<sup>2</sup>]

En a  $f_y = 275$  N/mm<sup>2</sup> donc  $\varepsilon = 0.92 \rightarrow \lambda_1 = 86.4$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élancement vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\left[ C_1^{0.5} \left( 1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times i_z^2 \times h^2} \right) \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

Avec : pour IPE 120 :  $i_z = 1.45$  cm ;  $h = 12$  cm ;  $t_f = 0.63$  cm

L : longueur de maintien latérale a mi-travée = 300 cm

$C_1 = 1.132$  charge uniformément répartie

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.45}{\left[ 1.132^{0.5} \left( 1 + \frac{300^2 \times 0.63^2}{20 \times 1.45^2 \times 12^2} \right) \right]^{0.25}} \approx 120$$

$$\text{Donc : } \overline{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{120}{86.4} \right] = 1.4$$

**Calcul de  $\chi_{LT}$**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

Avec:  $\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2]$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

Où :

$\alpha_{LT}$ : facteur d'imperfection pour le déversement.

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

**Tableau III-2** : Facteur d'imperfection  $\alpha_L$

Courbe de déversement	a	b	c	d
$\alpha_{LT}$	0.21	0.35	0.49	0.76

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

**Tableau III-3** : Choix du type de courbe de déversement

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

On a :  $h/b = 120/64 = 1.88 < 2 \rightarrow$  Courbe de déversement a  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.4 - 0.2) + 1.4^2] = 1.606$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.606 + [1.606^2 - 1.4^2]^{0.5}} = 0.417$$

**A.N pour calcul de  $M_{b, Rd}$**

$$M_{b, Rd} = 0.417 \times 1517.5 = 632.8 \text{ daNm}$$

$$\left[ \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \left[ \frac{700}{632.8} \right] + \left[ \frac{4.78}{340} \right] = 1.12 > 1$$

Donc la résistance au déversement n'est pas vérifiée

**Conclusion**

Le profilé IPE 120 n'est pas vérifié à l'état limite ultime

**On augmente la section , soit IPE 140**

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

**Tableau III-4 : Dimension et caractéristique de l'IPE 140**

Profilé IPE 140	Dimensions						Caractéristiques de calcul						Moment D'inertie De torsion	moment d'inertie de gauchisse ment
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	A <sub>vz</sub>	A <sub>vy</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	I <sub>t</sub>	I <sub>w</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>
	140	73	4.7	6.9	7	112.2	88.3	19.3	7.64	10.07	541	44.9	2.45	1.98

### Classification de la section

#### a- Classification de la semelle

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

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6.9} = 5.3 < 9.2$$

la semelle de classe 1

#### b- Classification de l'âme

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 66.24$$

l'ame de classe 1

### Conclusion

La section est de classe 1

### Vérification a la flexion

Pour la vérification de la flexion bi axiale on utilise la formule suivante :

$$\left[ \frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{Formule 5.35 page 68 ; CCM97})$$

Avec :  $\alpha = 2$  ;  $\beta = 1$  section en I

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{88.3 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 2207.5 \text{ daNm}$$

Avec :  $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{19.3 \times 2750 \times 10^{-2}}{1.1} = 482.5 \text{ daNm}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \cdot \cos \alpha = -155.51 \times \cos 5.71^\circ = -154.73 \text{ daN/m}_1$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{154.73 \times 6^2}{8} = 862.3 \text{ daNm}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -155.51 \times \sin 5.71^\circ = -15.5 \text{ daN/m}_1$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{15.5 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 17.44 \text{ daNm}$$

A.N pour la vérification de la résistance en flexion

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \right]^\beta = \left[ \frac{862.3}{2207.5} \right]^2 + \left[ \frac{17.44}{482.5} \right]^1 = 0.2 < 1$$

### Conclusion

La résistance en flexion pour le profilé IPE 140 est vérifiée

### Vérification au cisaillement

La vérification est donnée par les formules suivantes (**Eurocode 03**):

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \text{ et } V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{154.73 \times 6}{2} = 464.2 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \cdot (l/2) = 0.625 \times 15.5 \times 3 = 29.1 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{7.64 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 11027.4 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{1.1} = \frac{10.07 \times (2750 / \sqrt{3})}{1.1} = 14534.8 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = 464.2 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 11027.4 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = 29.1 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 14534.8 \text{ daN}$$

### Conclusion

La résistance au cisaillement de profilé IPE140 est vérifiée

### Vérification au diversement

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\left[ \frac{My, sd}{Mb, Rd} \right] + \left[ \frac{Mz, sd}{Mplz, Rd} \right] \leq 1$$

**Calcul du moment ultime :**

$$Q_{z, sd} = G \cos \alpha - 1.5V = 31.70 \times \cos 5.71^\circ - 1.5 \times 124.7 = -155.51 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \cdot l^2}{8} = \frac{155.51 \times 6^2}{8} = 700 \text{ daNm}$$

$$Q_{y, sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 31.70 \times \sin 5.71^\circ = 4.25 \text{ daN}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{4.25 \times 3^2}{8} = 4.78 \text{ daNm}$$

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

$$M_{b, Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}$$

Avec :  $\beta_w = 1.0$  pour les sections de classe 1 et 2

L'élancement réduit  $\overline{\lambda}_{LT}$  est déterminé par la formule suivante :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{pl, y} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[ \frac{\lambda l}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} \quad (\text{annexe F à l'eurocode, §F.2})$$

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} [f_y \text{ en N/mm}^2]$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 86.4$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétriques (profilés laminés I et H), l'élancement vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[ C_1^{0.5} \left( 1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times i_z^2 \times h^2} \right) \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

Avec : pour IPE 140 :  $i_z = 1.65 \text{ cm}$  ;  $h = 14 \text{ cm}$  ;  $t_f = 0.69 \text{ cm}$

L : longueur de maintien latérale a mi-travée = 300 cm

$C_1 = 1.132$  [tableau B.1.2 CM97 page 144]

$$\lambda_{LT} = \frac{300 / 1.65}{\left[ 1.132^{0.5} \left( 1 + \frac{300^2 \times 0.69^2}{20 \times 1.65^2 \times 14^2} \right) \right]^{0.25}} = 114.2$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\text{Donc : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{114.2}{86.4} \right] = 1.321$$

**Calcul de  $\chi_{LT}$**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

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

Où:  $\alpha_{LT}$ : facteur d'imperfection pour le déversement.

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

**Tableau III-5** : Facteur d'imperfection  $\alpha_{LT}$

Courbe de déversement	a	b	c	d
$\alpha_{LT}$	0.21	0.35	0.49	0.76

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

**Tableau III-6** : Choix du type de courbe de déversement

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

On a :  $h/b = 140/73 = 1.91 < 2 \rightarrow$  courbe de déversement a  $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.321 - 0.2) + 1.321^2] = 1.5$$

$$\text{Donc : } \chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = \frac{1}{1.5 + [1.5^2 - 1.321^2]^{0.5}} = 0.452$$

**A.N pour calcul de  $M_{b, Rd}$**

$$M_{b, Rd} = 0.452 \times 2207.5 = 997.8 \text{ daNm}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\left[ \frac{M_{y, sd}}{M_{b, Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right] \leq 1 \Rightarrow \left[ \frac{700}{997.8} \right] + \left[ \frac{4.78}{482.5} \right] = 0.71 > 1$$

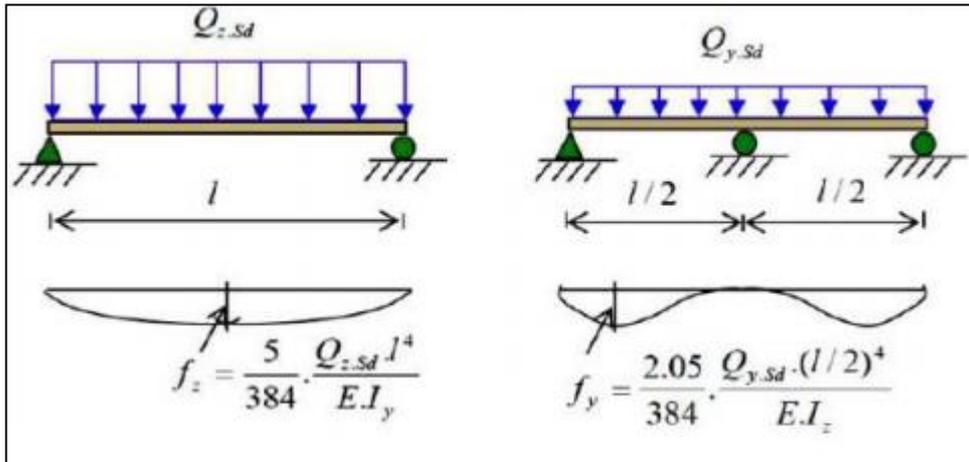
Donc la résistance au déversement est vérifiée

### Conclusion

Le profilé IPE 140 est vérifié à l'état limite ultime

### III-1-7-2 Vérification à l'état limite de service

#### III-1-7-2-1 Vérification de la flèche



**Figure III-10** : Vérification de la flèche.

On a  $Q_{sd} = -93.2$  daN/ml

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = -93.2 \cos 5.71^\circ = -92.74 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = -93.2 \sin 5.71^\circ = -9.3 \text{ daN/ml}$$

#### Condition de vérification

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

#### ➤ Flèche vertical (suivant zz') : sur deux appuis

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{92.74 \times 10^{-2} \times (600)^4}{2.1 \times 10^6 \times 541} = 1.4 \text{ cm} < f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

### Conclusion

La flèche verticale est vérifiée

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### ➤ La flèche latérale (suivant $yy'$ ) : sur 3 appuis

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot S_d \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E \cdot I_z}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{9.3 \times 10^{-2} \times (300)^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.9} = 0.04 \text{ cm} < f_{ad} = 3 \text{ cm}$$

### Conclusion

La flèche latérale est vérifiée

Donc le profile choisit **IPE 140** convient pour les pannes.

### III-2 calcul des liernes

#### III-2 définition

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes, mais aussi de limiter la longueur de déversement et le flambement latéral pour les parties comprimées.

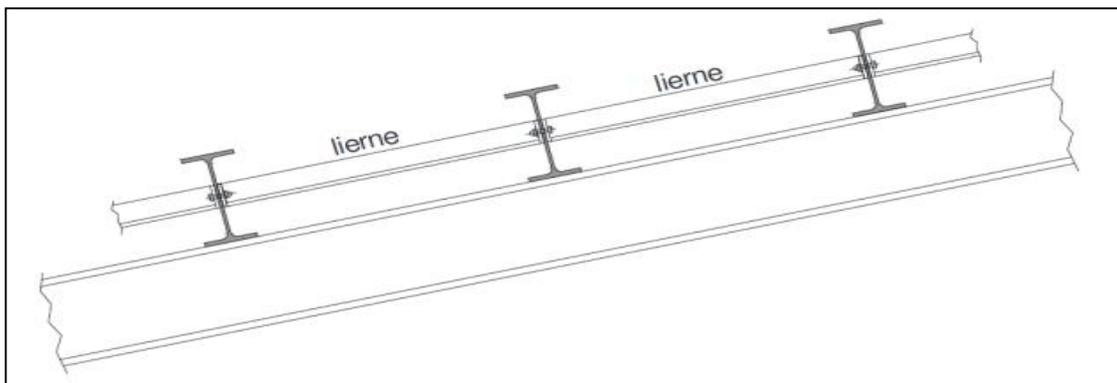


Figure III-11 : Dispositions des liernes.

#### III-3 calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau des liernes :

$$R = 1.25 Q_{y, sd} \times l/2 = 1.25 \times 15.5 \times 3 = 58.125 \text{ daN}$$

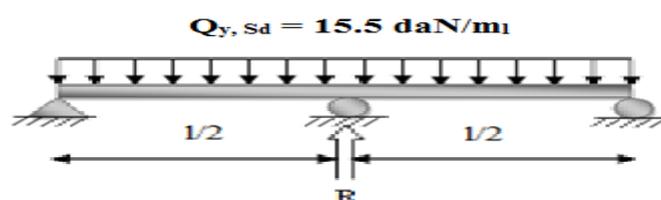


Figure III-12 : Dispositions des liernes

L'effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$  provenant de la panne sablière :

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\text{L'effort dans le tronçon } L_1 : T_1 = \frac{R}{2} = \frac{58.125}{2} = 29.06 \text{ daN}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon } L_2 : T_2 = R + T_1 = 58.125 + 29.06 = 87.2 \text{ daN}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon } L_3 : T_3 = R + T_2 = 58.125 + 87.2 = 145.32 \text{ daN}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon } L_4 : T_4 = R + T_3 = 58.125 + 145.32 = 203.44 \text{ daN}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon } L_5 : T_5 = R + T_4 = 58.125 + 203.44 = 261.56 \text{ daN}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon: } T_6 = R + T_5 = 58.125 + 261.56 = 319.7 \text{ daN}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon } L_7 : T_7 = R + T_6 = 58.125 + 319.7 = 377.81 \text{ daN}$$

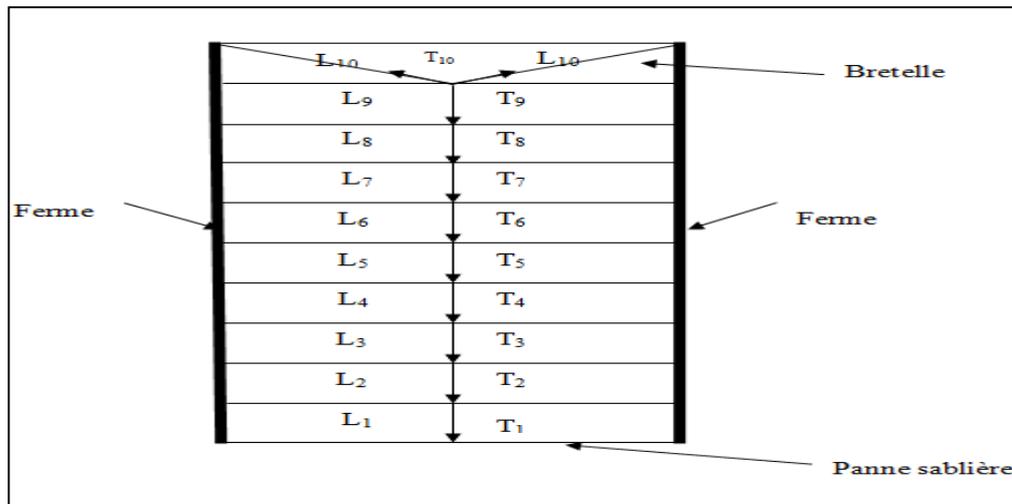
$$\text{L'effort dans le tronçon } L_8 : T_8 = R + T_7 = 58.125 + 377.81 = 435.93 \text{ daN}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon } L_9 : T_9 = R + T_8 = 58.125 + 435.93 = 494.06 \text{ daN}$$

$$\text{L'effort dans le tronçon } L_{10} : 2T_{10} \cdot \sin\theta = T_9$$

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \times \frac{1.1695}{3} = 21.29^\circ$$

$$T_{10} = \frac{T_9}{2 \sin \theta} = \frac{494.06}{2 \sin 21.29} = 680.12 \text{ daN}$$



**Figure III-13 : Efforts dans les liernes.**

### **III-4 Dimensionnement des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité est  $L_{10}$  :

$$T_{10} = N_{Sd} = 680.12 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction :  $N_{Sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec :  $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  : Résistance plastique de la section brute

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{T10 \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{680.12 \times 1.1}{2750} = 0.268 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \phi^2 / 4 \geq 0.268 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.268}{\pi}} = 0.58 \text{ cm} = 5.8 \text{ mm}$$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$

### III – 3 Calcul de l'échantignolle

#### III- 1 Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

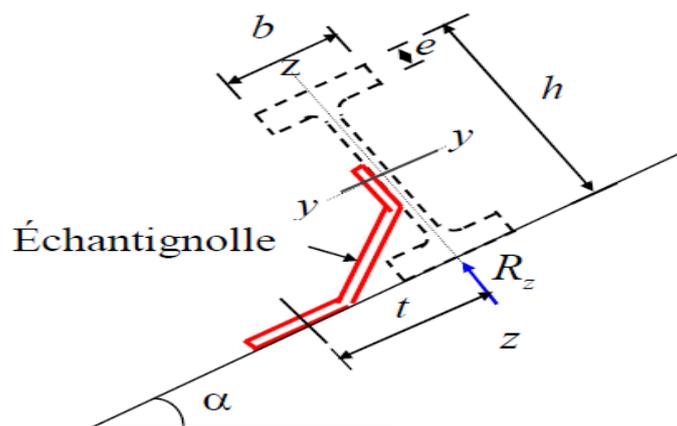


Figure III-14 : Disposition de l'échantignolle

#### III- 2 Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

Suivant la méthode de Mr DAHMANI

##### Effort de soulèvement :

$$Q_{z, sd} = -155.51 \text{ daN/m}_l$$

##### Effort suivant le rampant:

$$Q_{y, sd} = 4.25 \text{ daN / m}_l$$

L'excentrement  $\langle t \rangle$  est limité par la condition suivante :

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

Pour **IPE 140** : on a  $b = 7.3 \text{ cm}$  et  $h = 14 \text{ cm}$

Donc  $7.3 \leq t \leq 10.95$  soit :  $t = 9 \text{ cm}$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### Echantignole de rive :

$$R_z = Q_{z, Sd} \times (l/2) = 155.51 \times 6/2 = 466.53 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, Sd} \times (l/2) = 4.25 \times 6/2 = 12.75 \text{ daN}$$

### Echantignole intermédiaire:

$$R_z = 2 \times 466.53 = 933.06 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 \times 12.75 = 25.5 \text{ daN}$$

### Calcul des moments de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h/2 = 933.06 \times 9 + 25.5 \times 7 = 8576.04 \text{ daN.cm}$$

### III-3 Dimensionnement de l'échantignolle

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'**Eurocode 03** la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{Sd} \leq M_{el, Rd}$$

Avec :  $M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  : moment de résistance élastique de la section brute.

$$M_{Sd} = M_R \leq \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

### III-4 Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el} \geq \frac{M_R \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{8576.04 \times 1.1}{2750} = 3.43 \text{ cm}^2$$

On a pour les sections rectangulaires :  $W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

La largeur de l'échantignolle est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle

⇒ La traverse IPE330

⇒  $b = 1.6 \text{ cm}$

⇒ **Donc** :  $e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 3.43}{1.33}} = 3.93 \text{ cm} \quad e \approx 4 \text{ cm}$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-4 Calcul des lisses de bardages

#### III-4-1 Définition

Les lisses sont des poutrelles qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades (bardages) et les charges s'appliquent sur ces derniers (pression ou dépression du vent). Elles sont réalisées soit en profilés laminés (IPE, UAP, UPN...) ou en éléments formés par des tôles pliées. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage

#### III-4-2 Mode de fonctionnement

Les lisses, ont pour rôle de reprendre les efforts du vent exercés sur le bardage. Elles sont posées ou orientées dans le sens de sa plus grande inertie (maximale) dans le plans horizontal. Autrement dit l'âme doit être placée horizontalement. Par ailleurs, la lisse doit reprendre son poids propre et le poids du bardage qu'elle supporte. De ce fait, elle fléchit verticalement sous l'effet de ces actions permanentes par rapport à son axe faible d'inertie. En présence simultanée du vent et de ces actions permanentes, elle fonctionne à la flexion bi-axiale ou déviée. Pour les lisses de bardage, dans la quasi-totalité des cas, ce sont les conditions, de limitation de flèches qui sont les plus défavorables.

#### III-4-3 Calcul des lisses au long-pan

##### III-4-3-1 Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- La portée entre axe des lisses  $e = 2\text{m}$  (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 3 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Les pannes sont en acier S275
- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL35) .....10.9 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attache.....4 daN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé .....12 daN/m<sub>1</sub>

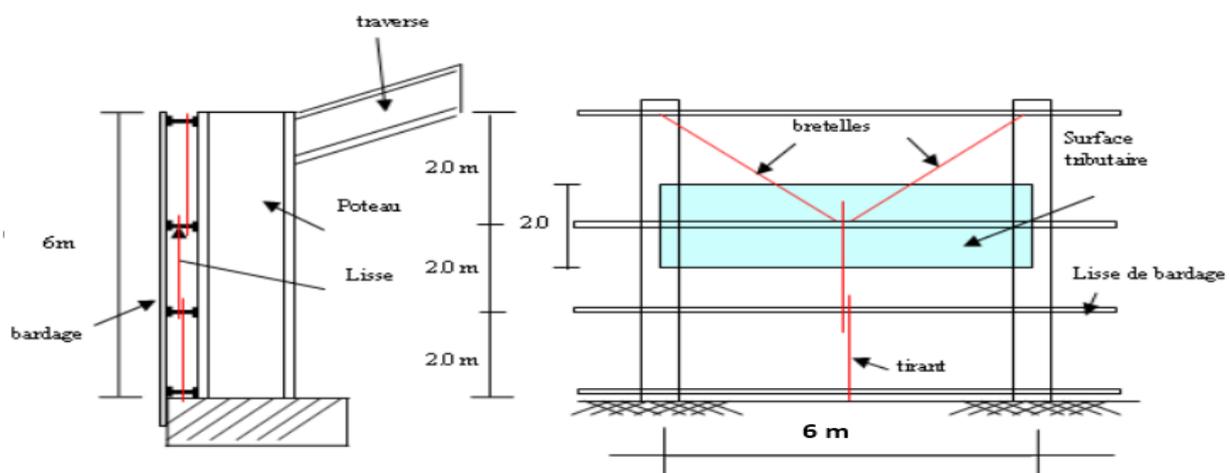


Figure III-15: Disposition des lisses de bardages.

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-4-3-2 Evaluation des charges et surcharges

➤ *Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme)*

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (10.9 + 4) \times 2 + 12$$

$$G = 41.8 \text{ daN/ml}$$

➤ *Surcharge climatique due au vent (dans le plan de l'âme)*

$$V = 55.7 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II tableau II-5)}$$

$$V = 55.7 \times 2 = 111.4 \text{ daN/ml}$$

### III-4-3-3 Charge appliqué à l'ELU

**Combinaison de charge la plus défavorable**

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35(41.8)$$

$$\Rightarrow Q_{y, sd} = 56.43 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 (111.4)$$

$$\Rightarrow Q_{z, sd} = 167.1 \text{ daN/ml}$$

### III-4-3-4 Charge appliqué à l'ELS

**Combinaison de charge la plus défavorable**

$$G + V$$

$$Q_{y, sd} = G = 41.8 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = V = 111.4 \text{ daN/ml}$$

### III-4-3-5 Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifiant la condition suivante :

$$f \leq f_{adm}$$

➤ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_z} = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_z} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

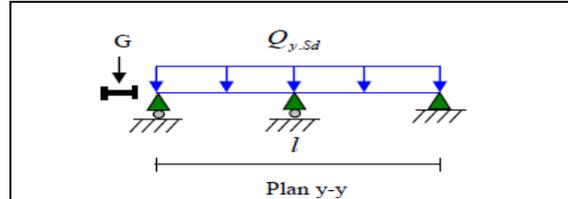
$$\Rightarrow I_z \geq \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2100000 \cdot 3} = 298.4 \text{ cm}^4$$

➤ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

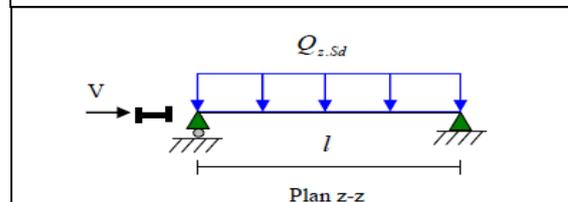
$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{E \cdot I_y} = \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2100000 \cdot 1.5} = 5.74 \text{ cm}^4$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 120**



**Figure III-16** : répartition des charges dans le plan y-y



**Figure III-17** : répartition des charges dans le plan z-z

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

**Tableau III-7 : dimension et caractéristique de l'UPN 120**

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	d	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	A <sub>vz</sub>	A <sub>vy</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>
UPN	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>
120	120	55	7.0	9.0	82	72.6	21.2	8.8	9.9	364	43.2

### Classification de la section

– Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \epsilon \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{27.5}{9} = 3.05 \leq 9.2 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

– Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \epsilon \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{82}{7} = 11.71 < 66.24 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

### III-4-3-6 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite ultime

#### III-4-3-6-1 Vérification à la flexion

La vérification de la section a la flexion est donné par la formule suivante :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \text{ « Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

Pour les sections de classe 1  $\alpha$  et  $\beta$  prend les valeurs suivantes :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{56.43 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 63.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{167.1 \times 6^2}{8} = 751.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z, Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.2 \times 2750}{1.1} = 530 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y, Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 2750}{1.1} = 1815 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{751.95}{1815} \right]^2 + \left[ \frac{63.5}{530} \right]^1 = 0.29 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### Conclusion

La résistance de l'UPN 120 est vérifiée vis-à-vis de la flexion déviée

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-4-3-6-2 vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd} \text{ avec : } V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd} \implies V_{y.sd} = 0.625 Q_{y.sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{z.sd} = \frac{167.1 \times 6}{2} = 501.3 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \times 56.43 (6/2) = 105.81 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{8.8 \times 2750 / \sqrt{3}}{1.1} = 12701.7 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{9.9 \times 2750 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 14289.42 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 501.3 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 12701.7 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

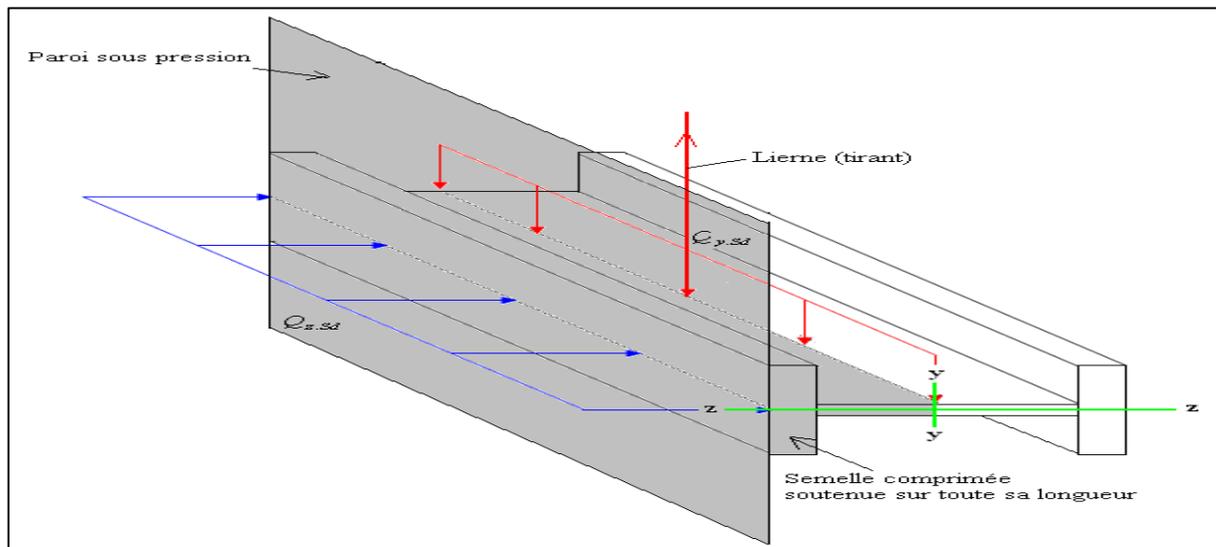
$$V_{y.sd} = 105.81 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 14289.42 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### Conclusion

La résistance de l'UPN 120 est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

### III-4-3-6-3 Vérification au déversement

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.



**Figure III-18** : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-4-3-7 Vérification de la sécurité de l'UPN120 à l'état limite de service

#### Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

#### Condition de vérification

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

#### Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 364} = 2.45 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

#### Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 43.2} = 0.2 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

#### Conclusion

La lisse de long pan en UPN120 est vérifiée à la sécurité

### III-4-3-8 Calcul des liernes au long-pan

#### III-4-3-8-1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne le plus sollicité

Réaction  $R$  au niveau de la lierne :

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 41.8) \times 3 = 211.61 \text{ daN}$$

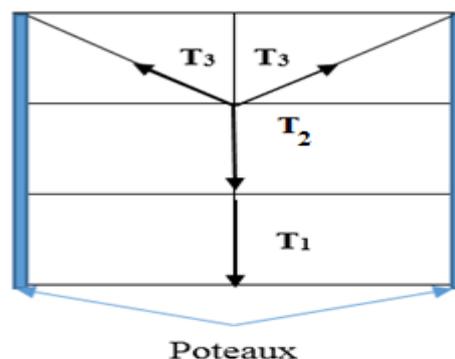


Figure III-19 : Efforts dans les Liernes de long-pan

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

*Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>1</sub> provenant de la lisse inférieure*

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{211.61}{2} = 105.8 \text{ daN}$$

L'effort dans le tronçon L<sub>2</sub> :  $T_2 = R + T_1 = 211.61 + 105.8 = 317.41 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L<sub>3</sub> :  $2T_3 \cdot \sin\theta = T_2$

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \times \frac{2}{3} = 33.69^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin \theta} = \frac{317.41}{2 \times \sin 33.69} = 286.11 \text{ daN}$$

### III-4-3-8-2 Calcul de la section des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L<sub>2</sub> :

$$T_2 = N_{Sd} = 317.41 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction :  $N_{Sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec :  $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  : Résistance plastique de la section brute

$$N_{Sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{317.41 \times 1.1}{2750} = 0.13 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \varnothing^2 / 4 \geq 0.11 \rightarrow \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.13}{\pi}} = 0.41 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre  $\varnothing = 0.38 \text{ cm} = 4.1 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\varnothing = 10 \text{ mm}$

### III-4-4-1 Evaluation des charges et surcharges

➤ *Charges permanentes (G) :(perpendiculaire à l'âme)*

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (10.9 + 4) \times 2 + 12$$

$$G = 41.8 \text{ daN/m}$$

➤ *Surcharge climatique due au vent (dans le plan de l'âme)*

$$V = 55.7 \text{ daN/m}^2 \text{ (voir chapitre II tableau II-5)}$$

$$V = 55.7 \times 2 = 111.4 \text{ daN/m}$$

### III- 4-4-2 Charge appliqué à l'ELU

*Combinaison de charge la plus défavorable*

$$1.35G + 1.5V$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 (41.8)$$

$$\Rightarrow Q_{y, sd} = 56.43 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5 (111.4)$$

$$\Rightarrow Q_{z, sd} = 167.1 \text{ daN/ml}$$

### III-4-4-3 Charge appliqué à l'ELS

#### Combinaison de charge la plus défavorable

#### G + V

$$Q_{y, sd} = G = 41.8 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = V = 111.4 \text{ daN/ml}$$

### III-4-4-4 Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche en vérifions la condition suivante :  $f \leq f_{adm}$

➤ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z):

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 400^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \cdot 400^4}{2100000 \cdot 2} = 88.41 \text{ cm}^4$$

➤ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée (axe Y-Y) :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (\frac{l^4}{2})}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 200^4}{2.1 \times 10^6 \cdot I_z} \leq f_{adm} = \frac{\frac{l}{2}}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \cdot 200^4}{2100000 \cdot 1.25} = 1.32 \text{ cm}^4$$

Donc d'après les tableaux des profilés UPN on adopte un profilé **UPN 80**

**Tableau III-8:** dimension et caractéristique de l'UPN 80

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	d	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	A <sub>vz</sub>	A <sub>vy</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>
UPN 80	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>
	80	45	6	8	47	32.3	11.9	4.90	7.2	106	19.4

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### Classification de la section

- Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{25}{8.5} = 2.94 \leq 9.2 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{64}{6} = 10.67 < 66.24 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

### III-4-4-5 Vérification de la sécurité à l'état limite ultime

#### III-4-4-5-1 Vérification à la flexion

La vérification de la section à la flexion est donnée par la formule suivante :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \text{« Formule 5.35 – Page 5.63 – EC3 »}$$

Pour les sections de classe 1  $\alpha$  et  $\beta$  prend les valeurs suivantes :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 1$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{56.43 \times \left(\frac{4}{2}\right)^2}{8} = 28.22 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{167.1 \times 4^2}{8} = 334.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{11.9 \times 2750}{1.1} = 29750 \text{ daN.cm} = 297.5 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{32.3 \times 2750}{1.1} = 80750 \text{ daN.cm} = 807.5 \text{ daN.m}$$

$$\left[ \frac{334.2}{807.5} \right]^2 + \left[ \frac{28.22}{297.5} \right]^1 = 0.26 \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

#### Conclusion

La résistance de l'UPN 80 est vérifiée vis-à-vis à la flexion déviée

#### III-4-4-5-2 Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \text{ avec : } V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \implies V_{y,sd} = 0.625 Q_{y,sd} \cdot (l/2) \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma M_0}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$V_{z.sd} = \frac{167.1 \times 4}{2} = 334.2 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0.625 \times 56.43 (4/2) = 70.54 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{4.90 \times 2750 / \sqrt{3}}{1.1} = 7072.54 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{7.2 \times 2750 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 10392.30 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 334.2 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 7072.54 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

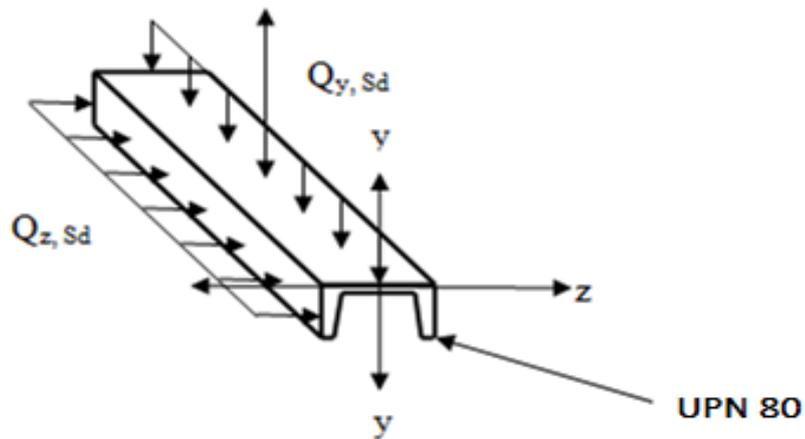
$$V_{y.sd} = 70.54 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 10392.30 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### Conclusion

La résistance de l'UPN 80 est vérifiée vis-à-vis au cisaillement

### III-4-4-5-3 Vérification au déversement

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.



**Figure III-20** :Chargement appliqué au niveau d'une lisse de bardage.

### III-4-4-6 Vérification de la sécurité de l'UPN 80 à l'état limite de service

#### Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$Q = G + V$$

#### Condition de vérification:

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_y \leq f_{adm}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{111.4 \times 10^{-2} \times 400^4}{2.1 \times 10^6 \times 106} = 1.68 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

### Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis

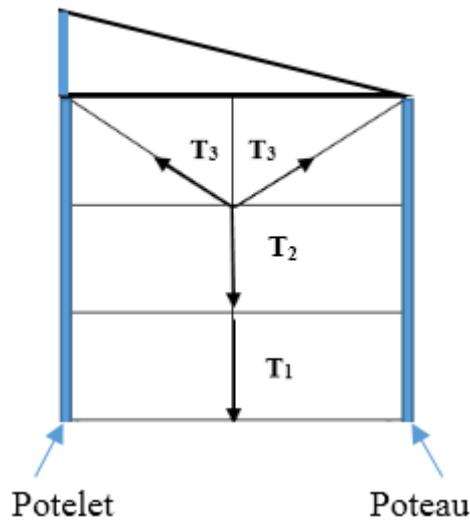
$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{200}{200} = 1 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{G \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_z} = \frac{2.05}{384} \times \frac{41.8 \times 10^{-2} \times 200^4}{2.1 \times 10^6 \times 19.4} = 0.08 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

### Conclusion

La lisse de pignon en **UPN 80** est vérifiée à la sécurité

### III-4-4-8 Calcul des liernes du pignon



**Figure III-21** :efforts dans les liernes de pignon

#### III-4-4-8-1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne le plus sollicité

**Réaction R au niveau de la lierne :**

$$R = 1.25 (1.35G) \times \frac{l}{2} = 1.25 (1.35 \times 41.8) \times 2 = 141.07 \text{ daN}$$

**Effort de traction dans le tronçon de lierne L<sub>1</sub>provenant de la lisse inferieure :**

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{141.07}{2} = 70.54 \text{ daN}$$

L'effort dans le tronçon L<sub>2</sub>:  $T_2 = R + T_1 = 141.07 + 70.54 = 211.61 \text{ daN}$

L'effort dans le tronçon L<sub>3</sub>:  $2T_3 \cdot \sin\theta = T_2$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \times \frac{2}{2} = 45^\circ$$

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin \theta} = \frac{211.61}{2 \times \sin 33.69} = 149.63 \text{ daN}$$

Les liernes travaillent en traction :  $N_{Sd} \leq N_{pl, Rd}$

Avec :  $N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$  : Résistance plastique de la section brute

$$N_{Sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} \rightarrow A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$A \geq \frac{149.63 \times 1.1}{2350} = 0.06 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \phi^2 / 4 \geq 0.06 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.06}{\pi}} = 0.3 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre  $\phi = 0.3 \text{ cm} = 3 \text{ mm}$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de diamètre  $\phi = 10 \text{ mm}$

### III-5 Pré dimensionnement des potelets

#### III-5-1 Introduction

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

Ils sont considérés comme articulés aux extrémités.

#### III-5-2 Détermination des sollicitations

Le potelet travaille à la flexion sous action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions due au vent
- Flamber lorsqu'il est très élancé
- Déverser sous les dépressions due au vent

#### III-5-3 Les données de calcul

- La hauteur de potelet le plus chargé  $L = 6.8 \text{ m}$ .
- La longueur de la lisse  $L = 4 \text{ m}$
- L'entre axe des potelets  $e = 4 \text{ m}$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ( $n=3$ )
- Poids propre de bardage (LL35).....  $10.9 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre d'accessoires de pose.....  $5 \text{ kg/m}^2$
- Poids propre de la lisse (UPN 80) .....  $8.65 \text{ kg/ml}$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-5-4 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé

#### Charges permanentes G :

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times n_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (8.65 \times 4 \times 3) + (10.9 + 5) \times (4 \times 6.8)$$

$$G = 536.28 \text{ daN}$$

#### Surcharges climatiques V

$$V = 55.7 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{voir tableau II-5 chapitre II})$$

$$V = 55.7 \times 4$$

$$V = 222.8 \text{ daN/ml}$$

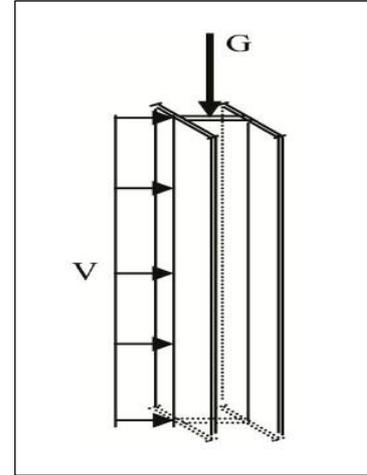


Figure III-22: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

### III-5-5 Dimensionnement du potelet

#### III-5-5-1 Sous la condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :  $V = 222.8 \text{ daN/ml}$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{V \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} ; f_{adm} = \frac{680}{200} = 3.4 \text{ cm}$$

$l = 6.8 \text{ m}$ : longueur du potelet le plus chargé

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{V \cdot l^3}{E} = \frac{1000}{384} \times \frac{222.8 \times 10^{-2} \cdot 680^3}{2.1 \times 10^6} = 868.74 \text{ cm}^4$$

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

- Ce qui correspond à un profilé **IPE 160** ( $I_y = 869,3 \text{ cm}^4$ )

#### Données concernant ce profilé :

Tableau III-9: dimension et caractéristique de l'IPE 160

Profilé	Dimensions							Caractéristiques de calcul					
	G Kg/m	h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	i <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
IPE 160	15.8	160	82	5	7.4	127.2	20.1	123.9	26.10	1.84	6.58	68.31	869.3

#### Calcul de la charge permanent G (avec IPE160) :

$$G = 536.28 + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 536.28 + (15.8 \times 6.8)$$

$$G = 643.72 \text{ daN}$$

#### III-5-5-2 Vérification de la section à la résistance

##### Incidence de l'effort tranchant :

$$Q_{z, Sd} = 1.5V = 1.5 \times 222.8 = 334.2 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z, Sd} = \frac{Q_{z, Sd} \times L}{2} = \frac{334.2 \times 6.8}{2} = 1136.28 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$V_{plz.Rd} = \frac{9.66 \times 2750 / \sqrt{3}}{\gamma M_0} = 13943.01 \text{ daN} .$$

$$V_{zSd} = 1136.28 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 6971.51 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

### *Incidence de l'effort normal :*

Si :  $N_{Sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5 \cdot A_w \cdot f_y / \gamma M_0)$ . Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 643.72 = 869.02 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{20.1 \times 2750}{1.1} = 50250 \text{ daN}$$

$$0.25 N_{pl,Rd} = 12562.5 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 = 7.964 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 0.5 \times 7.964 \times 2750 / 1.1 = 9955 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 869.02 \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,Rd} = 50250 ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 9955)$$

$$N_{sd} = 869.02 \text{ daN} \leq 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma M_0 = 9955 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

### *Vérification à la flexion*

$$M_{y,Sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$M_{cy,Sd}$  : c'est le moment résistant qui dépend de la classe de la section.

### *Classe de la section*

– Classe de la semelle (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \text{ } \epsilon \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 9.2 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

– Classe de l'âme (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{869.02}{1375} = 0.63 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{127.2} \left( \frac{127.2 \times 6.3}{2} \right) = 0.52 \leq 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)} \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq \frac{396 \epsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396 \cdot 0.92}{5.76} = 68.81 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

⇒ La section est de classe 1

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$M_{cy,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{123.9 \times 2750}{1.1} = 309750 \text{ daN.cm} = 3097.5 \text{ daN.m}$$

$$Q_{z,Sd} = 1.5V = 1.5 \times 222.8 = 334.2 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L^2}{8} = \frac{334.2 \times 6.8^2}{8} = 1931.67 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = 1931.67 \text{ daN.m} \leq M_{cy,Rd} = 3097.5 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \textit{condition vérifiée}$$

### III-5-5-3 Vérification de l'élément aux instabilités

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

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

#### a- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

#### b- Flexion composée avec risque de diversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

➤ Calcul des coefficients de réduction pour le flambement  $\chi_y$  et  $\chi_z$

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

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

➤ Longueur de flambement :

$$l_y = L = 6.8 \text{ m.}$$

➤ Calcul d'élanement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{680}{6.58} = 103.34 \text{ cm}$$

➤ Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^4}{2750} \right]^{0.5} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5} ; \beta_A = 1 \text{ ( section 1 , 2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{103.34}{86.81} = 1.19$$

➤ Choix de la courbe de flambement

**Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1** nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \text{ et } t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant y-y : courbe **a** ➔  $\alpha = 0.21$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

- Facteur de réduction

$$\chi_y = 0.5363 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a})$$

**Flambement par rapport à l'axe faible zz (hors du plan du portique)**

- Longueur de flambement :

$$l_z = L = 2 \text{ m (entraxe des lisses).}$$

- Calcul d'élanement :

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{1.84} = 108.7$$

- Calcul d'élanement réduit :

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^4}{2750} \right]^{0.5} = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{108.7}{86.81} = 1.25$$

- Choix de la courbe de flambement

**Le tableau 5.5.3 de l'Euro-code 3, partie 1-1** nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \quad \text{et } t_f = 7.4 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

suivant z-z : courbe **b** ➔  $\alpha = 0.34$

- Facteur de réduction

$$\chi_z = 0.4517 \quad (\text{tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe b})$$

$$\chi_{min} = \min(0.5363; 0.4517) \rightarrow \chi_{min} = 0.4517$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1,2 et 3) et } \lambda_1 = 86.81$$

$\lambda_{LT}$  : L'élanement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{200}{1.84}}{(1.132)^{0.5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{200/1.84}{16/0.74} \right)^2 \right]^{0.25}} = 47.45$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{47.45}{86.81} = 0.54 < 0.4 \rightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

Calcul des coefficients  $k$  :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1.19 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left( \frac{123.9 - 108.7}{108.7} \right)$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\mu_y = -1.52 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{ed}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.52 \times 869.02}{0.5363 \times 20.1 \times 2750} = 1.04 < 1.5$$

$\beta_{My}$  : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

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

**Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} = \frac{869.02}{0.4517 \times 50250} + \frac{1.04 \times 1931.67}{3097.5}$$

$$0.03 + 0.64 = 0.67 < 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion**

L'IPE 160 convient comme potelet.

### III-6 Etude des escaliers

#### III-6-1 Définition des éléments constituant les escaliers

- **Cage d'escalier :** Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.
- **Palier :** Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron :** Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.
- **Volée :** Est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon :** Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profiles ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche :** Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contre marche :** Est la partie verticale de la marche

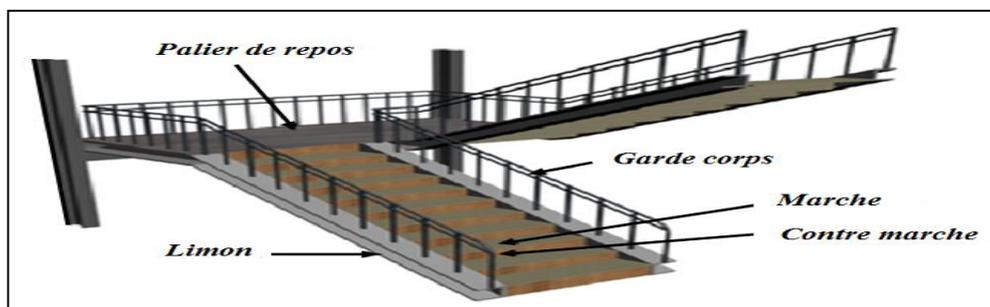


Figure III-23: vue 3D de l'escalier

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

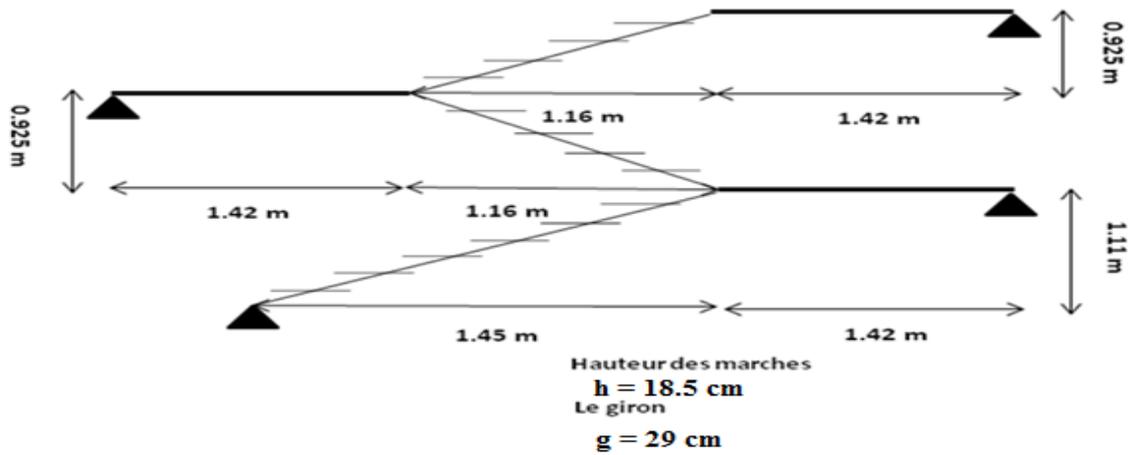


Figure III-24 : vue en élévation de l'escalier

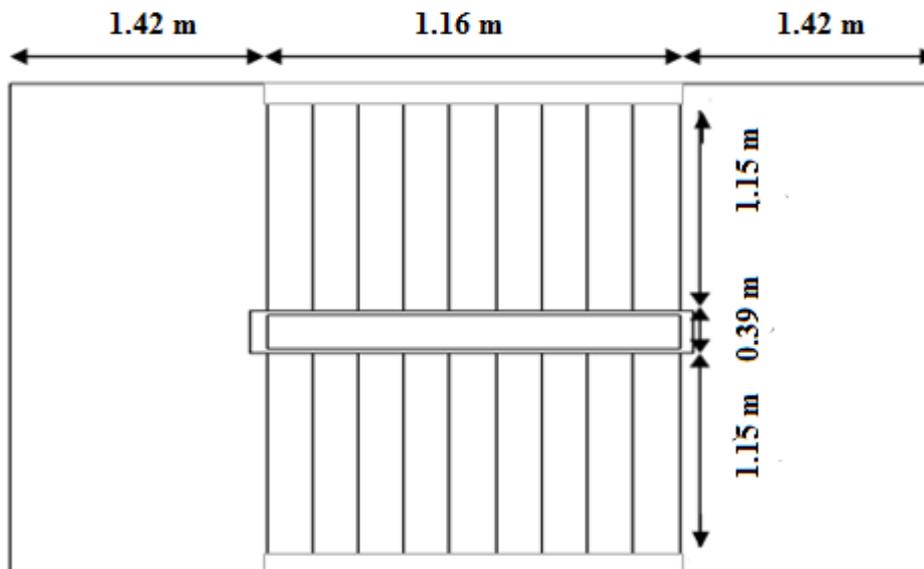


Figure III-25 : Vue en plan de l'escalier

**FORMULE DE BLONDEL :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-6-2-1 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- La hauteur de l'étage :  $h = 2.96 \text{ m}$ .
- La largeur de volée est :  $l = 1.15 \text{ m}$
- On admet une hauteur de marche  $H = 18.5 \text{ cm}$
- nombre totale des marche ( $n$ ) est :

$$n = \frac{h'}{H} = \frac{296}{18.5} = 16$$

$n = 16$  marches

On répartit ce nombre de marche en 03 volées avec : (deux volées de 5 marches et une volée de 06 marches).

- La largeur d'une marche est :  $g = 29 \text{ cm}$

### III-6-2-2 Vérification de la formule de BLONDEL :

$2H + G = 2 \times 18.5 + 29 = 66 \text{ cm}$   $\Rightarrow$  La formule de BLONDEL est vérifiée

### III-6-3 Dimensionnement de la cornière (support)

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur **5mm** rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

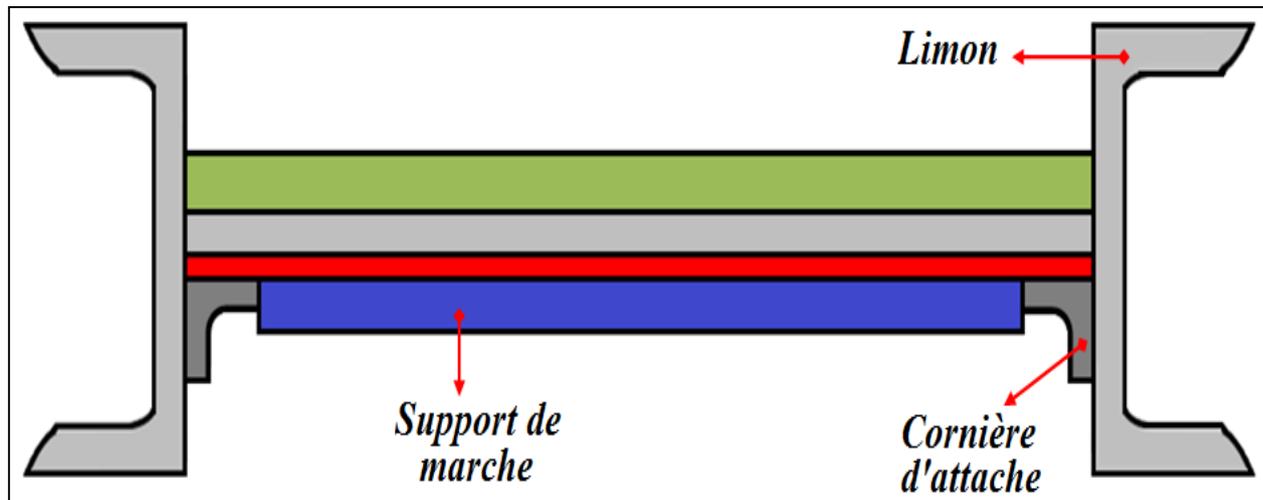
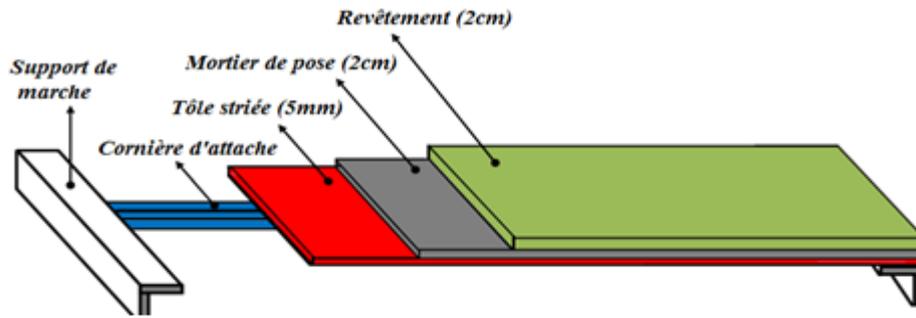


Figure III-26 : disposition des cornières

- La longueur de la marche  $L = 1,15 \text{ m}$
- La largeur de la marche  $l = G = 0,29 \text{ m}$
- Les cornières sont en acier S275 :
  - ✓  $f_y = 27.5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite d'élasticité d'acier).
  - ✓  $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).



**Figure III-27 : Charge appliqué sur la cornière**

### III-6-3-1 Détermination de la section de cornière

#### *Evaluation des charges*

##### *i. Les charges permanentes : (Sans poids de profile)*

- Tôle striée (5mm) ..... **G<sub>1</sub> = 45 daN/m<sup>2</sup>**
- Mortier de ciment (2cm) ..... **G<sub>2</sub> = 40 daN/m<sup>2</sup>**
- Revêtement (2cm) ..... **G<sub>3</sub> = 40 daN/m<sup>2</sup>**

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,29 = 36,25 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{G = 36,25 daN/m}$$

##### *ii. Les charges d'exploitations*

$$Q = 250 \times 0,29 = 72,5 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{Q = 72,5 daN/m}$$

#### ➤ *Les combinaisons des charges : (ELS)*

$$\mathbf{q = G + Q = 36,25 + 72,5 = 108,75 \text{ daN/m}}$$

Dans notre cas on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

donc la flèche est :  $f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$  et la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{L}{300}$

$$f_z = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 108,75 \times 115^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2100000}$$

$$\mathbf{I_y \geq 3,07 \text{ cm}^4}$$

- ✓ La cornière qui correspond est : L 40 x 40 x 4
- ✓ Les caractéristiques sont :

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

**Tableau III-10** : Caractéristique et dimension de L 40×40×4.

$h=b$ (mm)	$t$ (mm)	$r_1$ (mm)	$r_2$ (mm)	$d$ (mm)
40	4	6	3	1.12
$A$ (cm <sup>2</sup> )	$P$ (daN/m)	$I_y=I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{el,y}=W_{el,z}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_y=i_z$ (cm)
3.08	2.42	4.47	1.55	1.49

Donc la charge permanente G devient ( on inclue le poids de la cornière)

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0,29 + 2.42 = 38.67 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{G = 38.67 \text{ daN/m}}$$

### Les combinaisons des charges

➤ **ELS**

$$q = G + Q = 38.67 + 72.5 = 111.17 \text{ daN/m}$$

➤ **ELU**

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 38.67 + 1,5 \times 72.5 = 160.95 \text{ daN/m}$$

### III-6-3-2 Vérification à la flèche

La vérification ce fait à l'ELS :

On vérifie la condition suivante :  $f \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \dots \dots \dots \text{ Cornière sur deux appuis}$$

$$f = \frac{5 \times 111.17 \times 1150^4}{384 \times 21000 \times 4.47 \times 10^7} = 2.69 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1150}{300} = 3.83 \text{ mm}$$

$$\mathbf{f = 2.69 \text{ mm} < f_{adm} = 3.83 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifier}}$$

### III-6-3-3 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{PL,Rd} \dots \dots \dots \text{(EC03).}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{160.95 \times 1,15}{2} = 92.54 \text{ daN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \dots \dots \dots \text{(Section de classe 03).}$$

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{3.08 \times \frac{2750}{\sqrt{3}}}{1,1} = 4445.6 \text{ daN}$$

$$\mathbf{V_{sd} = 92.54 \text{ daN} < V_{PL,Rd} = 4445.6 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifier}}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-6-3-4 Vérification du moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \dots \dots \dots (EC03).$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{160.95 \times 1.15^2}{8} = 26.60 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 26.60 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1.55 \times 10^{-6} \times 27.5 \times 10^6}{1.1} = 38.75 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 26.60 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 38.75 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

#### Conclusion

Les cornières L 40 x 40 x 4 convient comme cornière d'attache

### III-6-4 Dimensionnement du limon

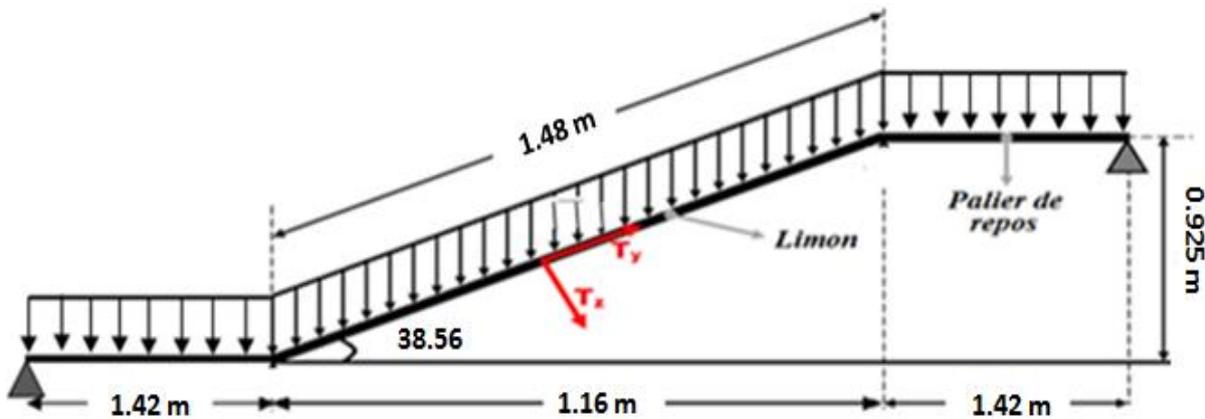


Figure III-28: Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon  $L = 1.48 \text{ m}$
- L'espace entre deux limons  $d = 1.15 \text{ m}$
- Les limons sont en acier S275 :
  - ✓  $f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$  (la limite d'élasticité d'acier).
  - ✓  $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$  (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

### III-6-4-1 Détermination la section du limon

#### III-6-4-1-1 Evaluation des charges

➤ volée

Les charges permanentes :(Sauf poids de profile)

- Tôle striée (5mm) .....  $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm).....  $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) .....  $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids des cornières (L 40×40×4) .....  $P_c = 2.42 \text{ daN/m}$
- Garde corps .....  $P_G = 100 \text{ daN/m}$

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) \times 1.15 + 2.42 + 100 = 246.17 \text{ daN/m}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

La charge total pour un Limon:  $G = G_T / 2 \rightarrow G = 246.17 / 2 = 123.08 \text{ daN/m}$

➤ *Les charges d'exploitations*

pour un limon :  $Q = 250 \times \frac{1,15}{2} = 143.75 \text{ daN/m} \rightarrow Q = 143.75 \text{ daN/m}$

• *Palier*

➤ *Les charges permanentes*

- Tôle TN40 .....  $G_1 = 10 \text{ daN/m}^2$
- Dalle en béton (10cm) .....  $G_2 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de pose .....  $G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) .....  $G_4 = 40 \text{ daN/m}^2$

La charge total:  $G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (10 + 250 + 40 + 40) \times 1,15 = 391 \text{ daN/m}$

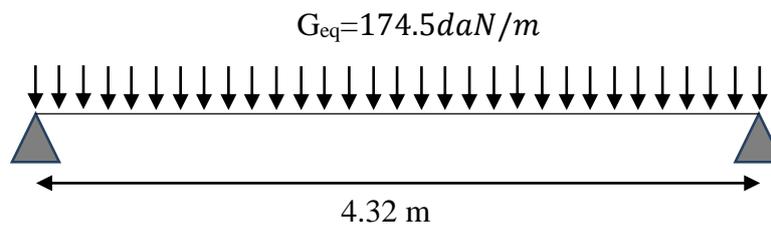
La charge total pour un Limon:  $G_T = G / 2 \rightarrow G_T = 391 / 2 = 195.5 \text{ daN/m}$

**III-6-4-1-2 Calcul de la charge équivalente**

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

➤ *Charges permanentes*

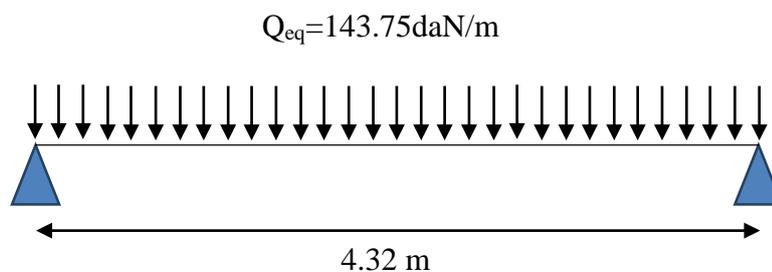
$$G_{eq} = \frac{195.5 \times (1.42 + 1.42) + (123.08 \times 1.16)}{4} = 174.5 \text{ daN/m}$$



**Figure III-29 : charge équivalente(G)**

➤ *Charge d'exploitation*

$$Q_{eq} = 250 \times 1,15 / 2 = 143.75 \text{ daN/m}$$



**Figure III-30 : charge équivalente(Q)**

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### III-6-4-2 Prés-dimensionnement des limons

#### III-6-4-2-1 Combinaison de charge

➤ **ELU**

$$q = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q = 1.35 \times 174.5 + 1.5 \times 143.75$$

$$\rightarrow q = 451.12 \text{ daN/m}$$

➤ **ELS**

$$Q = G + Q \rightarrow q = 174.5 + 143.75$$

$$\rightarrow q = 318.25 \text{ daN/m}$$

#### III-6-4-2-2 Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq f$  Pour une poutre bi-articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \bar{f} \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondéré

$$q = (G+Q) = (174.5 + 143.75) = 318.25 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 4.32 \text{ m} = 432 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 \cdot 300}{384EI} = \frac{5 \times 318.25 \times 432^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 476.89 \text{ cm}^4$$

On opte un **UPN 260**

**Tableau III-11** : Dimension et caractéristique de l'UPN 260

h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r <sub>1</sub>	r <sub>2</sub>	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P (daN/m)
				(mm)				
260	90	10	14	14	7	200	48.3	37.9
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{el,y} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	$W_{pl,y} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_z \text{ (cm}^4\text{)}$		$W_{el,z} \text{ (cm}^3\text{)}$	$i_z \text{ (cm)}$	$W_{pl,z} \text{ (cm}^3\text{)}$
4820	371	9.99	442	317		47.7	2.56	91.6

**La classe de la section :**

➤ **Semelle comprimée :**

$$C = b - t_w / t_f = (90 - 10) / 14 = 5.71 \text{ mm}$$

5,71 < 9ε = 8.28 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi :**

$$d/t_w = 200/10 = 20 < 72\varepsilon = 64.24 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

### Vérification du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{451.12 \times 4.32^2}{8} = 1052.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 442 \times 10^{-2}}{1,1} = 11050 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1052.56 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 11050 \text{ daN.m} \dots\dots\dots$ vérifier

### Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{451.12 \times 4.32}{2} = 974.42 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{27.1 \times 2750}{1,1 \times \sqrt{3}} = 39115.48 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 974.42 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 39115.48 \text{ daN} \dots\dots\dots$ vérifier

### Vérification au déversement

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

#### ➤ Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion

$I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible d'inertie

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}{4320^2} \sqrt{\frac{33.3 \times 10^9}{317 \times 10^4} + \frac{4320^2 \times 80769,23 \times 25.5 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 317 \times 10^4}}$$

$M_{cr} = 104628784.9 \text{ N.mm} \rightarrow M_{cr} = 10462.87 \text{ daN.m}$

#### ➤ Calcul d'élanement géométrique $\lambda_{LT}$ :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 442 \times 10^3}{104628784,9}} = 93,52$$

➤ Calcul d'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{93,52}{86,4} = 1,08$$

➤ Détermination de  $\chi_{LT}$ :

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

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profils laminés.

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,08 - 0,2) + 1,08^2] = 1,86$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,86 + [1,86^2 - 1,08^2]^{0,5}} = 0,29$$

$$M_{b,Rd} = 0,29 \times 1 \times 442 \times 10^{-2} \times 2750 / 1,1 = 3204,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 3204,55 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1052,525 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

### III-6-5 Etude de la poutre palière des limons

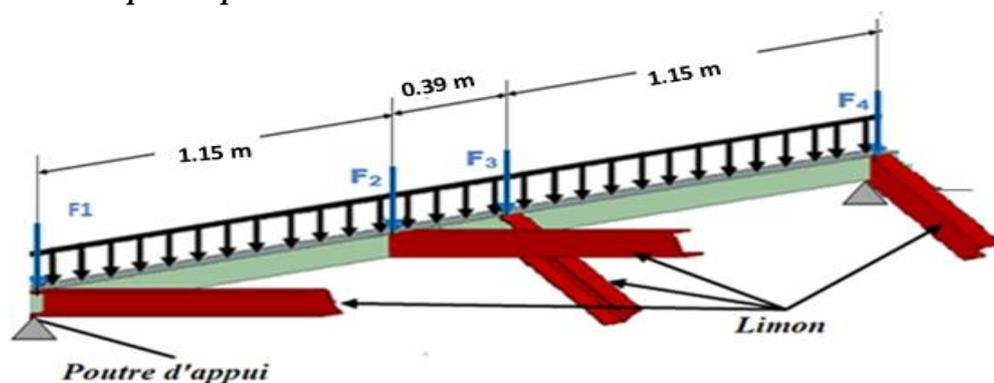
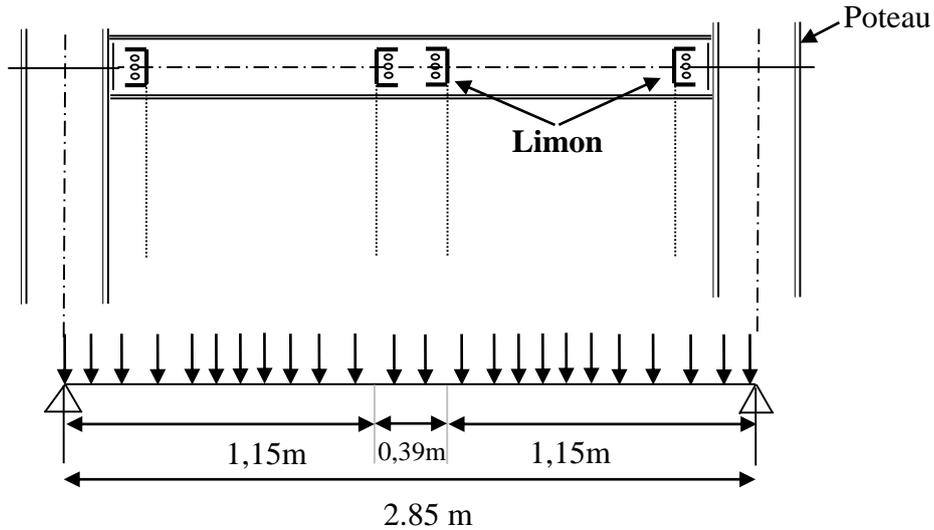


Figure III-31 : Les charge sur la poutre d'appuis des limons



**Figure III-32** : Les charges sur la poutre d'appuis des limon

### III-6-5-1 Evaluation de charges

#### *Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R »*

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

**-ELU :**

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 174,5 + 1,5 \times 143,75) \times 4,32/2 = 974,6 \text{ daN}$$

**-ELS :**

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (174,5 + 143,75) \times 4,32/2 = 687,42 \text{ daN}$$

**Charge équivalente :**

**-ELS :**

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 687,42}{4} + 100 = 787,42 \text{ daN/ml}$$

**-ELU :**

$$\frac{4 \times R}{4} + 1,35G_{\text{garde corps}} = \frac{4 \times 974,6}{4} + 1,35 \times 100 = 1109,6 \text{ daN/ml}$$

### III-6-5-2 Condition de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante  $f_{\max} \leq \bar{f}$ . Pour une poutre bi-articulée :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \bar{f} \leq \frac{l}{300}$$

Avec :

q : la charge non pondérée

$$q = 787,42 \text{ daN/m}$$

Le module d'élasticité  $E = 2,1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$L=2.85 \text{ m} = 285 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 300}{384EI} = \frac{5 \times 7.87 \times 280^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 321.4 \text{ cm}^4 \text{ On prend un IPN220 avec :}$$

**Tableau III-12** : Dimension et caractéristique de l'IPN 220

h (mm)	b (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r	d (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	P(daN/m)
220	98	8.1	12.2	8.1	175.8	39.5	31.1
I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )
3060	278	8.8	234	162	33.1	2.02	55.7

### III-6-5-3 Vérification à l'ELU

#### La classe de la section

➤ **Semelle comprimée :**

$$C=(b/2)/t_f=49/12.2=4.02\text{mm}$$

4.02 < 9ε=8.28 donc la semelle est de classe 1.

➤ **Ame fléchi :**

$$d/t_w=175.8/8.1=21.70 < 72\varepsilon=66.24 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

#### a) Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1109.6 \times 2.85^2}{8} = 1126.6 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{2750 \times 324 \times 10^{-2}}{1,1} = 8100 \text{ daN.m}$$

**M<sub>sd</sub> < M<sub>pl,rd</sub>.....vérifier**

#### b) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1109.6 \times 2.85}{2} = 1581.2 \text{ daN}$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{19.06 \times 2750}{1,1 \times \sqrt{3}} = 27510.74 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1581.2 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 27510.74 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

### c) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = [\chi_{LT} \times \beta_W \times W_{pl,y}] \times [f_y / \gamma_{M0}]$$

#### ➤ Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Où:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion

$I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible d'inertie

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 162 \times 10^4}{2850^2} \sqrt{\frac{17,8 \times 10^9}{162 \times 10^4} + \frac{2850^2 \times 80769,23 \times 18,6 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 162 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 101739195.1 \text{ N.mm} = 10173.92 \text{ daN.m}$$

#### ➤ Calcul d'élancement géométrique $\lambda_{LT}$ :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 324 \times 10^3}{101739195.1}} = 81.20$$

#### ➤ Calcul d'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_W} \text{ Avec : } \beta_W = 1 \text{ pour les sections de classes 1 et 2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 0.92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{81.20}{86.4} = 0.939$$

## Chapitre III : pré dimensionnement des éléments

➤ Détermination de  $\chi_{LT}$ :

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

Où :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profiles laminées.

$\alpha_{LT} = 0,49$  Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,939 - 0,2) + 0,939^2] = 1,55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,55 + [1,55^2 - 0,939^2]^{0,5}} = 0,36$$

$$M_{b,Rd} = 0,36 \times 1 \times 324 \times 10^{-2} \times 2750 / 1,1 = 2916 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 2916 \text{ daN.m} > M_{sd} = 1126,6 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

### Conclusion

L'IPN 220 convient comme poutre palière

**CHAPITRE IV :ÉTUDE  
D'UN PLANCHER  
MIXTE**

---

---

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

### IV-1 Introduction

Le plancher collaborant également appelé « plancher mixte » associe l'acier et le béton. Tout comme les autres planchers, le plancher collaborant est une structure horizontale de gros oeuvre porteuse destinée pour réaliser une séparation entre les étages d'une construction. Le plancher collaborant se distingue par sa grande capacité portante, sa rapidité de mise en oeuvre et son coût moindre.

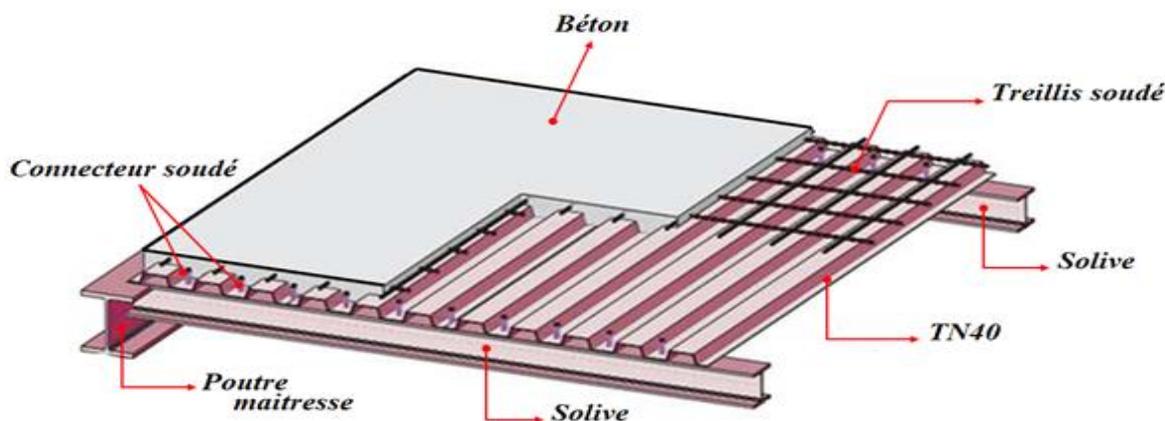


Figure IV-1 : Eléments constructifs d'un plancher mixte

#### ⇒ Avantages des dalles mixtes

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

Pour le dallage de partie bureaux, nous avons opté pour un plancher collaborant constitué d'une dalle en béton armée coulée sur un pontage métallique de type HIBON55 qui servira de coffrage perdu lors de la phase d'exécution ainsi que de poutres métalliques.

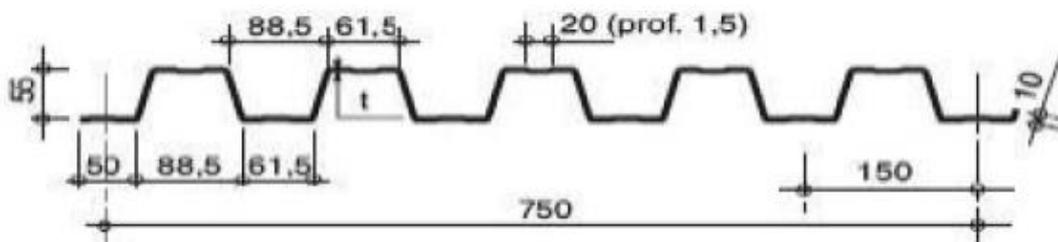


Figure IV-2 : Présentation de la tôle HIBON 55.

Avec:

- Epaisseur de la dalle →  $h = 120$  mm
- Tôle hibon 55 →  $h_p = 55$  mm ( $h_c = h - h_p = 120 - 55 = 65$  mm)
- Coefficient d'équivalence (acier, béton) →  $n = 15$

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

### IV-2 Disposition des solives (poutrelles)

Pour le plancher de notre ouvrage, nous avons les caractéristiques suivantes :

- La distance entre les solives est :  $d = 1 \text{ m}$ .
- La longueur de solives est :  $L = 6 \text{ m}$ .

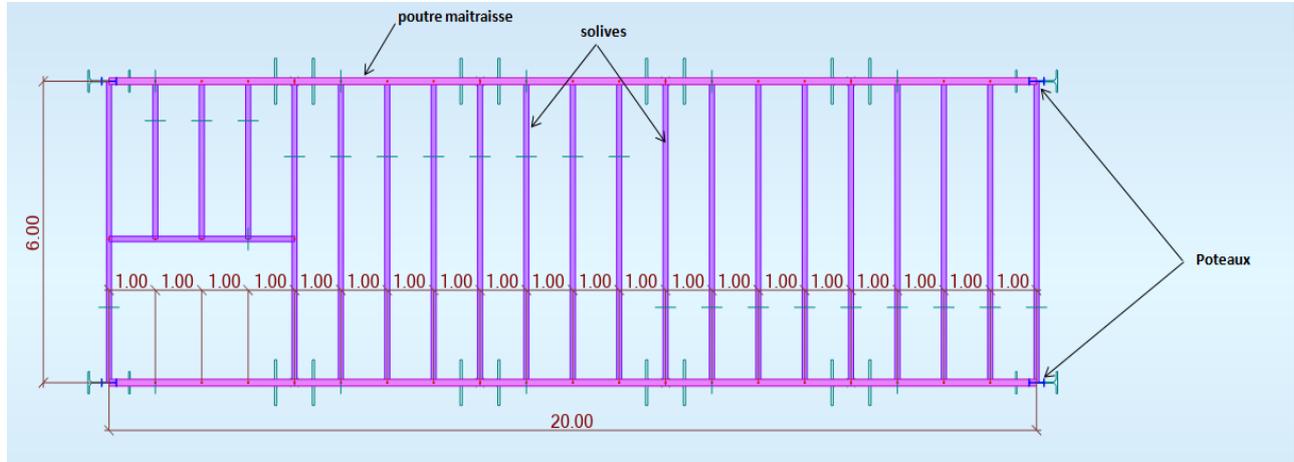


Figure IV-3 : Disposition des solives

### IV-3 Vérification au stade de montage

#### IV-3-1 Evaluation des charge et surcharge

##### i. Les charges permanentes :

- Poids de la tôle (TN40) + accessoire .....  $G_1 = 15 \text{ daN/m}^2$
  - Poids du treillis soudé (TLE520  $\varnothing 5$  (150x150)) .....  $G_2 = 2.060 \text{ daN/m}^2$
- $$G = (G_1 + G_2) \times d = (15 + 2.060) \times 1 = 17.06 \text{ daN/m} \rightarrow G = 17.06 \text{ daN/m}^2$$

##### ii. Les charges variables :

- Charge des ouvriers :  $P = 100 \text{ daN/m}^2$
- $$Q = P \times d = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m} \rightarrow Q = 100 \text{ daN/m}$$

#### IV-3-2 Combinaison de charge

##### ➤ A l'ELU

$$q = 1.35 G + 1.5 Q$$
$$q = 1.35 \times 17.06 + 1.5 \times 100 = 173.031 \text{ daN/m}_1$$
$$\rightarrow q = 173.031 \text{ daN/m}_1$$

##### ➤ A l'ELS

$$q = G + Q$$
$$q = 17.06 + 100 = 117.06 \text{ daN/m}_1$$
$$\rightarrow q = 117.06 \text{ daN/m}_1$$

#### IV-3-3 Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :  $q = 117.06 \text{ daN/m}_1$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} \quad \text{avec: } f_{adm} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

$l = 6\text{m}$  : longueur de la solive

$$I_y \geq \frac{1250}{384} \times \frac{q \cdot l^3}{E} = \frac{1250}{384} \times \frac{117.06 \times 10^{-2} \times 600^3}{2.1 \times 10^6} = 391.94 \text{cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de  $I_y$  supérieure ou égale à la valeur trouvée.

✓ On opte pour un **IPE 140**

**Tableau IV-1** : Dimension et caractéristique de l'IPE 140

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	d	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	A <sub>vz</sub>	A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>
IPE 140	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>
	140	73	4.7	6.9	112.2	88.3	19.3	7.64	16.4	541	44.9

Donc, on ajoute le poids propre de l'IPE 140 a la charge permanente :

$$G = (G_1 + G_2) \times d + G_p = (15 + 2.060) \times 1 + 12.9 = 29.96 \text{ daN/m}$$

$$G = 29.96 \text{ daN/m}$$

➤ **A l'ELU**

$$q = 1.35 \times 29.96 + 1.5 \times 100 = 190.45 \text{ daN/m}_1$$

$$\rightarrow q = 190.45 \text{ daN/m}_1$$

➤ **A l'ELS**

$$q = 29.96 + 100 = 129.96 \text{ daN/m}_1$$

$$\rightarrow q = 129.96 \text{ daN/m}_1$$

### IV-3-4 Vérification à l'ELU

#### IV-3-4-1 Vérification du moment fléchissant (résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{190.45 \times 6^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 857.025 \text{ daN.m}$$

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{88.3 \times 27.5}{1.1}$$

$$\rightarrow M_{PL,Rd} = 2207.5 \text{ daN.m}$$

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

$$M_{sd} = 857.025 \text{ daN.m} < M_{PL,Rd} = 2207.5 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

### IV-3-4-2 Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement)

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{PL,Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{190.45 \times 6}{2} \rightarrow V_{sd} = 571.35 \text{ daN}$$

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

- $\gamma_{M0} = 1,1$
- $A_v = A - 2.b \times t_f + (t_w + 2.r) \times t_f$   
 $A_v = 1640 - 2 \times 73 \times 6.9 + (4.7 + 2 \times 7) \times 6.9 = 503.57 \text{ mm}^2$

$$V_{PL,Rd} = \frac{503.57 \times 27,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 7268.41 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 571.35 \text{ daN} < V_{PL,Rd} = 7268.41 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

### IV-3-5 Vérification à l'ELS

$$\bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 1.2996 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541} = 1.93 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.93 \text{ cm} < \bar{f} = 2.4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

### Conclusion

L'IPE 140 est vérifié au stade de montage

## IV-4 vérification au stade finale

### IV-4-1 Evaluation des charges

#### i. Les charges permanentes :

- Poids de la dalle en béton :  $G_1 = \rho.e = 2500 \times 0,1 \dots\dots\dots G_1 = 250 \text{ daN/m}^2$
- Poids de la tôle (TN40) + accessoire  $\dots\dots\dots G_2 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2 cm)  $\dots\dots\dots G_3 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Couche de Sable (3cm)  $\dots\dots\dots G_4 = 51 \text{ daN/m}^2$
- Poids des cloisons (panneau sandwich LL35)  $\dots\dots\dots G_5 = 10.9 \text{ daN/m}^2$
- Poids de revêtement de carrelage  $\dots\dots\dots G_6 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Poids de faux plafond  $\dots\dots\dots G_7 = 10 \text{ daN/m}^2$
- Poids de solive IPE 200  $\dots\dots\dots P = 22.4 \text{ daN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7) \times d + P \rightarrow G = 439.3 \text{ daN/m}$$

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

### ii. Les charges variables :

➤ Charge d'exploitation :  $P = 250 \text{ daN/m}^2$  (DTR B.C-2.2 article 7.2.2)

$$Q = P \times d = 250 \times 1 \rightarrow Q = 250 \text{ daN/m}$$

#### IV-4-2 Combinaisons des charges

✓ ELS :

$$q = G + Q = 439.3 + 250 = 689.3 \text{ daN/m}$$

$$q = 689.3 \text{ daN/m}$$

✓ ELU :

$$q = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 689.3 + 1,5 \times 250 = 1305.55 \text{ daN/m}$$

$$q = 1305.55 \text{ daN/m}$$

Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle  $I_B$  participe avec l'inertie des solives  $I_A$ , ce qui donne une inertie équivalente  $I_A$

#### IV-4-3 Caractéristique de la dalle mixte

##### IV-4-3-1 Calcul de la largeur efficace du béton

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente  $I$ , de la section mixte notée par  $B_{eff}$  est donnée par :

$$B_{eff} = \min \left( \frac{2l_0}{8}; b \right)$$

✓  $l_0 = 6 \text{ m}$

✓  $b = 1 \text{ m}$

Donc :  $B_{eff} = 1 \text{ m}$

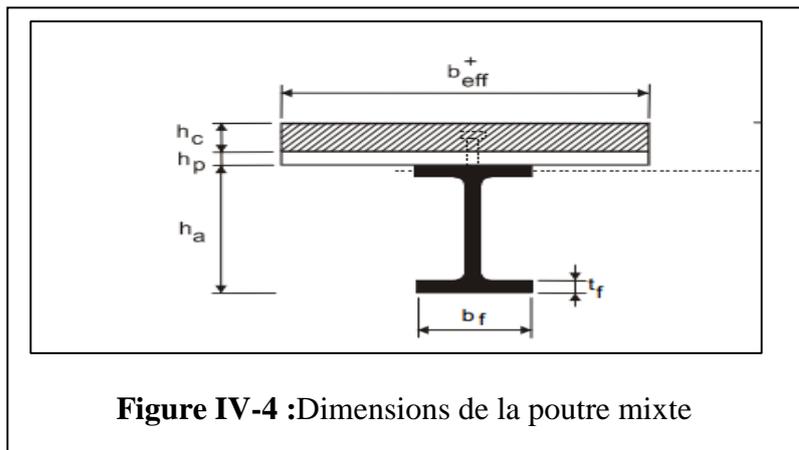


Figure IV-4 : Dimensions de la poutre mixte

##### IV-4-3-2 Calcul de la section équivalente

La formule de calcul de la section équivalente acier-béton est :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec : A : section d'acier

B : section de la dalle en béton

n : facteur d'équivalence ( $n = 15$ )

Donc :  $A = 28.5 \text{ cm}^2$  et  $B = b \times t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2$

Donc :  $S = 95.2 \text{ cm}^2$

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

### IV-4-3-3 Position de l'axe neutre

➤ Résistance de la section d'acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{28.5 \times 2750}{1,1} = 71250 \text{ daN}$$

➤ Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

$$h_c = h - h_p = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_b = \frac{0,85 \times 6.5 \times 100 \times 250}{1,5} = 92083.33 \text{ daN}$$

#### conclusion

$F_b > F_a$  donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton

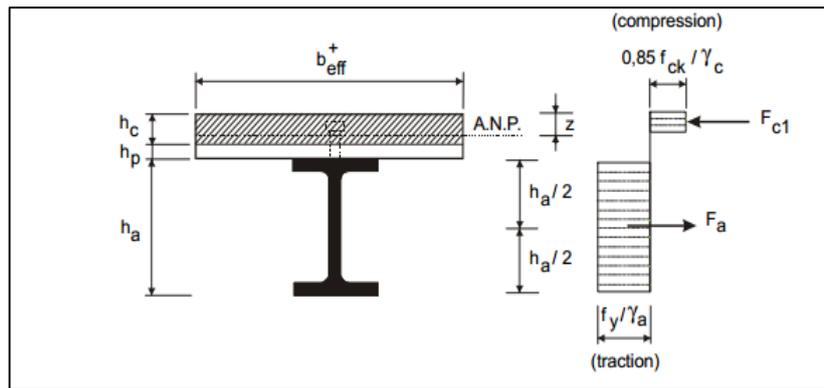


Figure IV-5 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

### IV-4-4 Vérification à L'ELU

#### IV-4-4-1 Vérification du moment de résistance plastique

On doit vérifier la condition suivante:

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \text{ Avec :}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1305.55 \times 6^2}{8} = 5874.97 \text{ daN.m}$$

Dans le cas d'une flexion positive avec un axe neutre dans la dalle, le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{ply,Rd} = F_a \left( \frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left( \frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } Z = \left[ \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right] / \left[ \frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} \right]$$

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

$$Z = \left[ \frac{28.5 \times 2750}{1,1} \right] / \left[ \frac{0,85 \times 100 \times 250}{1,5} \right] = 5.02 \text{ cm}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{28.5 \times 275 \times 10^2}{1,1} \left( \frac{140}{2} + 65 + 55 - \frac{50.2}{2} \right) = 11749.12 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 5874.97 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 11749.12 \text{ daN.m}$  daN.m.....vérifiée

### IV-4-4-2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante:

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1305.55 \times 6}{2} = 3916.65 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } V_{pl,Rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

avec :  $A_v = A - [2b_x t_f + (t_w + 2r) t_f] = 28.5 - [(2 \times 10 \times 0,85) + (0,56 + 2 \times 1,2) \times 0,85] = 8.984 \text{ cm}^2$

$$V_{pl,Rd} = \frac{8.984 \times 2750}{1,1 \times \sqrt{3}} = 12967.3 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 3916.65 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 12967.3 \text{ daN}$ .....vérifié

### IV-4-5 Vérification à L'ELS

#### Vérification de la flèche :

On doit vérifier la condition suivante :  $f_{max} < \bar{f}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 \times E \times I_h}$$

Avec :

l: La portée de la solive

$I_h$ : Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique

E: Module d'élasticité de l'acier

$I_A$ : Inertie propre de l'IPE200

- $I_a = 1943 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $A_a = 28.5 \times 10^2 \text{ mm}^2$
- $h_a = 200 \text{ mm}$
- $h_c = 65 \text{ mm}$  ( $h_c$  hauteur de la dalle seul)
- $B_{eff} = 1000 \text{ mm}$
- $I_B$  : Inertie de la sections en béton

➤ *L'aire de la section homogénéisée*

$$A_h = A_a + \frac{B_{eff} \times h_c}{n} = 2850 + \left( \frac{1000 \times 65}{15} \right) = 7183.33 \text{ mm}^2$$

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

$$A_h \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) = 7183.33(70 + 55) = 897916.25 \text{ mm}^2$$

$$\frac{B_{eff} \times h_c^2}{2 \times n} = 140833.33 \text{ mm}^2$$

$$A_h \left( \frac{h_a}{2} + h_p \right) > \frac{B_{eff} \times h_c^2}{2 \times n}$$

Donc, l'axe neutre élastique se situe dans le profilé métallique à une distance  $Z_e$  de la face supérieure de la dalle.

$$Z_e = \frac{A_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{B_{eff} \times h_c^2}{A_h \times 2 \times n}}$$

$$Z_e = \frac{28.5}{7183.33} \left( \frac{140}{2} + 55 + 65 \right) + \frac{1000 \times 65^2}{7183.33 \times 2 \times 15} = 94.98 \text{ mm} \approx 95 \text{ mm}$$

➤ calcul du moment d'inertie  $I_h$

$$I_h = [I_a + A_a \left( \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - Z_e \right)^2] \times 2 + \left[ \frac{B_{eff} \times h_c}{n} \times \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( Z_e - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = [1943 \times 10^4 + 2850 \left( \frac{140}{2} + 55 + 65 - 95 \right)^2] \times 2 + \left[ \frac{1000 \times 65}{15} \times \left( \frac{65^2}{12} + \left( 95 - \frac{65}{2} \right)^2 \right) \right]$$

$$I_h = 3842.43 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384 \times E \times I_h}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 6.893 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3842.43} = 1.44 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1.44 \text{ cm} > \bar{f} = 2.4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

### Conclusion

Le profilé IPE200 est vérifié à l'état limite de service

### IV-5 Calcul des connexions acier-béton

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre ont pour rôle principale de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal (glissement) venant de l'interaction entre la dalle en béton, le pontage métallique et la poutre en acier.

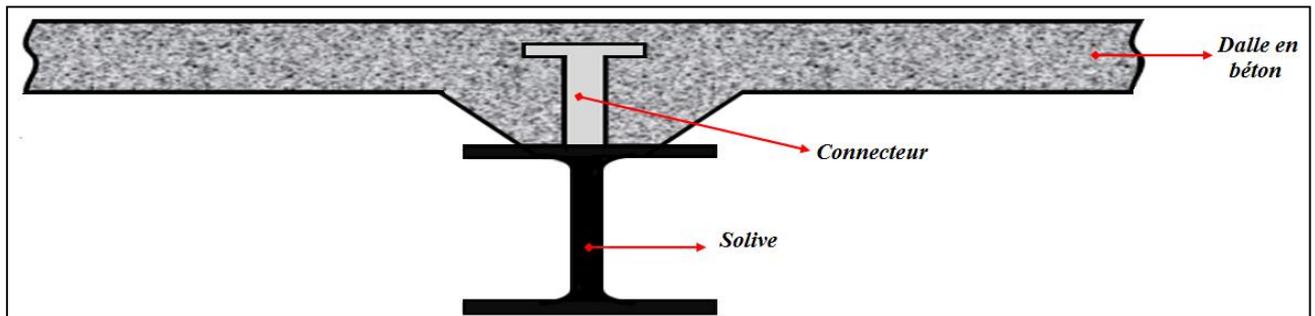


Figure IV-5 : La position d'un connecteur

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

### IV-5-1 Choix des dimensions des connecteurs suivant l'EC4

Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre (D) d'au moins  $1,5d$  et d'une hauteur ( $h_t$ ) d'au moins  $0,4d$  et de hauteur totale ( $H \geq 4d$ ).

Où :  $d$  est le diamètre du fut du goujon ( $d \geq 16\text{mm}$ ).

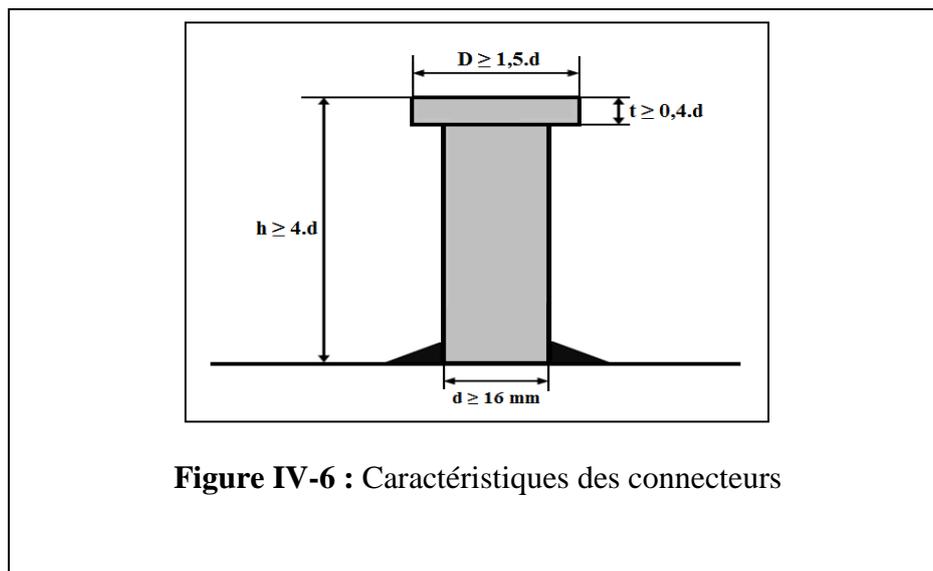
On utilise des goujons en acier de diamètre  $d = 22\text{ mm}$ . Et de hauteur totale «  $H = 90\text{ mm}$  ». Dont l'acier à une résistance ultime en traction spécifiée de  $f_u = 430\text{ MPa}$ .

On adopte alors comme connecteurs des goujons à tête ductiles de caractéristiques suivante :

- $D = 1,5 \times d = 33\text{ mm}$
- $d = 22\text{ mm}$
- $H > 4d \rightarrow H > 4 \times 22 = 88\text{ mm}$  soit  $H = 90\text{ mm}$
- $h_t \geq 0,4d \rightarrow h_t \geq 0,4 \times 22 = 8,8\text{ mm}$  soit  $h_t = 8,8\text{ mm}$

avec :

$h_t$  : La hauteur du goujon



### IV-5-2 Calcul du nombre de connecteurs (goujon)

Le nombre de connecteurs doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminée (Section 6.2 EC 4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur  $P_{Rd}$  (section 6.3 ou 6.5 EC 4) :

$$N \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Avec :

- $N_l$  : l'effort de cisaillement longitudinal
- $P_{Rd}$  : La résistance au cisaillement d'un connecteur.

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

### 1- Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal.

$$V_l = F_{cf} \dots\dots\dots \text{(EC4 Formule 6.6).}$$

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0,85 \times A_c \times f_{ck} + A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_c + \gamma_s} \end{array} \right.$$

- $A_a$ : aire de l'élément structural **IPE200** ( $A_a = 28.5 \text{ cm}^2$ )
- $A_c$ : section efficace de béton :  $b_{\text{eff}} \times t = 1000 \text{ cm}^2$ .
- $f_y$ : 275 MPa (S275)
- $\gamma_a$ : coefficient de sécurité pour l'acier soit :  $\gamma_a = 1.1$
- $\gamma_b$ : coefficient de sécurité pour le béton soit :  $\gamma_b = 1.5$
- $\gamma_s$ : coefficient de sécurité pour le ferrailage soit :  $\gamma_s = 1.15$
- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  : la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré
- $A_s$ : L'aire de toutes armatures longitudinales comprimées

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{28.5 \times 275 \times 10^2}{1.1} = 71250 \text{ daN} \\ \frac{0,85 \times 1000 \times 25 \times 10^2}{1.5} = 1416666.67 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc :  $V_l = F_{cf} = 712500 \text{ daN}$

### 2- Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur $P_{rd}$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (1) \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(EC4 Formule 6.13 et 6.14).}$$

- Avec:
- $f_{ck}$  : résistance caractéristique à la compression du béton (25MPa)
  - $f_u$  : la contrainte résistante ultime de l'acier du goujon (430 MPa)
  - $E_{cm}$  : module de Young instantané du béton ( $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ )
  - $\gamma_v$ : le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime soit :  $\gamma_v = 1.25$

$$\alpha = \begin{cases} \alpha = 1 & \text{pour } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

On a :  $\frac{h}{d} = \frac{90}{22} = 4.09 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 430 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 10461.25 \text{ daN} \\ 0,29 \times 1 \times 22^2 \times \sqrt{25 \times 30500} \times \frac{1}{1.25} = 9085.13 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc :  $P_{rd} = 9085.13 \text{ daN}$

## Chapitre IV : Etude d'un plancher mixte

D'où le nombre des connecteurs N est :

$$\frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{71250}{9085.13} = 8.84 \rightarrow N > 7.84$$

Donc, on prend un nombre de goujons  $N = 8$  goujons

### IV-5-3 Calcul de l'espacement entre les goujons (EC4 6.1.3)

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique  $L_{cr}$ . Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section du moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc  $L_{cr} = \frac{L}{2}$ . Alors, l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L}{2N} = \frac{600}{2 \times 8} = 37.5 \text{ cm}$$

*On opte pour un espacement de 37.5 cm.*

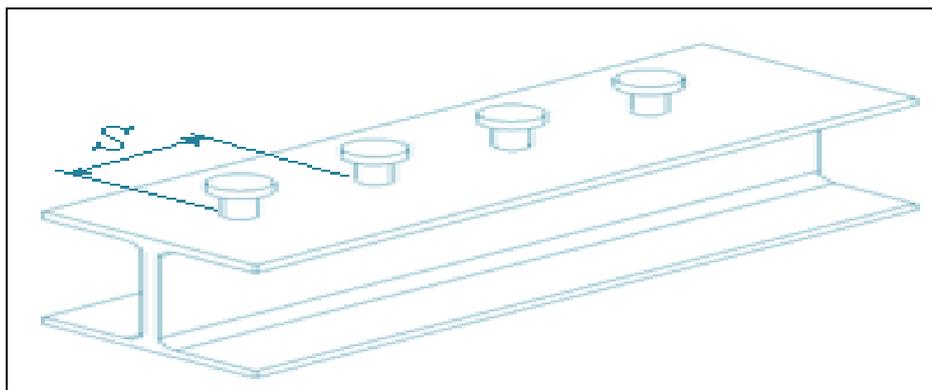


Figure IV-7: Distance entre goujons

### Conclusion

A travers cette étude nous avons calculé le plancher mixte réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posée sur des solives IPE200.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 22mm, espacés de 37.5 cm entre eux.

**CHAPITRE V : PRÉ  
DIMENSIONNEMENT  
DES ÉLÉMENTS  
STRUCTURAUX**

---

---

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

### V-1 Introduction

Les éléments principaux qui constituent notre structure sont les poutres principales, les poutres secondaires et les poteaux et le but de ce chapitre est de pré dimensionner ces éléments d'une manière à assurer la stabilité de notre ouvrage et cela se fait à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.

Vérification faite selon la condition de résistance.

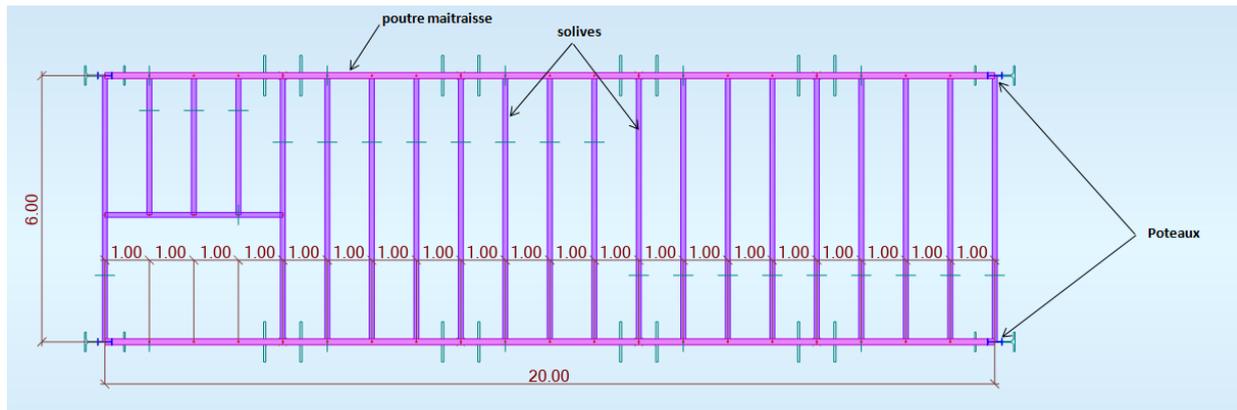


Figure V-1 : Disposition des solives et poutres principales

### V-2 Pré dimensionnement des poutres principales du plancher intermédiaire

#### V-2-1 Evaluation des charges et surcharges

##### ➤ Charges permanentes

- Poids propre du plancher :  $G_p = 416.9 \times 3 = 1250.7 \text{ daN/m}_1$
- Poids propre de la solive :  $G_s = 22.4 \text{ daN/m}_1$

##### ➤ Charges variables

- Surcharge d'exploitation :  $P = 250 \text{ daN/m}^2$  (DTR tableau 7.2.4)

$$\rightarrow Q = p \times d = 250 \times 3 = 750 \text{ daN/m}_1$$

#### V-2-2 Combinaisons de charges

##### ✓ ELS :

$$q = G + Q = (1250.7 + 22.4) + 750 = 2023.1 \text{ daN/m}$$

$$q = 2023.1 \text{ daN/m}$$

##### ✓ ELU :

$$q = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times (1250.7 + 22.4) + 1,5 \times 750 = 2843.7 \text{ daN/m}$$

$$q = 2843.7 \text{ daN/m}$$

#### V-2-3 Condition de la flèche

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :  $q = 4023.8 \text{ daN/m}_1$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} \quad \text{avec: } f_{adm} = \frac{400}{200} = 3 \text{ cm}$$

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

avec :  $l = 400$  cm: longueur de la poutre principale

$$I_y \geq \frac{1250}{384} \times \frac{q \cdot l^3}{E} = \frac{1250}{384} \times \frac{2023.1 \times 10^{-2} \cdot 400^3}{2.1 \times 10^6} = 2007.04 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant une valeur de  $I_y$  supérieure ou égale à la valeur trouvée.

→ On opte un **IPE 270**

**Tableau V-1** : Dimension et caractéristique de l'IPE 270

Profilé	Dimensions					Caractéristiques de calcul					
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	d	W <sub>pl,y</sub>	W <sub>pl,z</sub>	A <sub>vz</sub>	A	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>
IPE 270	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>
	270	135	6.6	10.2	219.6	484	97	22.1	45.9	5790	420

### V-2-3 Vérification à l'ELU

#### Classification de la section

##### ➤ Semelle comprimée

$$C = (b / 2) - (r + t_w / 2) = 49.2 \text{ mm}$$

$$C / t_f = 49.2 / 10.2 = 4.82 \text{ mm}$$

$4.82 < 9\epsilon = 8.28$  donc la semelle est de classe 1.

##### ➤ Ame fléchi

$$d / t_w = 219.6 / 6.6 = 33.3 < 72\epsilon = 64.24 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de **classe 1** le calcul peut amener à la plasticité.

#### Vérification de la section à la résistance

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2843.7 \times 4^2}{8} = 5687.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{27.50 \times 484}{1.1} = 12100 \text{ daN.m}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd}$  .....condition vérifiée

#### Vérification de la section à l'effort tranchant

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{2843.7 \times 4}{2} = 5687.4 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

Avec :

$$A_v = A - [2bx t_f + (t_w + 2r) x t_f]$$

$$A_v = 45.9 - [(2 \times 13.5 \times 1.02) + (0.66 + 2 \times 1.5) \times 1.02] = 14.63 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{14.63 \times 27.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 21116.58 \text{ daN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### V-2-4 Vérification à l'ELS

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 20.231 \times 400^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5790} = 0.55 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.55 \text{ cm} < \bar{f} = 2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### Conclusion

L'IPE 270 convient comme poutre principale

### V-3 Pré dimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section l'IPE 200

### V-4 Pré dimensionnement des poteaux du RDC

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis

à la compression qui supportent les charges et

les transmettent aux fondations.

Pour le pré dimensionnement on choisit

celui du milieu, parce que c'est le plus sollicité

et on suppose un profilé en HEA 180.

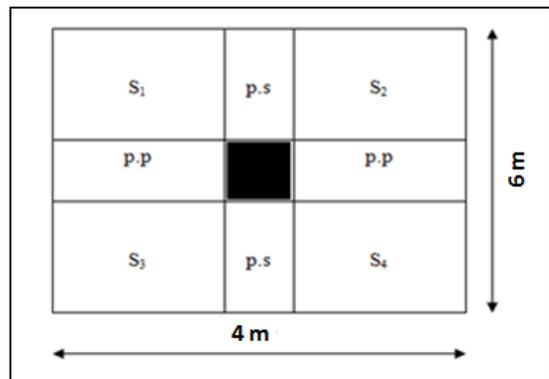


Figure V-2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

#### V-4-1 Les charges reprises par le poteau.

- Poids propre de la poutre principale  
 $G_{p,p} = 36.1 \times 4 \text{ m} = 144.4 \text{ kg}$
- Poids propre de la poutre secondaire  
 $G_{p,s} = 22.4 \times 6 \text{ m} = 134.4 \text{ kg}$
- Poids propre du poteau  
 $G_{pot} = 35.5 \times 2.96 \text{ m} = 105.08 \text{ kg}$
- Poids propre du plancher

Calcul des surfaces  $S_1, S_2, S_3$  et  $S_4$

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 6/2 \times 4/2 = 6$$

$$\text{Donc: } \rightarrow S = 4 \times 6 = 24 \text{ m}^2$$

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$G_{\text{plancher}} = 24 \text{ m}^2 \times 416.9 \text{ kg/m}^2 = 10005.6 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow G_{\text{total}} = 144.4 + 134.4 + 105.08 + 10005.6$$

$$G_{\text{total}} = 10389.5 \text{ kg}$$

➤ Surcharge d'exploitation du plancher

$$Q_{\text{plancher}} = 24 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 6000 \text{ kg}$$

### V-4-2 Calcul du moment sollicitant

$$N_{\text{sdy}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{\text{sdy}} = 1.35 \times 10389.5 + 1.5 \times 6000$$

$$N_{\text{sdy}} = 23025.83 \text{ daN} = 230.3 \text{ KN}$$

### V-4-3 Condition de résistance

$$N_{\text{sdy}} \leq N_{\text{crdy}}$$

Avec :  $N_{\text{crdy}} = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$  avec  $\beta = 1$  pour classe 1, 2 et 3

On a :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.9 \varepsilon = 86.4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda = \frac{L_f}{i} \quad L_f = 0.7 L = 0.7 \times 4.63 = 3.241 \text{ (encasturé-articulé)} \quad \text{et } i = 0.1684$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{3.241}{0.1684} = 19.25$$

$$\bar{\lambda} = \frac{19.25}{86.4} = 0.22$$

$$\left. \begin{array}{l} H/B = 171/180 = 0.95 > 1.2 \\ t_f = 9.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ Courbe de flambement a}$$

donc on utilisant la courbe de flambement **a** on déduit que  $\chi = 0.9956$

$$A.N : N_{\text{crdy}} = \frac{0.9956 \times 1 \times 45.3 \times 10^{-1} \times 275}{1.1} = 1127.52 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sdy}} = 230.3 \text{ KN} < N_{\text{crdy}} = 1127.52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### conclusion

Le profilé HEA 180 convient pour les poteaux du RDC

## V-5 Pré dimensionnement du portique

### V-5-1 Introduction

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont supposés composé de traverses qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses,

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

cette ossature à pour fonction première de supporter les charges et les actions agissants sur la structure et les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture et façade) et de séparation intérieure.

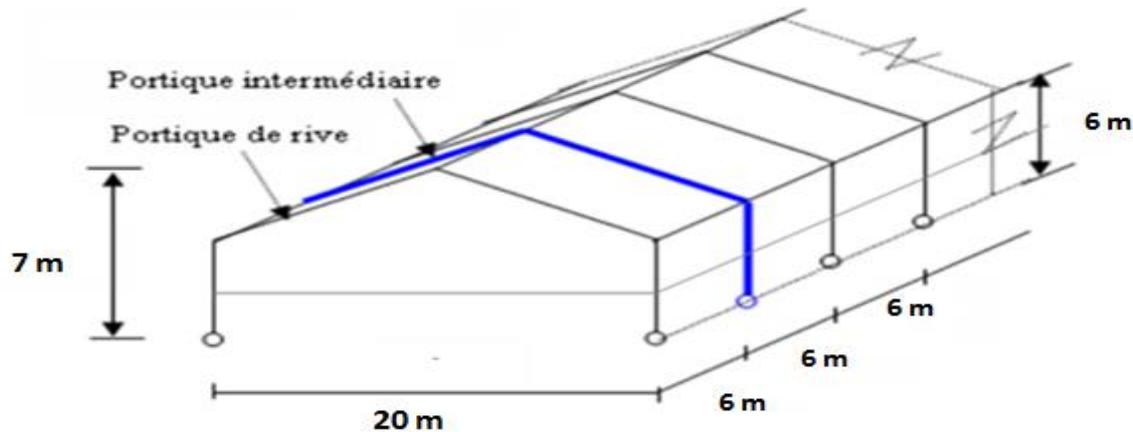


Figure V-3 : Vue du portique en 3D

### V-5-2 Evaluation des charges

#### 1. Les charges permanentes revenant à la traverse de la toiture.

- Couverture en panneaux sandwichs TL75 .....  $G = 14.2 \text{ daN/m}^2$
- Accessoires de poses .....  $G = 5 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la panne (IPE 140) .....  $G = 12.9 \text{ daN/m}$
- Poids propre de la traverse estimé (IPE 330) .....  $G = 49.1 \text{ daN/m}$

Avec L'entre axe des portiques est :  $e = 6 \text{ m}$

$$G = (14.2 + 5 + \frac{12.9}{1.1695}) \times 6 + 49.1 = 230.5 \text{ daN/m}_1$$

$$G = 230.5 \text{ daN/m}_1$$

#### 2. Les charges revenant à la poutre principale du plancher intermédiaire

##### ➤ Charges permanentes

- Poids propre du plancher :  $G_p = 416.9 \times 3 = 1250.7 \text{ daN/m}_1$
- Poids propre de la solive :  $G_s = 22.4 \text{ daN/m}_1$

$$\rightarrow G_T = 1273.1 \text{ daN/m}_1$$

##### ➤ Charges variables

- Surcharge d'exploitation :  $P = 250 \text{ daN/m}^2$  (DTR B.C.2.2 tableau 7.2.4)

$$\rightarrow Q = p \times d = 250 \times 3 = 750 \text{ daN/m}_1$$

#### 3. Effet de la neige

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre II**

$$N = 64 \text{ daN/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 64 \times 6 = 384 \text{ daN/m}_1$$

$$N = 384 \text{ daN/m}_1$$

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

### 4. Effet du vent

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-2-4)**

- Pour la face long pan le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone H pour le versant de toiture.
- Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone I pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon est le plus défavorable.

**Tableau V-3** : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en **daN/m<sup>2</sup>**, cas de vent le plus défavorable

Parois verticales						Versants de toitures					
Zone	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W <sub>(z)1</sub>	W <sub>(z)2</sub>	Zone	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi1</sub>	C <sub>pi2</sub>	W <sub>(z)1</sub>	W <sub>(z)2</sub>
D	+0.8	+0.2	-0.3	30.4	55.7	F	-1.76	+0.2	-0.3	-106.62	-79.42
A	-1.0	+0.2	-0.3	-60.76	-35.44	G	-1.33	+0.2	-0.3	-83.23	-56.03
B	-0.8	+0.2	-0.3	-50.63	-25.32	H	-0.70	+0.2	-0.3	-49	-21.76
C	-0.5	+0.2	-0.3	-35.44	-10.13	I	-0.60	+0.2	-0.3	-43.52	-16.32
E	-0.3	+0.2	-0.3	-25.32	0						

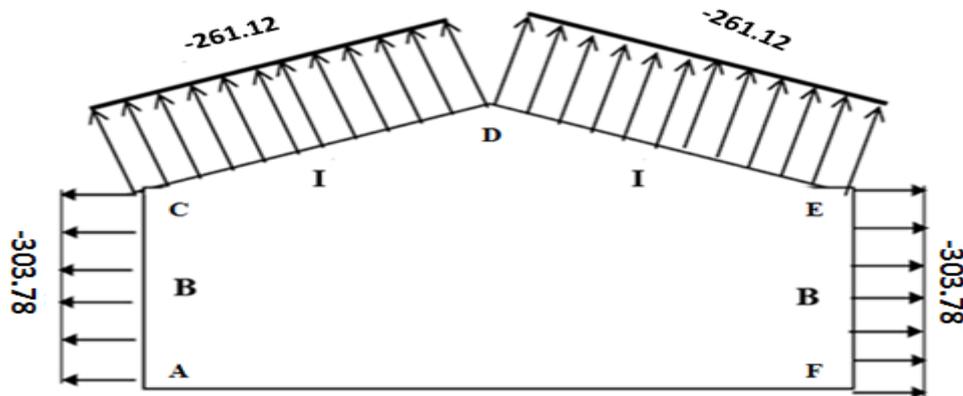
Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément réparti.

- ⇒ (+) pression : action du vent vers la paroi
- ⇒ (-) dépression : action du vent hors de la paroi

$$- q_j [\text{daN/ml}] = q_j [\text{daN/m}^2] \times \text{entraxe}$$

avec l'entraxe = 6m



**Figure V-4:** La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

**Remarque :**

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la **zone I** comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : **W = -261.12 daN/ml**

**5. Surcharge d'entretien**

Dans le cas des toitures inaccessible, on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant, et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée. **(D'après le DTR BC 2.2 article 7.3.1).**

$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \rightarrow Q = 100 \times 6 = 600 \text{ daN/ml}$

**V-5-3 Combinaison des charges à l'ELU**

- 1.35GP + 1.5QP
- 1.35G + 1.35N + 1.35 VGD+ 1.35VT+ 1.35 VG
- 1.35G + 1.5VG +1.5VT+ 1.5 VD
- G+1.5VD+1.5VT+1.5VG

**Tableau V-4 :**Les Combinaisons Utilisées

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
7 (C)	COMB4	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$2*1.35+(8+9+10)*1.50$
11 (C)	COMB1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(2+6+8+9+10)*1.35$
12 (C)	COMB2	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$2*1.00+(8+9+10)*1.50$
13 (C)	COMB3	Combinaison lin	ELU	Structurelle	$(3+5)*1.35$

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

### V-6 Etude numérique du portique avec le logiciel ROBOT

#### V-6-1 Introduction

**Robot Structural Analysis Professional** est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, qui intègre des capacités exceptionnelles de maillage automatique, pour des résultats rapides et parfaitement actualisés.

#### V-6-2-Description du logiciel ROBOT

Après le lancement du système **ROBOT** pour ce faire, cliquer sur l'icône appropriée affichée sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la barre des tâches, la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.



FigureV-5 Interface du logiciel Robot Structural Analysis Professional.

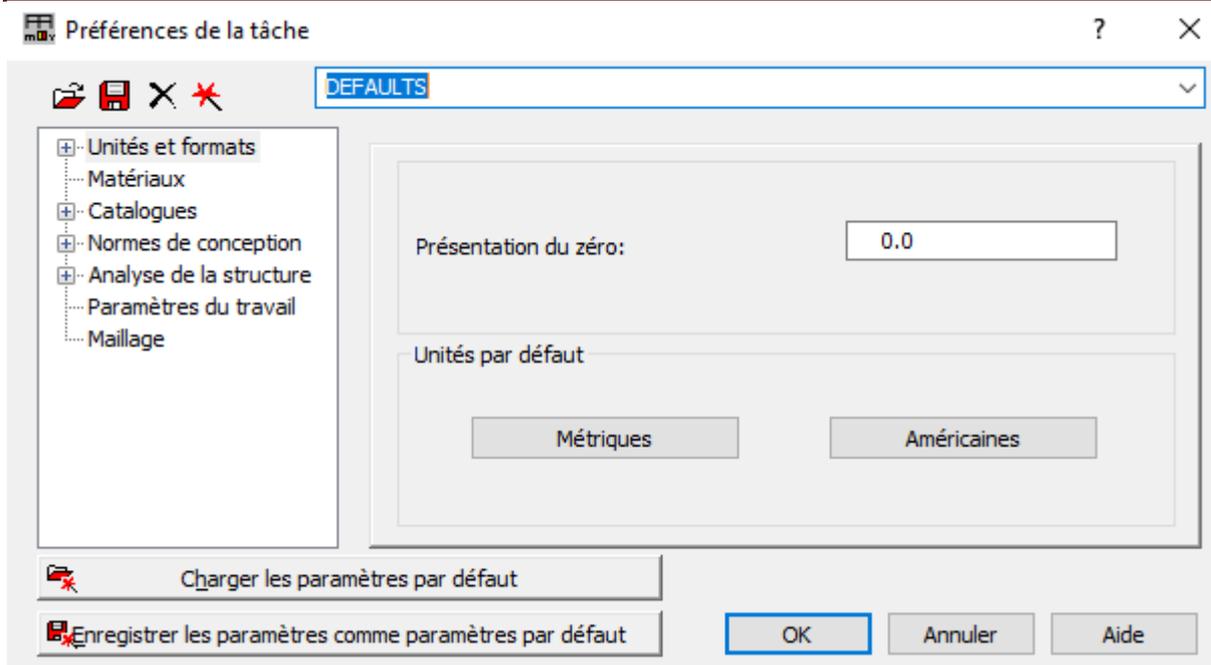
#### V-6-3- Les étapes à suivre dans le logiciel

##### ❖ La première étape

- Les préférences de l'affaire :

Les préférences de l'affaire vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, ... etc. Tout comme les Préférences, vous y accédez dans le menu déroulant Outils. Vous naviguez dans l'arborescence de **ROBOT** afin de régler les différentes unités de forces, Dimensions et Normes.

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

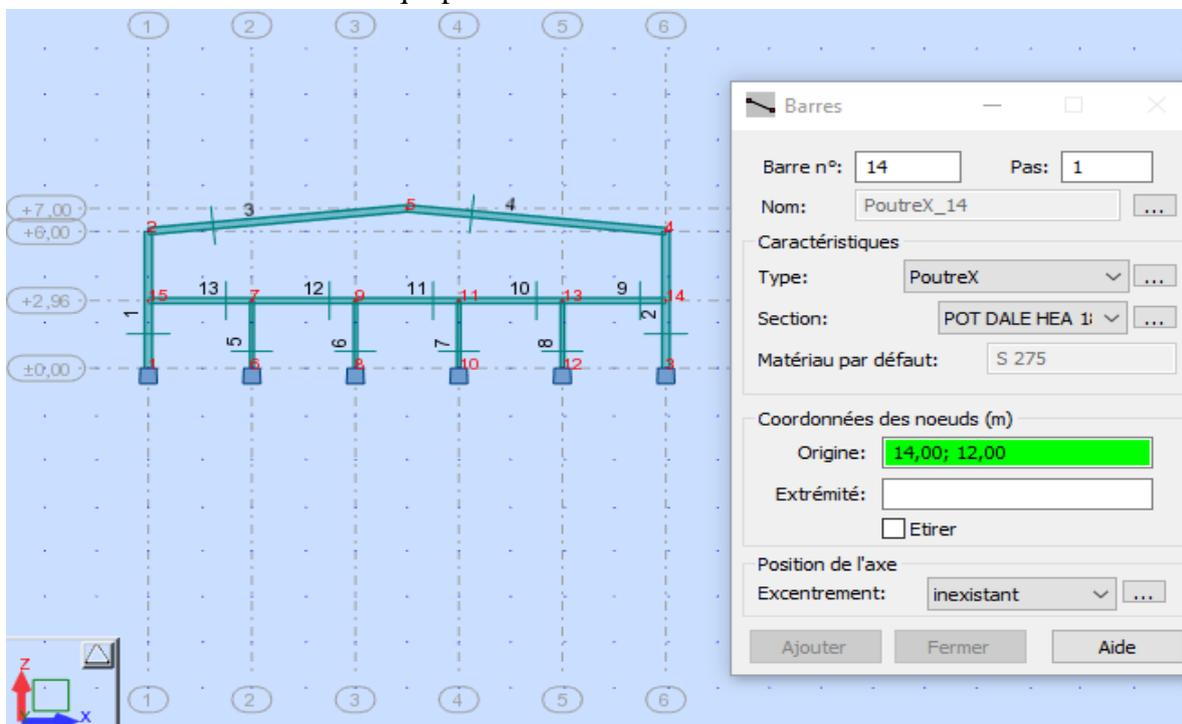


FigureV-6 : Les préférences de l'affaire .

### ❖ La deuxième étape

#### - La modélisation:

La définition d'une structure commence par la définition des nœuds et des éléments barres. Dans ROBOT, seule la définition des éléments barres est nécessaire puisque les nœuds sont alors automatiquement créés aux extrémités de ces dernières. L'outil de calcul propose de nombreuses fonctionnalités qui permettent une modélisation avancée.



FigureV-7 : Création des éléments de la structure

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

### ❖ La troisième étape

Application des charges (neige, vent, séisme, charge d'exploitation, et des combinaisons d'action...etc.) à la structure.

#### - Type de chargement

Toutes les charges pré définies dans le logiciel (ROBOT) sont groupées en cas de charge, chaque cas possède un numéro et un nom. Dans le même cas de charge, vous pouvez définir un nombre quelconque de charge, les cas de charge peuvent être ensuite composés en combinaisons. Pour le cas de charges à définir dans ROBOT vous pouvez par exemple, définir les natures suivantes: neige, vent, permanentes et d'exploitations.

#### - Combinaisons de charges

La génération des pondérations se fait de manière automatique par le logiciel ROBOT ce qui permet de créer une combinaison de cas de charge. Les combinaisons seront du type ELU, ELS au accidentelle. Cette fonctionnalité de base permet à l'utilisateur de déclarer ces propres combinaisons et enveloppes de cas de charges.

### ❖ La quatrième étape

#### - Vérification et analyse

Après la modélisation et l'application des charges on lance l'analyse et l'optimisation des familles. On obtient trois profiles:

- La première présente la plus basse limite et qu'il ne faut pas franchir.
- La deuxième c'est le profil optimal.
- La troisième représente le profile sur-dimensionné .

#### - Affichage des résultats

### V-6-4 Résultats obtenus du logiciel de calcul:

#### Vérification des éléments structuraux

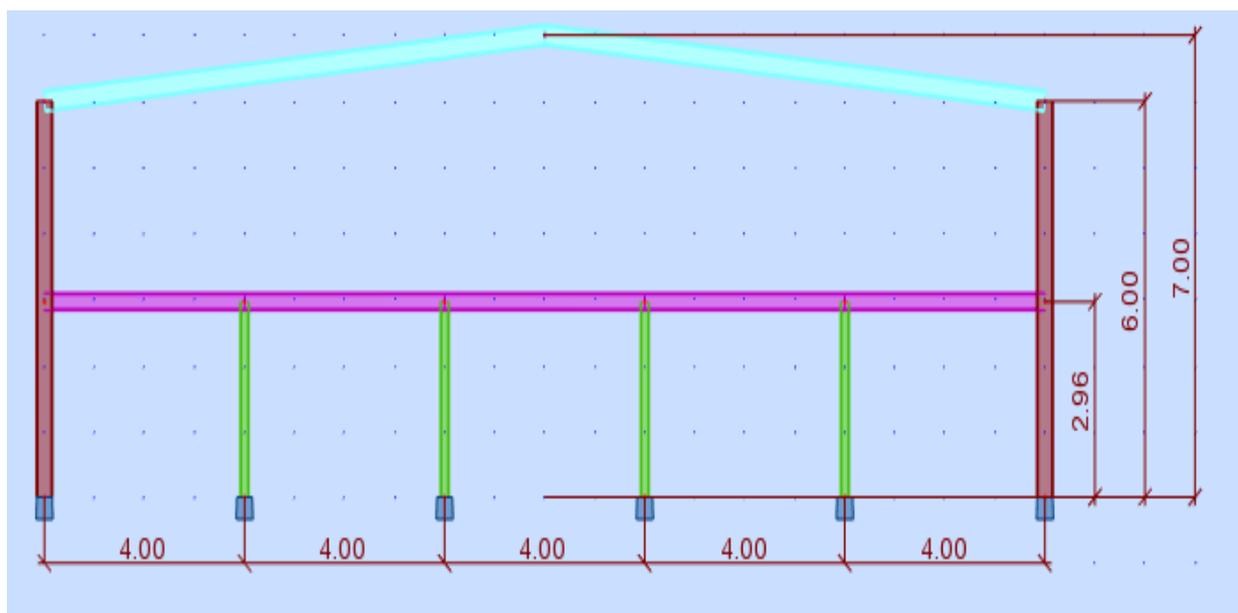


Figure V-8: Vue de face du portique

## Poteaux :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles avec optimisation

**FAMILLE:** 1 poteau

**PIECE:** 1 Poteaux\_1

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

6.00 m

#### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 COMB1 (2+6+8+9+10)\*1.35

#### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00$  MPa



#### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm <sup>2</sup>	Az=35.14 cm <sup>2</sup>	Ax=72.73 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm <sup>4</sup>	Iz=1043.45 cm <sup>4</sup>	Ix=37.49 cm <sup>4</sup>
tf=1.3 cm	Wply=1019.15 cm <sup>3</sup>	Wplz=191.10 cm <sup>3</sup>	

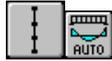
#### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 4794.4238 daN	My,Ed = -126.21 kN*m	
Nc,Rd = 200007.5000 daN	My,Ed,max = -126.21 kN*m	
Nb,Rd = 49237.3203 daN	My,c,Rd = 280.27 kN*m	Vz,Ed = -5608.4937 daN
	MN,y,Rd = 280.27 kN*m	Vz,c,Rd = 55789.0678 daN
		Classe de la section = 1



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.00 m	Lam_y = 0.15
Lcr,y = 2.00 m	Xy = 1.00
Lamy = 13.37	kyy = 1.02



en z:

Lz = 6.00 m	Lam_z = 1.82
Lcr,z = 6.00 m	Xz = 0.25
Lamz = 158.41	kzy = 0.53

#### FORMULES DE VERIFICATION:

##### Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

##### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{y} = 13.37 < \Lambda_{y,max} = 210.00 \quad \Lambda_{z} = 158.41 < \Lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(X_y * N,Rk/gM1) + k_{yy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_z * N,Rk/gM1) + k_{zy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## Traverses

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles avec optimisation

**FAMILLE:** 2 Traverse

**PIECE:** 4 Arba\_4  
10.05 m

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

#### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 COMB1 (2+6+8+9+10)\*1.35

#### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00$  MPa



#### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm <sup>2</sup>	Az=35.14 cm <sup>2</sup>	Ax=72.73 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm <sup>4</sup>	Iz=1043.45 cm <sup>4</sup>	Ix=37.49 cm <sup>4</sup>
tf=1.3 cm	Wply=1019.15 cm <sup>3</sup>	Wplz=191.10 cm <sup>3</sup>	

#### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 6057.7228 daN	My,Ed = -126.21 kN*m		
Nc,Rd = 200007.5000 daN	My,Ed,max = -126.21 kN*m		
Nb,Rd = 200007.5000 daN	My,c,Rd = 280.27 kN*m	Vz,Ed = -4212.5640 daN	
	MN,y,Rd = 280.27 kN*m	Vz,c,Rd = 55789.0678 daN	
	Mb,Rd = 159.37 kN*m		

Classe de la section = 1



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 218.10 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.55
Lcr,low=10.05 m	Lam_LT = 1.13	fi,LT = 1.27	XLT,mod = 0.57

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzy = 1.00

#### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.82 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## Poteaux dalle

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles avec optimisation

**FAMILLE:** 3 poteau dalle

**PIECE:** 16 Poteau\_16

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

2.96 m

#### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 COMB3 (3+5)\*1.35

#### MATERIAU:

S 275 ( S 275 ) fy = 275.00 MPa



#### PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180

h=17.1 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=18.0 cm

Ay=37.93 cm<sup>2</sup>

Az=14.47 cm<sup>2</sup>

Ax=45.25 cm<sup>2</sup>

tw=0.6 cm

Iy=2510.29 cm<sup>4</sup>

Iz=924.61 cm<sup>4</sup>

Ix=14.86 cm<sup>4</sup>

tf=0.9 cm

Wply=324.85 cm<sup>3</sup>

Wplz=156.49 cm<sup>3</sup>

#### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N<sub>Ed</sub> = 11336.8955 daN

M<sub>y,Ed</sub> = 0.50 kN\*m

N<sub>c,Rd</sub> = 124437.5000 daN

M<sub>y,Ed,max</sub> = 0.50 kN\*m

N<sub>b,Rd</sub> = 85968.8270 daN

M<sub>y,c,Rd</sub> = 89.33 kN\*m

M<sub>N,y,Rd</sub> = 89.33 kN\*m

V<sub>z,Ed</sub> = 27.6617 daN

V<sub>z,c,Rd</sub> = 22974.2106 daN

Classe de la section = 1



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L<sub>y</sub> = 2.96 m

Lam<sub>y</sub> = 0.46

L<sub>cr,y</sub> = 2.96 m

X<sub>y</sub> = 0.90

Lam<sub>y</sub> = 39.74

k<sub>yy</sub> = 0.66



en z:

L<sub>z</sub> = 2.96 m

Lam<sub>z</sub> = 0.75

L<sub>cr,z</sub> = 2.96 m

X<sub>z</sub> = 0.69

Lam<sub>z</sub> = 65.48

k<sub>zy</sub> = 0.34

#### FORMULES DE VERIFICATION:

##### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

##### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{b,y} = 39.74 < \Lambda_{b,max} = 210.00$        $\Lambda_{b,z} = 65.48 < \Lambda_{b,max} = 210.00$       STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.10 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.13 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## Poutre principale

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles avec optimisation

**FAMILLE:** 4 poutre maitresse

**PIECE:** 20 Poutre\_20

**POINT:** 7

**COORDONNEE:**  $x = 1.00 L =$

4.00 m

#### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 COMB3 (3+5)\*1.35

#### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00$  MPa



#### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

$h = 27.0$  cm

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

$b = 13.5$  cm

$A_y = 31.46$  cm<sup>2</sup>

$A_z = 22.14$  cm<sup>2</sup>

$A_x = 45.95$  cm<sup>2</sup>

$tw = 0.7$  cm

$I_y = 5789.78$  cm<sup>4</sup>

$I_z = 419.87$  cm<sup>4</sup>

$I_x = 16.02$  cm<sup>4</sup>

$tf = 1.0$  cm

$W_{ply} = 484.00$  cm<sup>3</sup>

$W_{plz} = 96.95$  cm<sup>3</sup>

#### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 595.0951$  daN

$M_{y,Ed} = -38.34$  kN\*m

$N_{c,Rd} = 126362.5000$  daN

$M_{y,Ed,max} = -38.34$  kN\*m

$N_{b,Rd} = 126362.5000$  daN

$M_{y,c,Rd} = 133.10$  kN\*m

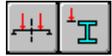
$V_{z,Ed} = -5725.1778$  daN

$M_{N,y,Rd} = 133.10$  kN\*m

$V_{z,c,Rd} = 35157.0518$  daN

$M_{b,Rd} = 80.99$  kN\*m

Classe de la section = 1



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 115.31$  kN\*m

Courbe,LT -

$XLT = 0.58$

$L_{cr,low} = 4.00$  m

$Lam_{LT} = 1.07$

$fi_{,LT} = 1.19$

$XLT_{,mod} = 0.61$

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

#### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.29 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.16 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.47 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.48 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.48 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

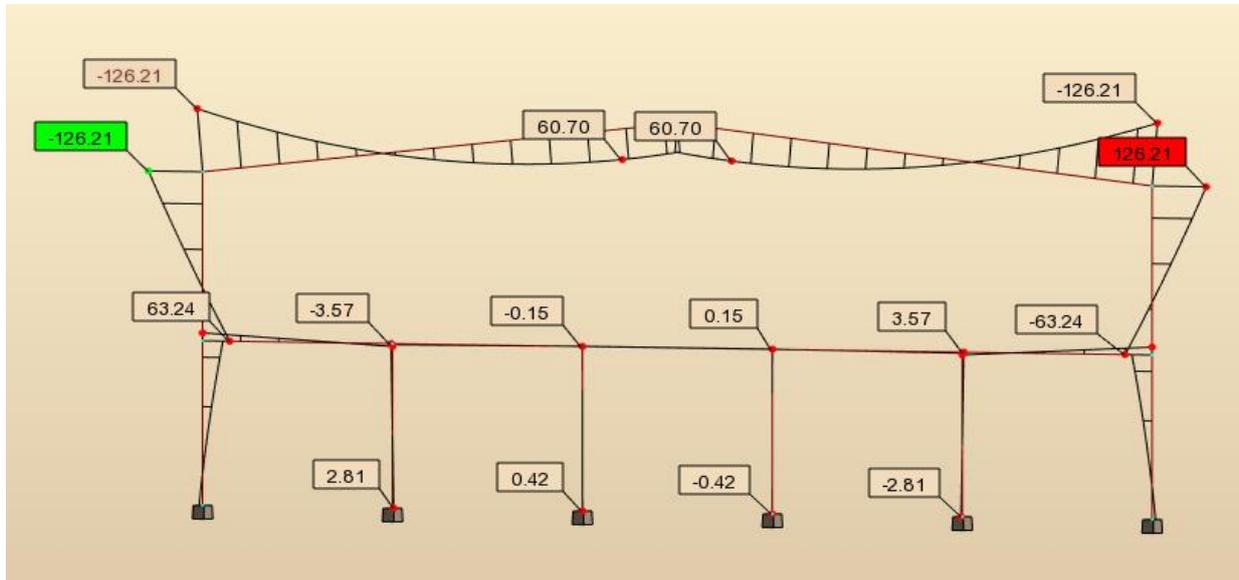
**Tableau V-5** : Note de calcul simplifiée

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 poteau</b>						
1 Poteaux_1	IPE 360	S 275	13.37	158.41	0.48	11 COMB1
<b>Famille : 2 Traverse</b>						
4 Arba_4	IPE 360	S 275	67.20	265.33	0.82	11 COMB1
<b>Famille : 3 poteau dalle</b>						
16 Poteau_16	HEA 180	S 275	39.74	65.48	0.13	13 COMB3
<b>Famille : 4 poutre maitresse</b>						
20 Poutre_20	IPE 270	S 275	35.63	132.33	0.48	13 COMB3

### V-6-5 Diagrammes des moments fléchissants $M_y$ :

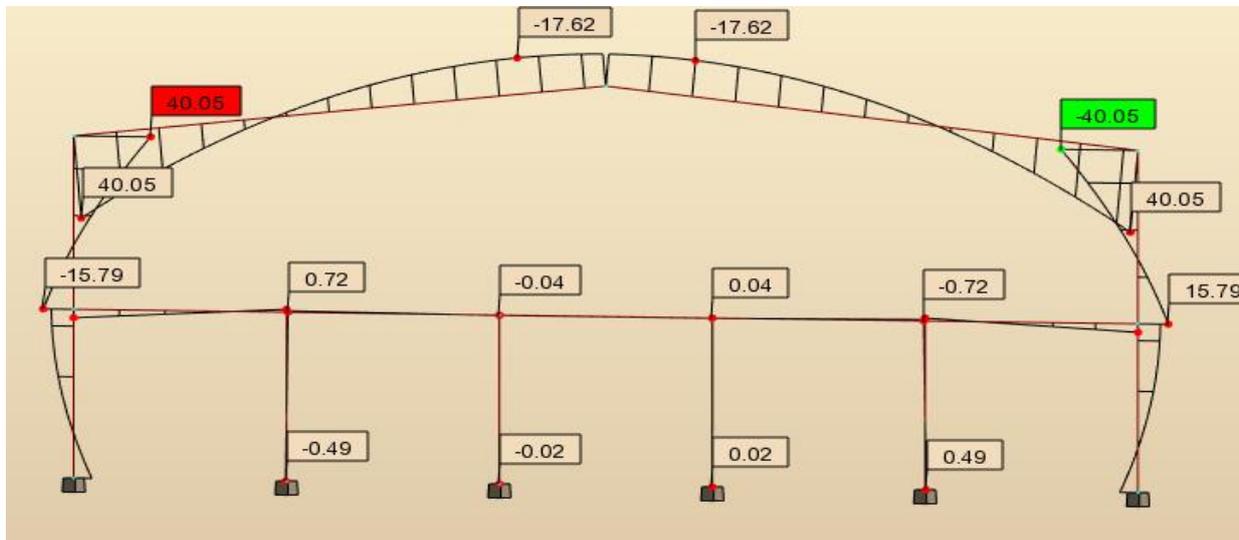
➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU)  $1.35G+1.35N+1.35VG+1.35VD+1.35VT$



**Figure V-9** :Diagramme des moments fléchissants

(ELU)  $G+1.5VG+1.5VD+1.5VT$



**Figure V-10** : Diagramme des moments fléchissants.

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

### V-6-5 Diagrammes des efforts normaux ( $N_{sd}$ )

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU)  $1.35G+1.35N+1.35VG+1.35VD+1.35VT$

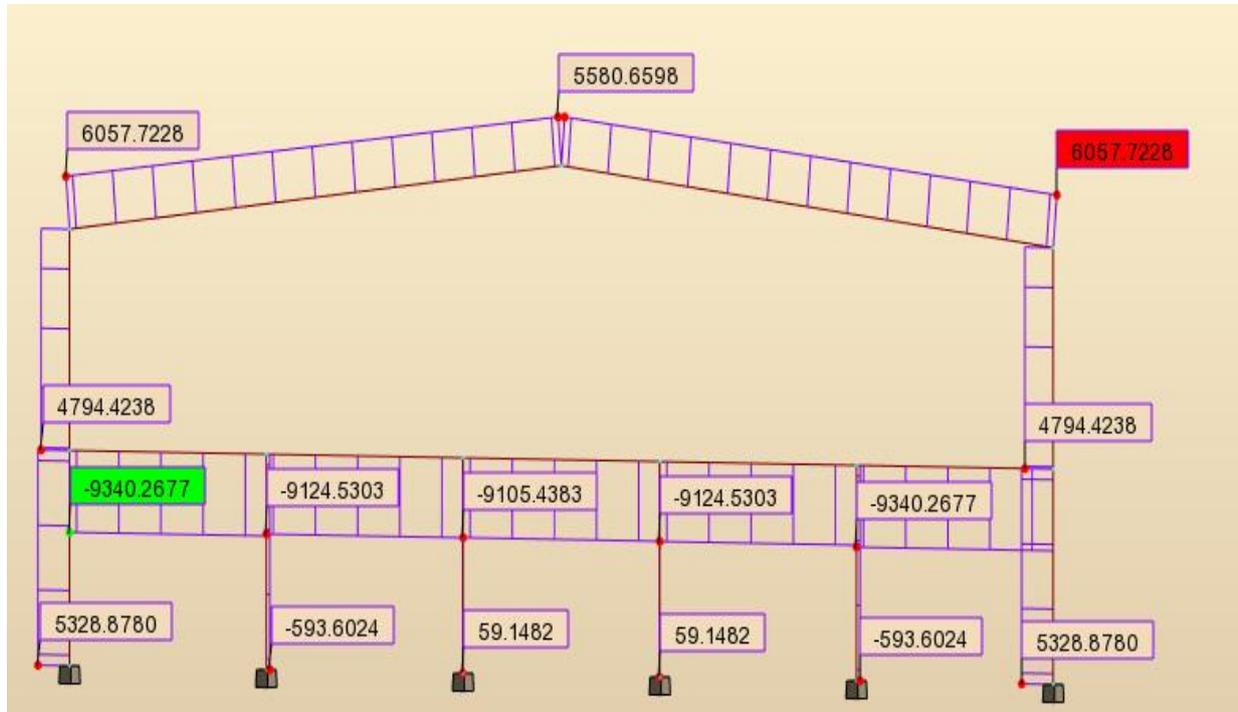


Figure V-11 Diagramme des efforts normaux

(ELU)  $G+1.5VG+1.5VD+1.5VT$

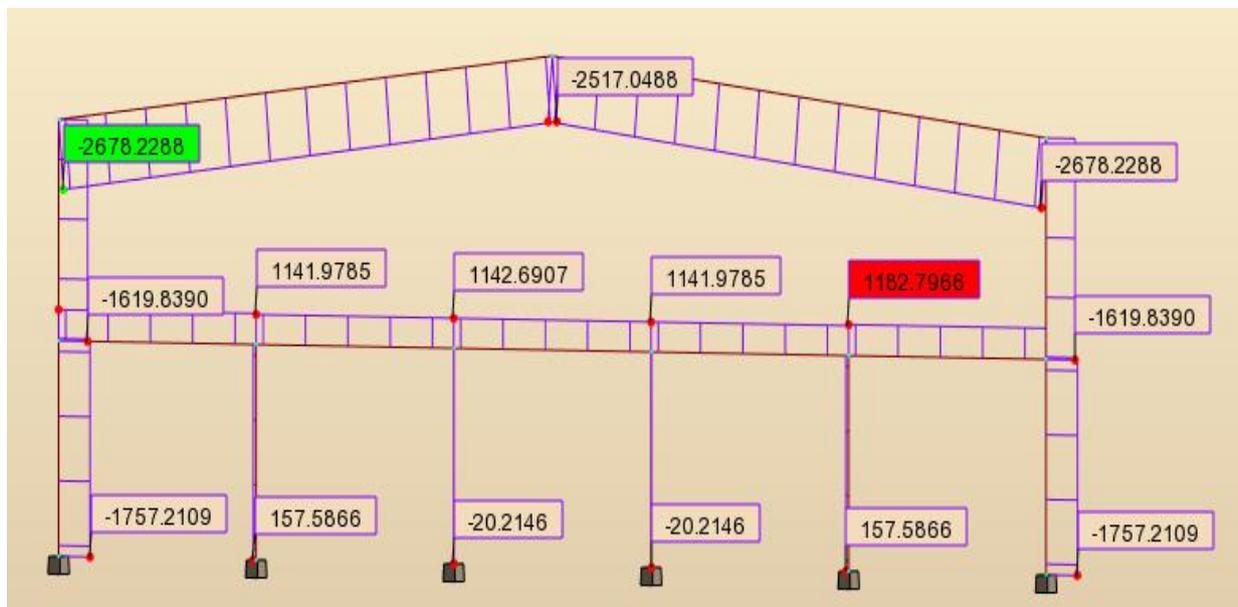


Figure V-12 Diagramme des efforts normaux

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

### V-6-6 Diagrammes des efforts tranchants

➤ Selon les combinaisons les plus défavorables :

(ELU)  $1.35G+1.35N+1.35VG+1.35VD+1.35VT$

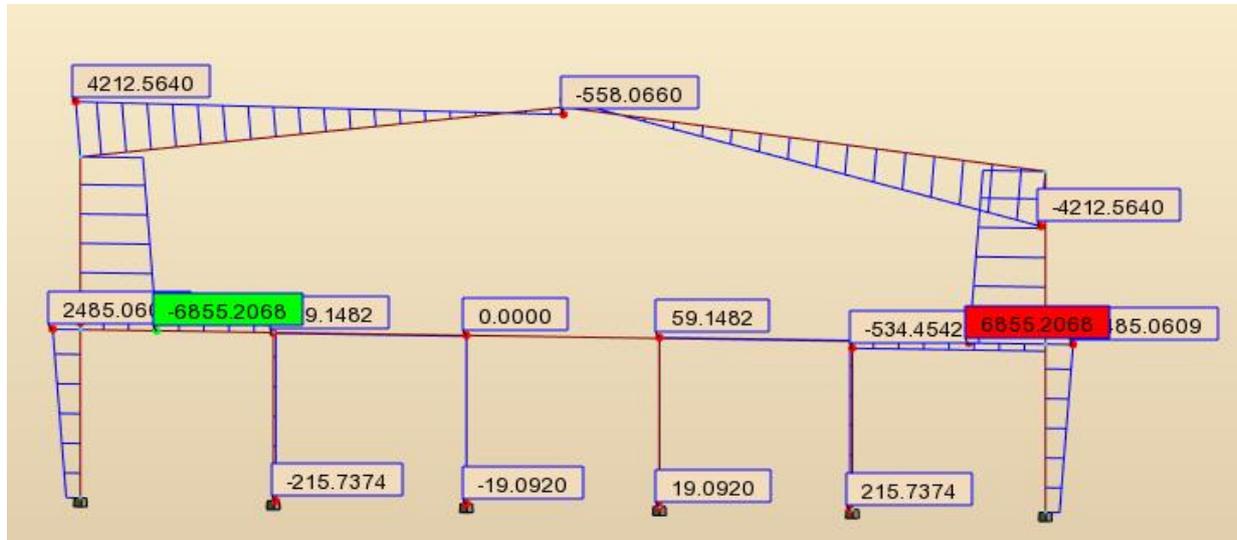


Figure V-13 Diagramme des efforts tranchants

(ELU)  $G+1.5VG+1.5VD+1.5VT$

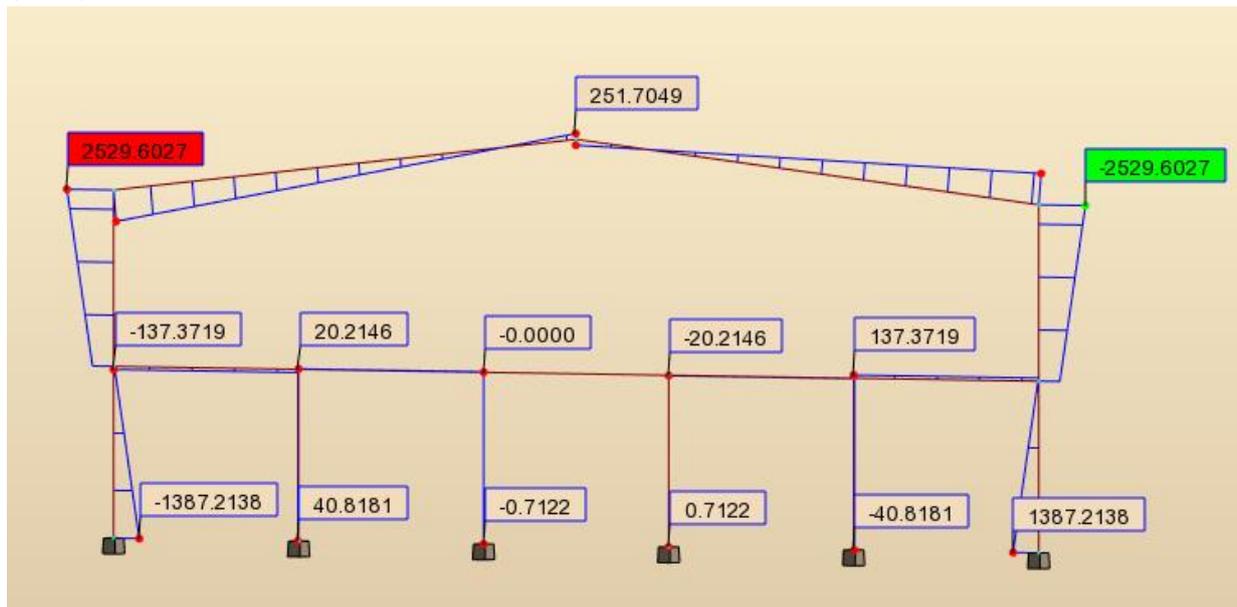


Figure V-14 Diagramme des efforts tranchants

### V-7 Les vérifications manuelles des résultats

#### V-7-1 Vérification de la traverse (IPE 360) :

Les efforts sont tirés à partir du Robot :

La longueur de la traverse :  $L= 10.05$  m

$V_{sd} = 68.55$  KN

$M_{ysd} = 126.21$  kN.m

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

La section IPE 360 est de classe 01 en flexion dévié

- **Vérification à la flexion bi-axiale**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha \leq 1$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} = \frac{1019 \times 10^{-4} \times 2750}{1.1} = 254.75 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha = \left[ \frac{126.21}{254.75} \right]^2 = 0.24 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Donc la flexion bi-axiale est vérifiée

- **Vérification au cisaillement**

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1.1} = \frac{35,1 \times \frac{2750}{\sqrt{3}}}{1.1} = 50662,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 68.55 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 50662,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc la résistance au cisaillement est vérifiée

- **Vérification de la stabilité au déversement**

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement (bloquée) par les pannes.

### V-7-2 Vérification des poteaux (IPE 360)

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du logiciel Robot sont:

**Tableau V4** : Sollicitations sur le poteau IPE360

combinaison	H[m]	N [KN]	M <sub>y</sub> [ KN.m]	V <sub>z</sub> [KN]
1.35G+1.35N+1.35VG+1.35VD+1.35VT	6	60.57	126.21	68.55

- **Vérification à la résistance**

Classe de la section : La section est de classe 1.

Pour la vérification de la section à la résistance on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{1.1} = \frac{72.7 \times 27.5}{1.1} = 1817.5 \text{ KN}$$

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$N_{sd} = 60.57 \text{KN} \leq N_{plrd} = 1817.5 \text{KN} \dots \text{Vérfiée}$$

### • Vérification à l'effort tranchant

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{1.1} = \frac{35,1 \times \frac{2750}{\sqrt{3}}}{1.1} = 50662,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 68.55 \text{KN} \leq 0.5 V_{plrd} = 25331.25 \text{KN} \dots \text{Vérfiée}$$

→ pas de réduction du moment plastique.

### • Vérification au moment fléchissant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

$$M_{ply,rd} \geq N_{sd}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{1.1} = \frac{1019 \times 10^{-4} \times 2750}{1.1} = 254.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = 254.75 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 126.21 \text{KN.m} \dots \text{Vérfiée}$$

### • Vérification au flambement

Il faut vérifier que la condition suivante soit satisfaite

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

- $G = (2918 / 6) = 486.33 \text{ daN}$
- $N = 384 \text{ daN/ml}$
- $V_p =$  Cas de vent suivant les parois ( long pan) →  $V_p = 303.78 \text{ daN/ml}$
- $V_T =$  Cas de vent suivant la toiture à la zone I →  $V_T = 261.12 \text{ daN/ml}$
- Selon la combinaison la plus défavorable à l'ELU  $1.35G + 1.35N + 1.35V_T + 1.35V_P$
- $Q_z = 1,35 (486.33 + 384 + 303.78 + 261.12) = 1937.56 \text{ daN/ml}$
- $N_{sd} = Q_z \times$  (entre axe des portiques)

$$\rightarrow N_{sd} = 1937.56 \times 6 = 11625.36 \text{ daN}$$

$$\rightarrow M_{ysd} = \frac{V_P \times l^2}{8}$$

$$M_{ysd} = \frac{V_P \times l^2}{8} = \frac{303.78 \times 6^2}{8} = 1367.01 \text{ daN.m}$$

a) Calcul de l'élancement  $\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$

$$- \lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[ \frac{2.1 \times 10^6}{2750} \right]^{0.5} = 86.81$$

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

- $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{15} = 40$
- $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{13.79} = 52.77$
- $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{40}{86.81} = 0.46$
- $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{52.77}{86.81} = 0.61$

b) Choix de la courbe de flambement

**Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1** nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{36}{17} = 2.1 > 1.2 \quad \text{et } t_f = 12.7 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

**Tableau V-5** : Caractéristique de la courbe de flambement

Axe de flambement	Courbe	Facteur d'imperfections
Y-Y	A	0.21
Z-Z	b	0.34

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

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

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.21(0.46 - 0.2) + 0.46^2] = 0.63$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.63 + [0.63^2 - 0.46^2]^{0.5}} = 0.94$$

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

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

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + 0.34(0.61 - 0.2) + 0.61^2] = 0.75$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.75 + [0.75^2 - 0.61^2]^{0.5}} = 0.84$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \chi_z = 0.84$$

On à :

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

## Chapitre V : pré dimensionnement des éléments structuraux

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A f_z} \leq 1.5$$

Avec :

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

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

Ou :

$\beta_{My} = 1.8$  moment due à des charges transversales plus un moment

$$\mu_y = 0.46(2 \times 1.8 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = -0.056$$

$$\mu_z = 0.61(2 \times 1.8 - 4) + \frac{191 - 123}{123} = 0.31$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.056 \times 11625.36}{0.94 \times 72.7 \times 275} = 1.03 \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Donc :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{plrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{ply,rd}} = \frac{11625.36}{0.84 \times 181750} + \frac{1.03 \times 1367.01}{25475} = 0.13 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

⇒ Pas de risque au flambement pour le poteau ( **IPE360** )

### V-8 Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments structuraux et avoir fait toutes les vérifications nécessaires , nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Poutres principales du plancher	<b>IPE 270</b>
Poutres secondaires du plancher	<b>IPE 200</b>
Poteaux	<b>IPE 360</b>
Poteaux mezzanine	<b>HEA 180</b>
Traverses	<b>IPE 360</b>

**CHAPITRE VI :**  
**PRÉDIMENSIONNEMENT DES**  
**CONTREVENTEMENTS**

---

## Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

### VI-1 Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs ...etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

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

### VI-2 Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et transmettre les efforts dus aux actions latérales ou horizontales (le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres) jusqu'aux fondations.
- Permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure .
- Limiter les déplacements horizontaux sous l'effet de ces actions.
- Ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

### VI-3 Prédimensionnement de la poutre au vent en pignon selon l'EC3

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets aux quelles on adjoint l'effort d'entraînement .

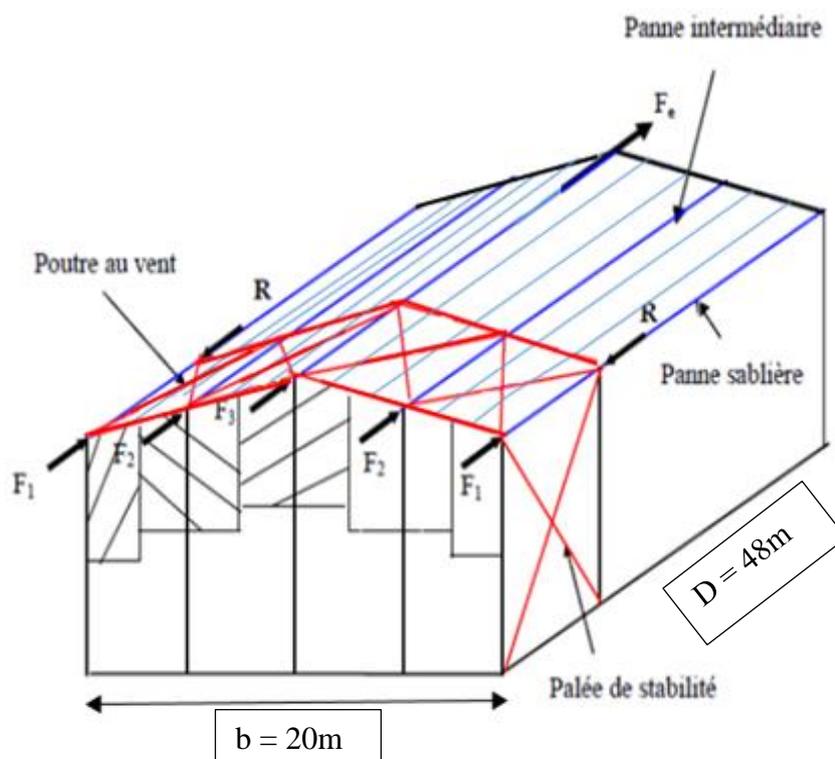
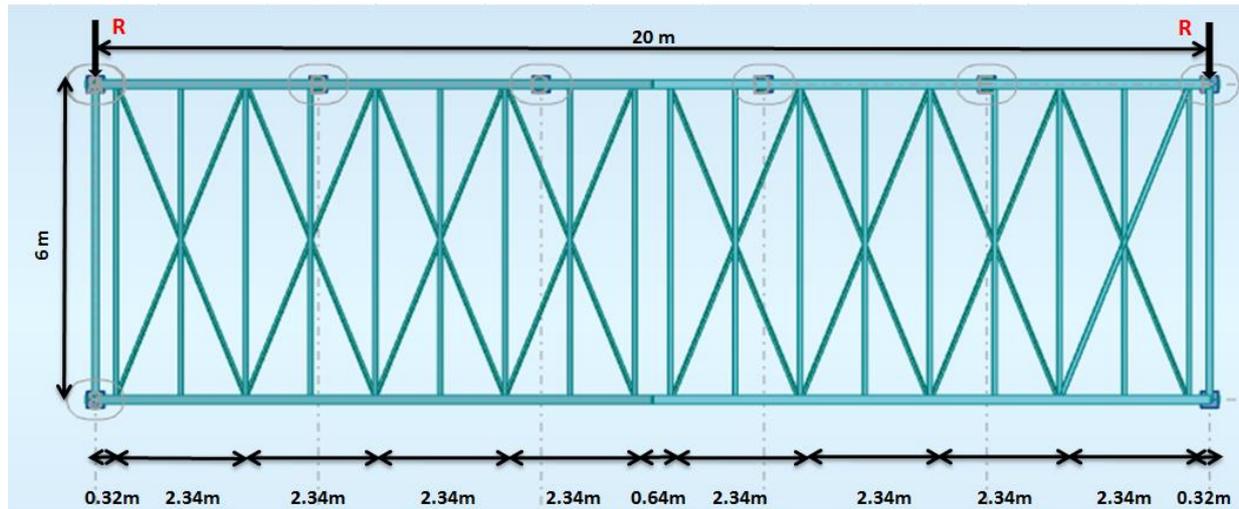


Figure VI-1 : Effort du vent sur le pignon

## Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

### VI-3-1 Evaluation des efforts



**Figure VI-2:** Schéma statique de la poutre au vent

L'effort  $F$  en tête du potelet se décompose en :

- Un effort  $F$  de compression simple en tête du poteau.
- Un effort  $F_d$  de traction dans les diagonales.

Calcul des forces :

- **Effort  $F$  de compression simple en tête des potelets.**

On a :  $h_1 = 6 \text{ m}$                        $h_2 = 6.4 \text{ m}$                        $h_3 = 6.8 \text{ m}$

Et la force de frottement du vent perpendiculaire au pignon  $F_{fr} = 2099.4$  (**chapitre II étude climatique**)

La pression du vent :  $V = q_h = 54.4 \text{ daN/m}^2$  (**chapitre II**)

- $F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left( 54.4 \times \frac{6}{2} \times \frac{20}{8} \right) + \frac{2099.4}{8} = 670.43 \text{ daN}$
- $F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 54.4 \times \frac{6.4}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{2099.4}{4} = 1395.25 \text{ daN}$
- $F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4} = \left( 54.4 \times \frac{6.8}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{2099.4}{4} = 1449.65 \text{ daN}$
- **Effort de traction dans les diagonales.**

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grand élancement, elles tendent à flamber sous faibles efforts, suivant le sens du vent, c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale, par méthode des coupures, on établit que l'effort  $F_d$  dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

## Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

$$F_d \cdot \cos\theta + F_1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(670.43 + 1395.25) + 1449.65}{2}$$

$$R = 2790.505 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{2.34}{6} \Rightarrow \text{Arctg } \theta = \frac{2.34}{6} = 21.31^\circ$$

$$D'où: F_d = \frac{R - F_1}{\cos\theta} = \frac{2790.505 - 670.43}{\cos 21.31^\circ} = 2275.67 \text{ daN}$$

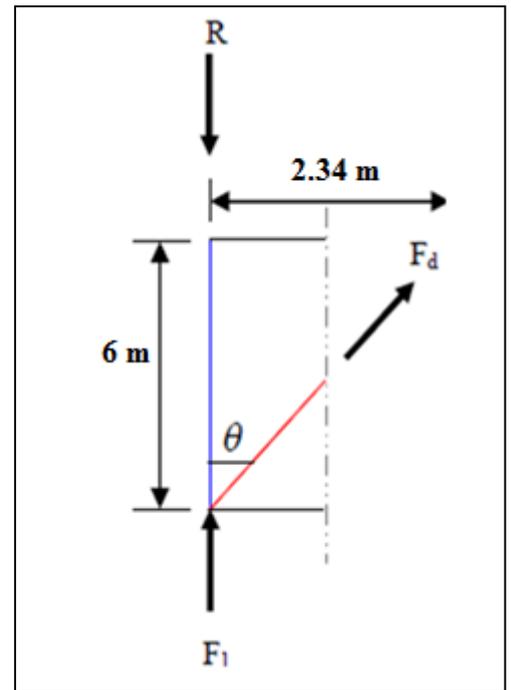
➤ **Section de la diagonale :**

$$\text{On à: } N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$\text{Avec: } N_{sd} = 1.5 \times F_d = 3413.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \mathbf{34.135 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc: } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{34.135 \times 1.1}{27.5} = 1.36 \text{ cm}^2$$



**Figure VI-3:** L'effort  $F_d$  dans la diagonale d'extrémité

Donc on opte une barre de cornière égale : L25x25x3 ( $A = 1.42 \text{ cm}^2$ ) avec un boulon de 12 mm et trous de 13mm.

### VI-3-2 Vérification à la résistance ultime de la section

$$\text{On doit vérifier que } N_{sd} = 1.5 F_d < N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - (d_0 \times t) = 1.42 - (1.3 \times 0.3) = 1.03 \text{ cm}^2$$

$\beta$  : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe  $p_1$  des trous.

**Tableau VI-1 :** Coefficients minorateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$

Tableau – coefficients minorateurs $\beta_1$ et $\beta_2$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
$\beta_2$ (boulons)	0.4	0.7
$\beta_2$ (3 boulons ou plus)	0.5	0.7

On prend : une attache de 2 boulon avec  $p_1 = 100 \text{ mm}$  ;  $e_1 = 25 \text{ mm}$

## Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

$$p_l = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 15 = 75 \text{ mm}$$

Avec :  $d_0 = 15 \text{ mm}$  diamètre des trous

$$\beta = \beta_2 = 0.7$$

$$\rightarrow N_{u \text{ rd}} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 1.03 \times 3600}{1.25} = 2076.48 \text{ daN}$$

On a  $N_{sd} = 3413.5 \text{ daN} > N_{u \text{ rd}} = 2076.48 \text{ daN}$ ..... **non vérifiée**

Donc dans ce cas en augmente la section de la cornière

Soit : une cornière égale : L30x30x4 ( $A = 2.27 \text{ cm}^2$ )

Avec :  $A_{\text{net}} = A - (d_0 \times t) = 2.27 - (1.3 \times 0.4) = 1.75 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow N_{u \text{ rd}} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 1.75 \times 3600}{1.25} = 3528 \text{ daN}$$

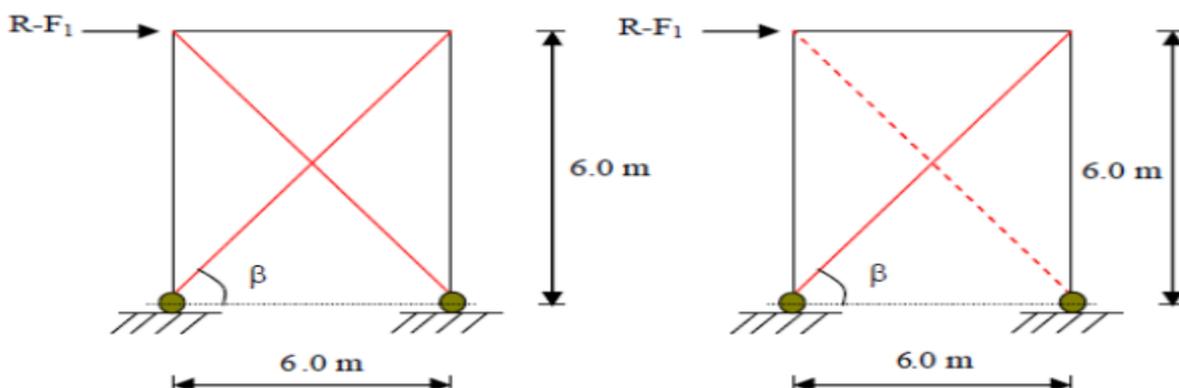
On a  $N_{sd} = 3413.5 \text{ daN} < N_{u \text{ rd}} = 3528 \text{ daN}$ ..... **vérifiée**

### VI-3-3 Conclusion

Une cornière isolée de **L30x30x4** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

### VI-4 Pré dimensionnement du palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent), on ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.



**Figure VI-4:** Schéma statique du Palée de stabilité en long pan

## Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

### VI-4-1 Evaluation des efforts

Par méthode de coupure, on obtient :

$$R - F_1 = N \cdot \cos \beta \rightarrow N = \frac{R - F_1}{\cos \beta}$$

Avec :  $R = 2790.505 \text{ daN}$

$$\tan \theta = \frac{6}{6} \Rightarrow \text{Arctg } \theta = \frac{6}{6} = 45^\circ$$

$$\text{D'où: } N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{2790.505 - 670.43}{\cos 45^\circ} \approx 2998.24 \text{ daN}$$

- **Section de la diagonale :**

$$\text{On a : } N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

Avec:  $N_{sd} = 1.5 \times N = 4497.4 \text{ daN}$

$$N_{sd} = 44.974 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y} = \frac{44.974 \times 1.1}{27.5} = 1.79 \text{ cm}^2$$

Donc on opte une barre de cornière égale : **L40x40x4** ( $A = 3.08 \text{ cm}^2$ ) avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

### VI-4-2 Vérification à la résistance ultime de la section

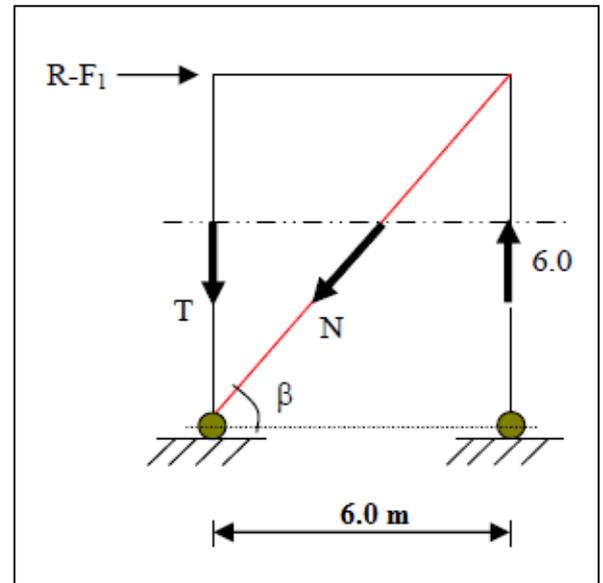
$$\text{On doit vérifier que } N_{sd} = 1.5 N < N_{u,rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - (d_0 \times t) = 3.08 - (1.3 \times 0.4) = 2.56 \text{ cm}^2$$

$\beta$  : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe  $p_1$  des trous.

**Tableau VI-2 :** Coefficients minorateurs  $\beta_1$  et  $\beta_2$

Tableau – coefficients minorateurs $\beta_1$ et $\beta_2$		
Entraxe $p_1$	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
$\beta_2$ (boulons)	0.4	0.7
$\beta_2$ (3 boulons ou plus)	0.5	0.7



**Figure VI-5 :** Effort de traction dans la diagonale tendue

## Chapitre VI: Pré dimensionnement des contreventements

---

On prend : une attache de 2 boulon avec  $p_1 = 100$  mm ,  $e_1 = 25$  mm

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 100 \text{ mm} > 5.0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \\ \text{Avec : } d_0 = 13 \text{ mm} \text{ diamètre des trous} \end{array} \right\}$$

$$\rightarrow N_{u \text{ rd}} = \frac{\beta \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 2.56 \times 3600}{1.25} \approx 5161 \text{ daN}$$

On à :  $N_{\text{sd}} = 4497.4 \text{ daN} < N_{u \text{ rd}} \approx 5161 \text{ daN} \dots \dots \dots$  **vérifier**

### VI-4-3 Conclusion

Une cornière isolée de **L40x40x4** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement du palée de stabilité.

**CHAPITRE VII :**  
**ETUDES**  
**SISMIQUE**

---

---

## Chapitre VII : Etudes sismique

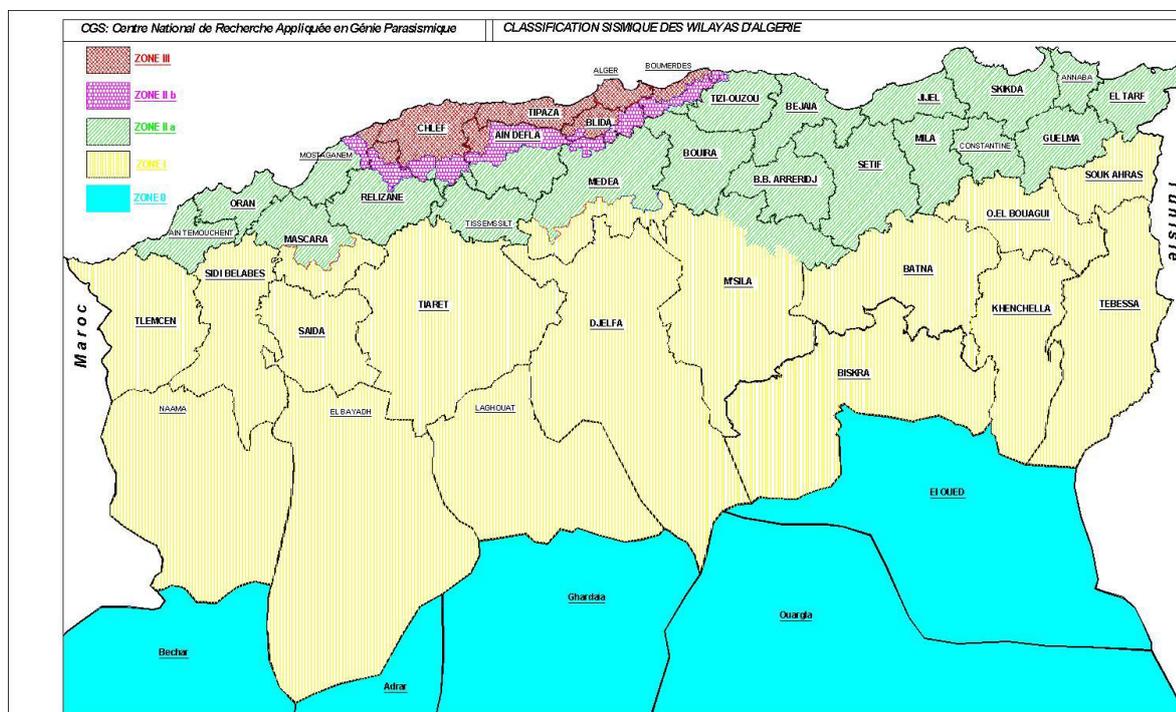
### VII-1 Introduction

L'étude sismique a pour but de déterminer les sollicitations engendrées par un éventuel séisme à chaque niveau de notre structure afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets de l'action sismique par une conception et un dimensionnement appropriés. Cette étude s'appuie sur les règles parasismiques algériennes **RPA99 version 2003**.

### VII-2 Classification de notre ouvrage selon l'RPA99 version 2003

#### VII-2-1 Classification de la zone sismique

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune et d'après ce tableau notre ouvrage est implantée dans la wilaya de TIZI OUZOU commune de LARBAA NATH IRATHEN donc en **zone IIa**.



**Figure VII-1:** la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas

#### VII-2-2 Classification de notre ouvrage selon son importance (Art3.2 RPA99 version2003)

Notre ouvrage est fait pour usage commerciale dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, mais il peut recevoir plus 300 personnes se qui fait qu'il est classé dans le **groupe 2 :Ouvrages courants ou d'importance moyenne**.

#### VII-2-3 Classification du site (Art3.3 RPA99 version2003)

Les sites sont classés en quatres (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie  $S_3$ .

## Chapitre VII : Etudes sismique

Dans la catégorie **S<sub>3</sub> (site meuble)**, on retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement  $V_s \geq 200 \text{ m/s}$  à partir de 10m de profondeur

### **VII-2-4 Classification des systèmes de contreventement (Art. 8-4-2 RPA99 version2003)**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement  $R$

Notre structure est contreventée par un système de palée triangulé en X.

Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature. Pour ce type de palées de contreventement, il est pris une valeur du coefficient  $R=4$  (**tableau 4.3 RPA99 version2003**)

### **VII-3 Méthodes de calcul**

Le règlement **RPA 99 version 2003** propose trois méthodes différentes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente , Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limité ( $h = 7 \text{ m} < 65\text{m}$ ) et sa régularité en plan ( $48 / 20 = 2.4 < 4$ )

notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'**article (4.1.2) du RPA 99 version 2003**

### **VII-4 Principe Méthode statique équivalente.**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toute-fois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante

## Chapitre VII : Etudes sismique

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

### VII-5 Calcul de la force sismique totale (art 4.2.3 RPA99/03)

La force sismique totale **V** appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{(formule 4.1)}$$

Avec:

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (**A = 0.15**)

**Tableau VII-1** coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( T ).

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{(formule 4.2)}$$

Avec:

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7 \quad \text{(formule 4.3)}$$

où  $\varepsilon$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**Tableau VII-2** Valeurs de  $\varepsilon$  (%)

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

$$\text{D'ou : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 1.08 \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## Chapitre VII : Etudes sismique

### VII-6 Estimation de la période fondamentale de la structure T :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

Avec:

- $h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h = 7m$ )

$C_T$ : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. Donnée par le **tableau 4.6 RPA99/03**

Dans notre cas Avec  $C_T = 0.085$  (Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie).

D'ou :  $T = C_T \times h_n^{3/4} = 0.085 \times 7^{3/4} = 0.36 \text{ s}$

→ **T = 0.36 s**

Calcul du  $T_2$ :

$T_2$ : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le **tableau 4.7**. On a un sol de catégorie (S3).

→  **$T_2 = 0.50 \text{ s}$**

- **Sens longitudinal:**  $0 < T = 0.36 \text{ s} < T_2$  donc :  $D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$
- **Sens transversal:**  $0 < T = 0.36 \text{ s} < T_2$  donc :  $D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$

$D_x = D_y$  donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

### VII-7 Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (\text{formule 4.4})$$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le **tableau 4.4 (RPA99/Version2003)**. Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité  $P_q$ :

## Chapitre VII : Etudes sismique

**Tableau VII-3** valeurs des pénalités  $P_q$

Critère Q	Valeur de $p_q(x)$		Valeur de $p_q(y)$	
	Observation	Pénalités	Observation	Pénalités
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

On aura :

Donc :  $Q_x = Q_y = 1 + 0.1 = 1.10$

→  $Q_x = Q_y = 1.10$

### VII-8 Calcul du poids de la structure (W) :

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculée à chaque niveau (i)

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W : poids total de la structure.
- $W_{Gi}$  : poids due aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitations
- $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5** →  $\beta = 0.5$  (**Entrepôts, hangars**)

#### ✚ Calcul des charges permanente de tous les éléments

**Tableau VII-4** Le poids propre des éléments

Élément	Type de profiles	Poids propre [daN/ml]	Longueur de l'élément [m]	Nombre d'éléments	Poids total [daN]
Poteaux	IPE 360	57.1	6	18	6166.8
Poteaux plancher	HEA 180	35.5	2.96	8	840.64
Potelets	IPE 220	26.2	3.44	2	180.256
			3.84	2	202.216
			6.40	2	335.36
			6.80	2	356.32
Traverses	IPE 360	57.1	10.05	18	10329.39
Poutres principales	IPE 270	36.1	4	10	1444
Poutres secondaires	IPE 200	22.4	6	18	2419.2
			3.14	3	211.008

## Chapitre VII : Etudes sismique

			4	1	89.6		
			1	21	470.4		
Pannes	IPE 140	12.9	6	144	11145.6		
Lisses de bardages	UPN 120	13.4	44	6	3537.6		
			UPN 80	8.65	1	7	60.55
					1.5	7	90.825
			4	23	795.8		
Poutres au vent	L 30 x 30 x 4	1.78	6.44	32	366.8224		
Palées de stabilité	L 40 x 40 x 4	2.42	8.49	8	164.3664		

Eléments	Matériaux	Poids propre [daN/ml]	Surfaces [ m²]	nombre	La charge [ daN]
Couverture du versant de toiture	Panneau sandwich	13.84	482.4	2	13352.832
Couverture long pan		19.55	288	1	5630.4
			224.96	1	4397.968
Couverture pignon		132.5	1	2590.375	
		137	1	2678.35	
Poids total due aux charges permanentes $\sum W_{Gi}$					67516.925

### ✚ Calcul des surcharges $W_{Qi}$

$$W_{Qi} = [ ( P_{neige} + P_{vent} ) \times S_{toiture} ] \times [ Q \times S_{plancher} ]$$

$$W_{Qi} = [ ( 0.63 + 1.0662 ) \times 960 ] \times [ 2.5 \times 140 ]$$

$$W_{Qi} = 1978.352 \text{ daN}$$

Donc le poids total de la structure est :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 67516.925 + ( 0.5 \times 1978.352 ) = 68506.101 \text{ daN}$$

### ➤ Détermination de la force sismique total

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

$$V_x = V_y = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 68506.101 = 7629.87 \text{ daN}$$

### ➤ Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

$$F_i = \frac{(v - F_t) w_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n w_j \times h_j}$$

Avec :

- $F_i$  : force horizontale appliquée au niveau  $i$
- $v$  : la force sismique totale
- $F_t$  : la force concentrée au sommet de la structure ( **D'après l'article 4.2.5 de l'RPA 99 version 2003** )

Pour :

## Chapitre VII : Etudes sismique

$$T = 0.36 S < 0.7S \Rightarrow F_t = 0$$

- $w$ : poids total de la structure
- $h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$
- $h_j$ : niveau d'un plancher quelconque
  - *Suivant le sens X et Y*

$$F_x = F_y = \frac{(7629.87 - 0) 68506.101 \times 7}{68506.101 \times 7} = 7629.87 \text{ daN}$$

### ➤ *Distribution de la force du vent*

Les sollicitations dues au vents plus défavorable ( sens pignon )

$$W_z = 106.62 \text{ daN/m}^2$$

$$V_{\text{vent}} = W_z \times S_t = 106.62 \times 960 = 102355.2 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{\text{vent (x)}} = 102355.2 \text{ daN} > F_x = 7629.87 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{\text{vent (y)}} = 102355.2 \text{ daN} > F_y = 7629.87 \text{ daN}$$

### VII-9 Conclusion

Les sollicitations dues à l'effort du vent domine l'effort sismique dans les deux sens X et Y alors nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage .

**CHAPITRE**  
**VIII : VÉRIFICATION**  
**DES ÉLÉMENTS**

---

---

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

### VIII-1 Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul ce fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables aux quelles ils pourraient être soumis durant toute leurs période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...), elles servent également au calcul des assemblages , ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

### VIII-2 Méthode de travail

Après avoir pré dimensionné les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel ROBOT.

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré dimensionnées puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les combinaisons d'actions puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

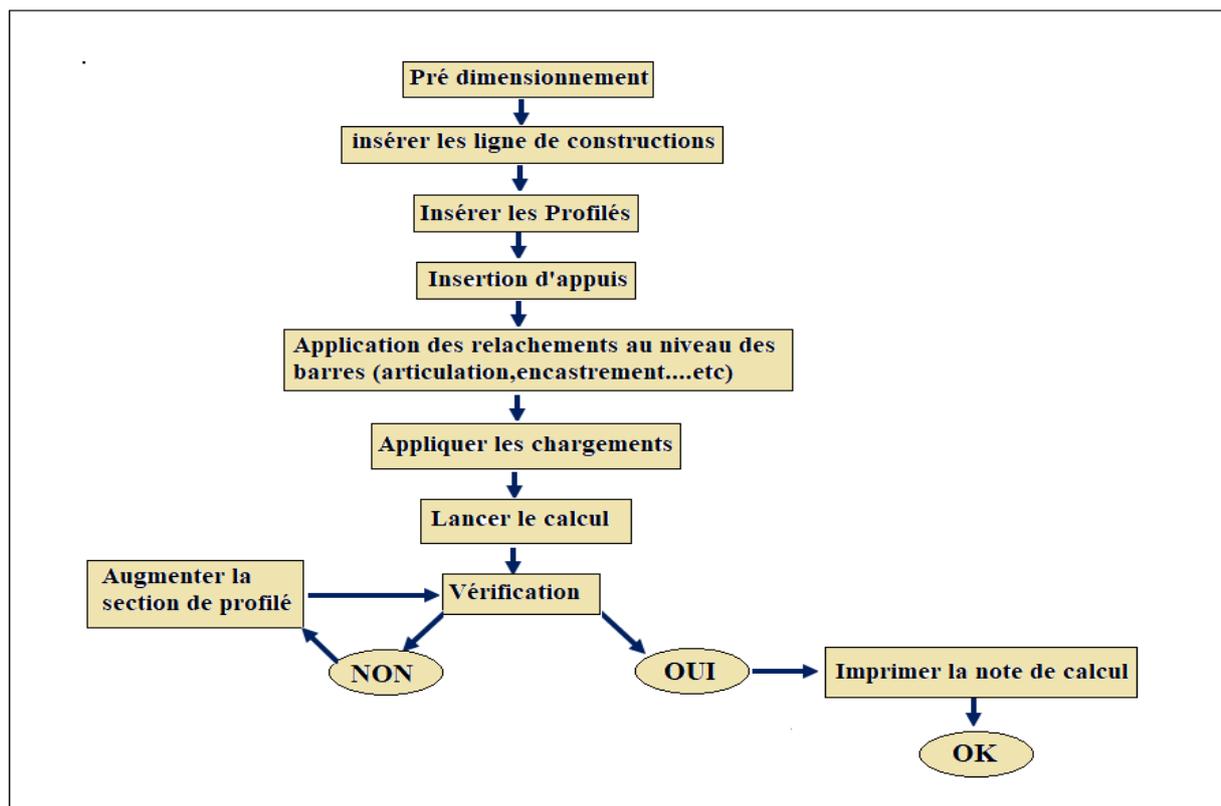


Figure VIII-1 : Etape de modélisation à l'aide de logiciel ROBOT

### VIII-3 Etapes de modilisation

#### 1. Materiaux utilisées

##### a. Acier

- La limite élastique de traction :  $f_y = 275$  Mpa.
- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) :  $E = 210000$  Mpa.
- Module d'élasticité transversal :  $G = 81000$  Mpa.

## Chapitre VIII :Vérification des éléments

- La limite élastique de cisaillement,  $\tau = 0.58 f_y$  Mpa.
- La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Le Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-6}$ .
- Coefficient de poisson  $\nu = 0.3$

### b. Béton

- Résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance caractéristique à la traction:

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa.}$$

- Poids volumique  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$ .
- Module d'élasticité :  $E = 14000 \text{ MPa}$ .

### 2. Profilé

Tableau VIII-1 : Récapitulatif des éléments utilisées.

Elements	Profilées
Pannes	IPE 140
Lisses de bardages	UPN 120
	UPN 80
Potelets	IPE 220
Solives	IPE 200
Poutres maitresses	IPE 270
Traverses	IPE 360
Poteaux plancher	HEA180
Poteaux	IPE 360
Poutres au vent	CAE 30 x 4
Palées de stabilité	CAE 40 x 4

### 3. Modélisation géométrique

Vue en 3D

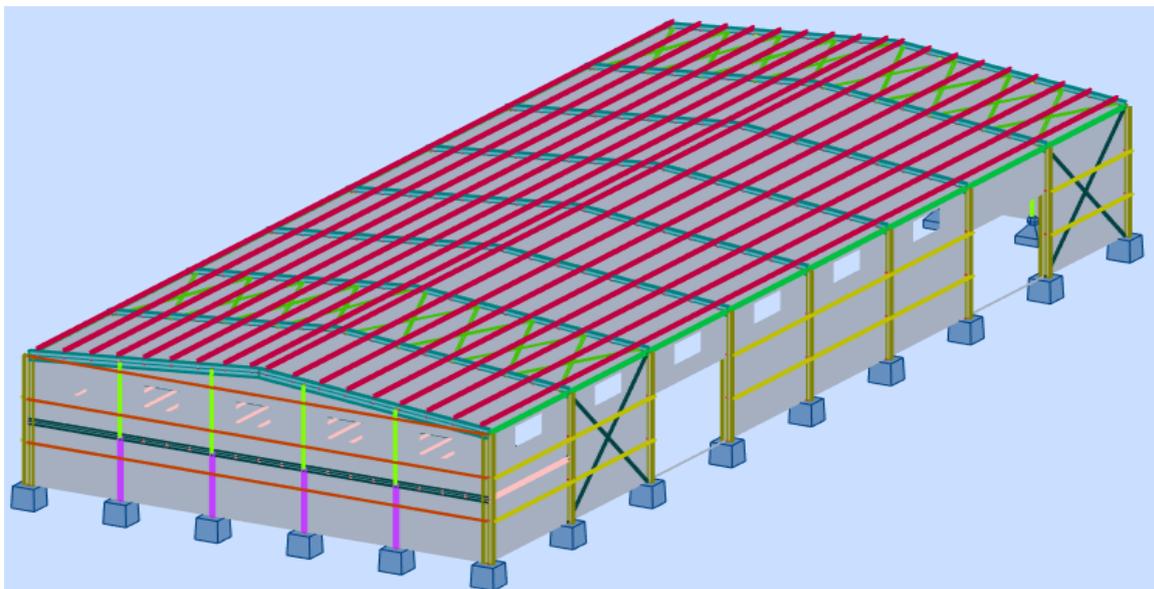
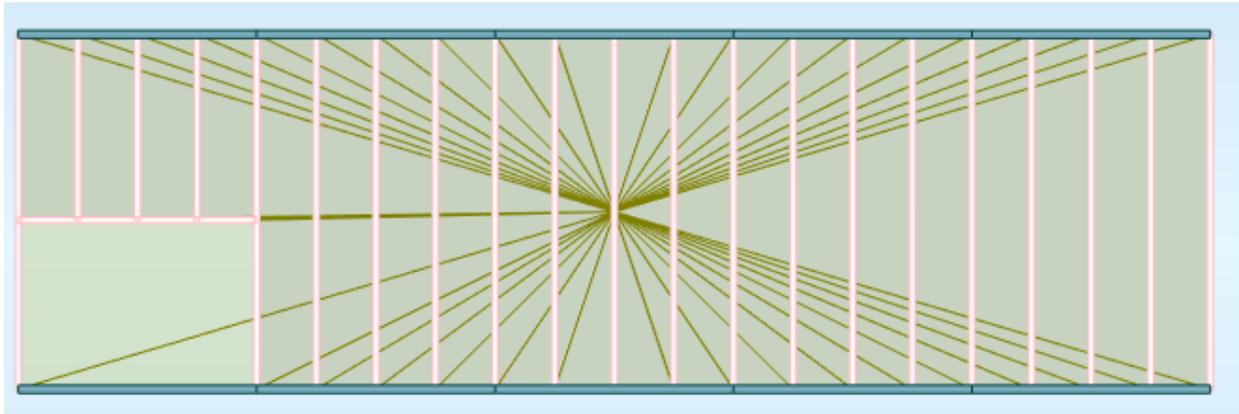


Figure VIII-2 : Vue en 3D de la structure

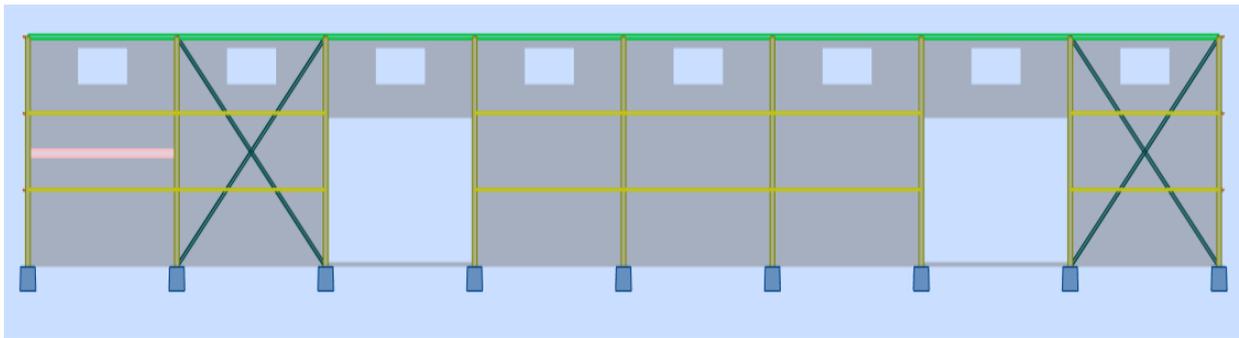
## Chapitre VIII : Vérification des éléments

Vue en plan du plancher



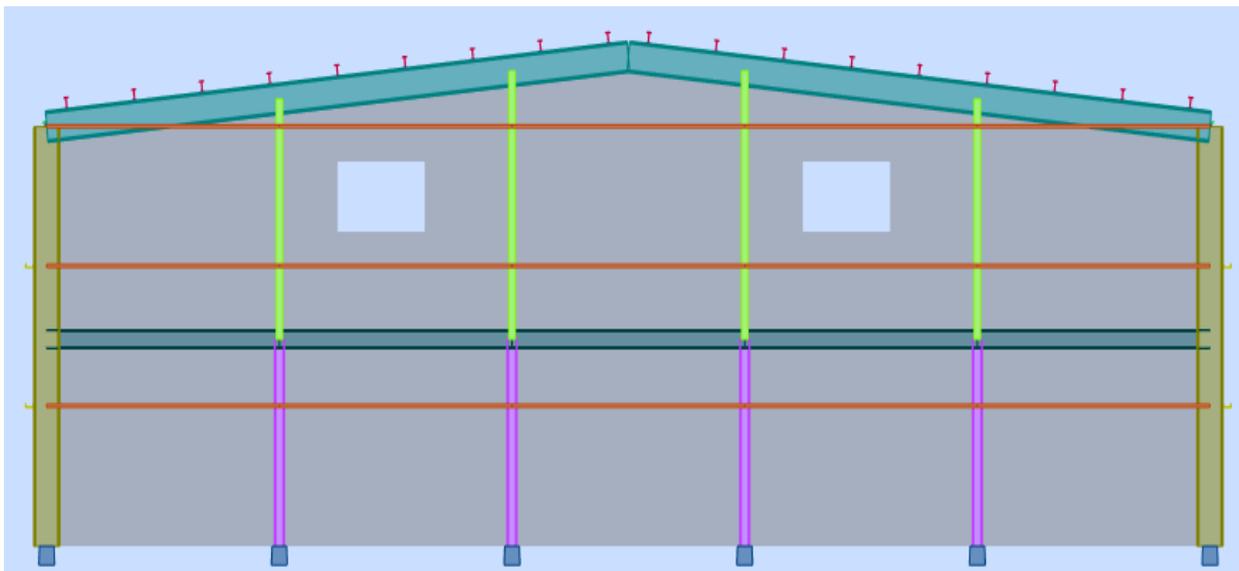
**Figure VIII-3 :** Vue en plan du plancher

Vue en élévation de la face long pan



**Figure VIII-4 :** Vue en élévation de la face long pan

Vue en élévation de la face pignon



**Figure VIII-5 :** Vue en élévation de la face pignon

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

### 4. Combinaisons d'actions

**Tableau VIII-2 :** Combinaisons utilisées

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
6 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35+2*1.50
7 (C)	1.35G+1.5N	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35+3*1.50
8 (C)	1.35G+1.5V1	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35+4*1.50
9 (C)	1.35G+1.5V2	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35+5*1.50
10 (C)	1.35G+1.5Q+N	Combinaison lin	ELU	Structurelle	1*1.35+2*1.50+3*1.00
11 (C)	1.35G+1.5*0.9(	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(1+2+4)*1.35
12 (C)	1.35G+1.5*0.9(	Combinaison lin	ELU	Structurelle	(1+2+5)*1.35
13 (C)	G+Q	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+2)*1.00
14 (C)	G+N	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+3)*1.00
15 (C)	G+V1	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+4)*1.00
16 (C)	G+V2	Combinaison lin	ELS	Structurelle	(1+5)*1.00

### VIII-4 Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT

les résultats des vérification des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

#### VIII-4-1 Vérification des pannes

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 3 Panne

**PIECE:** 196 PANNE\_196  
2.97 m

**POINT:** 4

**COORDONNEE:** x = 0.50 L =

#### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1\*1.35+2\*1.50+3\*1.00

#### MATERIAU:

S 275 ( S 275 ) fy = 275.00 MPa



#### PARAMETRES DE LA SECTION: Panne IPE 160

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm <sup>2</sup>	Az=9.66 cm <sup>2</sup>	Ax=20.09 cm <sup>2</sup>
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm <sup>4</sup>	Iz=68.31 cm <sup>4</sup>	Ix=3.62 cm <sup>4</sup>
tf=0.7 cm	Wply=123.86 cm <sup>3</sup>	Wplz=26.10 cm <sup>3</sup>	

#### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 700.7700 daN	My <sub>Ed</sub> = 848.95 daN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 84.89 daN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -0.5153 daN
N <sub>c,Rd</sub> = 55247.5000 daN	My <sub>Ed,max</sub> = 849.05 daN*m		Mz <sub>Ed,max</sub> = 84.90 daN*m
	Vy <sub>c,Rd</sub> = 21799.3028 daN		
N <sub>b,Rd</sub> = 55247.5000 daN	My <sub>c,Rd</sub> = 3406.15 daN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 717.75 daN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 5.1529 daN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 3406.15 daN*m		MN <sub>z,Rd</sub> = 717.75 daN*m
	Vz <sub>c,Rd</sub> = 15330.9590 daN		
	Mb <sub>Rd</sub> = 1042.77 daN*m		



Classe de la section = 1

## Chapitre VIII : Vérification des éléments



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$        $M_{cr} = 1104.24 \text{ daN}\cdot\text{m}$       Courbe,LT -       $X_{LT} = 0.31$   
 $L_{cr,upp} = 6.00 \text{ m}$        $Lam_{LT} = 1.76$        $\phi_{i,LT} = 2.11$        $X_{LT,mod} = 0.31$

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.25 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.12 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.18 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.81 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.95 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### VIII-4-2 Vérification des lisses de bardages.

#### ➤ Lisses de bardages pignon

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 5 Lisse Pignon

**PIECE:** 467 Lisse02\_467

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.00 \text{ L} =$

0.00 m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5V2 1\*1.35+5\*1.50

### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



### PARAMETRES DE LA SECTION: LISSE PG UPN 80

$h = 8.0 \text{ cm}$        $g_{M0} = 1.00$        $g_{M1} = 1.00$   
 $b = 4.5 \text{ cm}$        $A_y = 8.07 \text{ cm}^2$        $A_z = 4.87 \text{ cm}^2$        $A_x = 10.95 \text{ cm}^2$   
 $t_w = 0.6 \text{ cm}$        $I_y = 105.91 \text{ cm}^4$        $I_z = 19.37 \text{ cm}^4$        $I_x = 1.95 \text{ cm}^4$   
 $t_f = 0.8 \text{ cm}$        $W_{ely} = 26.48 \text{ cm}^3$        $W_{elz} = 6.35 \text{ cm}^3$

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 1092.3091 \text{ daN}$        $M_{y,Ed} = 323.90 \text{ daN}\cdot\text{m}$        $M_{z,Ed} = 14.86 \text{ daN}\cdot\text{m}$        $V_{y,Ed} = 22.6375 \text{ daN}$   
 $N_{c,Rd} = 30124.0500 \text{ daN}$        $M_{y,Ed,max} = 323.90 \text{ daN}\cdot\text{m}$        $M_{z,Ed,max} = 15.41 \text{ daN}\cdot\text{m}$   
 $V_{y,T,Rd} = 12809.2624 \text{ daN}$   
 $N_{b,Rd} = 30124.0500 \text{ daN}$        $M_{y,c,Rd} = 728.11 \text{ daN}\cdot\text{m}$        $M_{z,c,Rd} = 174.74 \text{ daN}\cdot\text{m}$        $V_{z,Ed} = -440.7825 \text{ daN}$   
 $V_{z,T,Rd} = 7734.1908 \text{ daN}$   
 $M_{b,Rd} = 466.00 \text{ daN}\cdot\text{m}$        $T_{t,Ed} = 0.08 \text{ daN}\cdot\text{m}$

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$                        $M_{cr} = 1465.80 \text{ daN}\cdot\text{m}$                       Courbe,LT - d                       $X_{LT} = 0.64$   
 $L_{cr,upp}=4.00 \text{ m}$                        $\lambda_{LT} = 0.70$                        $\eta_{LT} = 0.94$

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.52 < 1.00$  (6.2.1(7))

$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{xy,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.52 < 1.00$  (6.2.1.(5))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.70 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.77 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.77 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### ➤ Lisses de bardages long pan

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 6 Lisse Long-Pan

**PIECE:** 462 Lisse \_462

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.00 \text{ L} =$

$0.00 \text{ m}$

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 1.35G+1.5V1 1\*1.35+4\*1.50

### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



### PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140

$h = 14.0 \text{ cm}$

$g_{M0} = 1.00$

$g_{M1} = 1.00$

$b = 6.0 \text{ cm}$

$A_y = 13.40 \text{ cm}^2$

$A_z = 10.10 \text{ cm}^2$

$A_x = 20.40 \text{ cm}^2$

$t_w = 0.7 \text{ cm}$

$I_y = 605.00 \text{ cm}^4$

$I_z = 62.70 \text{ cm}^4$

$I_x = 5.68 \text{ cm}^4$

$t_f = 1.0 \text{ cm}$

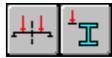
$W_{ely} = 86.43 \text{ cm}^3$

$W_{elz} = 14.79 \text{ cm}^3$

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 405.6535 \text{ daN}$      $M_{y,Ed} = 928.70 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,Ed} = 62.46 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $V_{y,Ed} = 62.3385 \text{ daN}$   
 $N_{c,Rd} = 56100.0000 \text{ daN}$      $M_{y,Ed,max} = 928.70 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,Ed,max} = 69.71 \text{ daN}\cdot\text{m}$   
 $V_{y,T,Rd} = 21268.1011 \text{ daN}$   
 $N_{b,Rd} = 56100.0000 \text{ daN}$      $M_{y,c,Rd} = 2376.79 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,c,Rd} = 406.66 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $V_{z,Ed} = -875.4058 \text{ daN}$   
 $M_{b,Rd} = 1037.54 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $V_{z,T,Rd} = 16032.0754 \text{ daN}$   
 $T_{t,Ed} = 0.08 \text{ daN}\cdot\text{m}$   
Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$      $M_{cr} = 2107.05 \text{ daN}\cdot\text{m}$     Courbe,LT - d     $X_{LT} = 0.44$   
 $L_{cr,up} = 6.00 \text{ m}$      $\lambda_{m,LT} = 1.06$      $f_{i,LT} = 1.39$

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.54 < 1.00$  (6.2.1(7))

$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.54 < 1.00$  (6.2.1.(5))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\text{Tau}_{,ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\text{Tau}_{,tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00$   
(6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.97 < 1.00$   
(6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### VIII-4-3 Vérification des potelets

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 4 Potelet

**PIECE:** 403 Potelet\_403

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1\*1.35+2\*1.50+3\*1.00

### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )     $f_y = 275.00 \text{ MPa}$

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

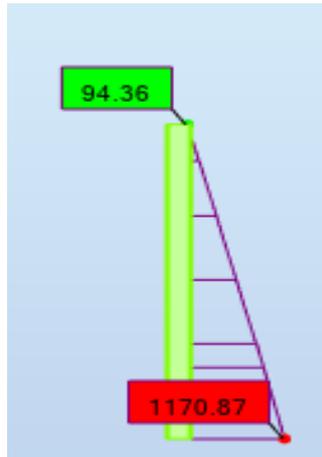


### PARAMETRES DE LA SECTION: potelet IPE 220

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.89 cm <sup>2</sup>	Az=15.88 cm <sup>2</sup>	Ax=33.37 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=2771.84 cm <sup>4</sup>	Iz=204.89 cm <sup>4</sup>	Ix=9.11 cm <sup>4</sup>
tf=0.9 cm	Wply=285.41 cm <sup>3</sup>	Wplz=58.11 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 2270.4431 daN	My,Ed = 1170.87 daN*m	Mz,Ed = -69.15 daN*m	Vy,Ed = -60.7191 daN
Nc,Rd = 91767.5000 daN	My,Ed,max = 1170.87 daN*m		Mz,Ed,max = -69.15 daN*m
	Vy,T,Rd = 36298.5825 daN		
Nb,Rd = 48061.6657 daN	My,c,Rd = 7848.78 daN*m	Mz,c,Rd = 1598.03 daN*m	Vz,Ed = -298.3751 daN
	MN,y,Rd = 7848.78 daN*m		MN,z,Rd = 1598.03 daN*m
	Vz,T,Rd = 25193.3783 daN		
			Tt,Ed = 0.50 daN*m
			Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.44 m	Lam_y = 0.30
Lcr,y = 2.41 m	Xy = 0.98
Lamy = 26.42	kyy = 1.01



en z:

Lz = 3.44 m	Lam_z = 1.12
Lcr,z = 2.41 m	Xz = 0.52
Lamz = 97.18	kyz = 0.69

flambement par torsion:

Courbe,T=b	alfa,T=0.34
Lt=3.44 m	fi,T=0.97
Ncr,T=127177.2453 daN	X,T=0.69
Lam_T=0.85	Nb,T,Rd=63639.7518 daN

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b	alfa,TF=0.34
Ncr,y=990773.1591 daN	fi,TF=0.56
Ncr,TF=990773.1591 daN	X,TF=0.96
Lam_TF=0.30	Nb,TF,Rd=88327.3826 daN

### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My,Ed/MN,y,Rd = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y,Ed} = 26.42 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 97.18 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.21 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.17 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### VIII-4-4 Vérification des solives

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 7 SOLIVE

**PIECE:** 238 Poutre\_238  
3.00 m

**POINT:** 4

**COORDONNEE:** x = 0.50 L =

#### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1\*1.35+2\*1.50+3\*1.00

#### MATERIAU:

S 275 ( S 275 ) fy = 275.00 MPa

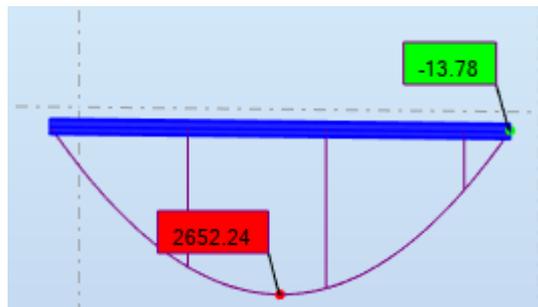


#### PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

h=22.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=22.89 cm <sup>2</sup>	Az=15.88 cm <sup>2</sup>	Ax=33.37 cm <sup>2</sup>
tw=0.6 cm	Iy=2771.84 cm <sup>4</sup>	Iz=204.89 cm <sup>4</sup>	Ix=9.11 cm <sup>4</sup>
tf=0.9 cm	Wply=285.41 cm <sup>3</sup>	Wplz=58.11 cm <sup>3</sup>	

#### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 13.8815 daN	M <sub>y,Ed</sub> = 2652.24 daN*m	M <sub>z,Ed</sub> = 0.13 daN*m	V <sub>y,Ed</sub> = 7.6615 daN
N <sub>c,Rd</sub> = 91767.5000 daN	M <sub>y,Ed,max</sub> = 2652.24 daN*m		M <sub>z,Ed,max</sub> = 23.11 daN*m
	V <sub>y,T,Rd</sub> = 36340.8996 daN		
N <sub>b,Rd</sub> = 91767.5000 daN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 7848.78 daN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 1598.03 daN*m	V <sub>z,Ed</sub> = -0.5070 daN
	M <sub>N,y,Rd</sub> = 7848.78 daN*m		M <sub>N,z,Rd</sub> = 1598.03 daN*m
	V <sub>z,T,Rd</sub> = 25212.2004 daN		
	M <sub>b,Rd</sub> = 2702.36 daN*m		T <sub>t,Ed</sub> = 0.05 daN*m
			Classe de la section = 1



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M <sub>cr</sub> = 3000.57 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.34
L <sub>cr,upp</sub> = 6.00 m	Lam_LT = 1.62	fi,LT = 1.90	XLT,mod = 0.34

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

#### FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.34 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.11 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.98 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.00 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 1.00 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

**VIII-4-5 Vérification des poutres maitresse**

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 9 POUTRE MAITRESSE

**PIECE:** 234 Poutre\_234  
4.00 m

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1\*1.35+2\*1.50+3\*1.00

**MATERIAU:**

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00$  MPa

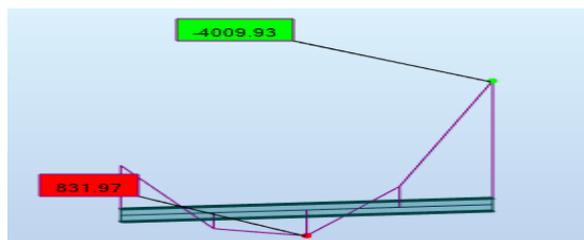


**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270**

h=27.0 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=13.5 cm	$A_y=31.46$ cm <sup>2</sup>	$A_z=22.14$ cm <sup>2</sup>	$A_x=45.95$ cm <sup>2</sup>
tw=0.7 cm	$I_y=5789.78$ cm <sup>4</sup>	$I_z=419.87$ cm <sup>4</sup>	$I_x=16.02$ cm <sup>4</sup>
tf=1.0 cm	$W_{ply}=484.00$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=96.95$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = -15375.2915$ daN	$M_{y,Ed} = -4009.93$ daN*m	$M_{z,Ed} = 30.28$ daN*m	$V_{y,Ed} = -35.1012$ daN
$N_{t,Rd} = 126362.5000$ daN	$M_{y,pl,Rd} = 13310.00$ daN*m		$M_{z,pl,Rd} = 2666.13$ daN*m
	$V_{y,T,Rd} = 48644.2438$ daN		
	$M_{y,c,Rd} = 13310.00$ daN*m		$M_{z,c,Rd} = 2666.13$ daN*m
	$V_{z,Ed} = -3356.8821$ daN		
	$M_{N,y,Rd} = 13310.00$ daN*m		$M_{N,z,Rd} = 2666.13$ daN*m
	$V_{z,T,Rd} = 34567.9123$ daN		
	$M_{b,Rd} = 9340.10$ daN*m		$T_{t,Ed} = 16.01$ daN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00  $M_{cr} = 15513.51$  daN\*m Courbe,LT -  $X_{LT} = 0.67$

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

Lcr,low=4.00 m

Lam\_LT = 0.93

fi,LT = 1.04

XLT,mod = 0.70

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

**Profil correct !!!**

### VIII-4-6 Vérification des traverses

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 2 Traverse

**PIECE:** 43 Traverse\_43

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1\*1.35+2\*1.50+3\*1.00

### MATERIAU:

S 275 ( S 275 ) fy = 275.00 MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: Traverse IPE 450

h=45.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=19.0 cm

Ay=63.21 cm<sup>2</sup>

Az=50.84 cm<sup>2</sup>

Ax=98.82 cm<sup>2</sup>

tw=0.9 cm

Iy=33742.90 cm<sup>4</sup>

Iz=1675.86 cm<sup>4</sup>

Ix=67.18 cm<sup>4</sup>

tf=1.5 cm

Wply=1701.79 cm<sup>3</sup>

Wplz=276.38 cm<sup>3</sup>

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N<sub>Ed</sub> = 13796.8128 daN

M<sub>y,Ed</sub> = -27922.04 daN\*m

M<sub>z,Ed</sub> = 68.29 daN\*m

V<sub>y,Ed</sub> = 844.0322 daN

N<sub>c,Rd</sub> = 271755.0000 daN

M<sub>y,Ed,max</sub> = -27922.04 daN\*m

M<sub>z,Ed,max</sub> = 472.30 daN\*m

V<sub>y,T,Rd</sub> = 100019.6330 daN

N<sub>b,Rd</sub> = 271755.0000 daN

M<sub>y,c,Rd</sub> = 46799.23 daN\*m

M<sub>z,c,Rd</sub> = 7600.45 daN\*m

V<sub>z,Ed</sub> = 9205.1737 daN

M<sub>N,y,Rd</sub> = 46799.23 daN\*m

M<sub>N,z,Rd</sub> = 7600.45 daN\*m

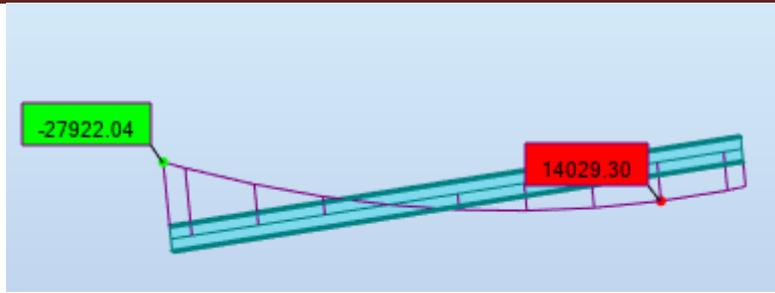
V<sub>z,T,Rd</sub> = 80548.2058 daN

M<sub>b,Rd</sub> = 36197.95 daN\*m

T<sub>t,Ed</sub> = 6.25 daN\*m

Classe de la section = 1

## Chapitre VIII : Vérification des éléments



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$   $M_{cr} = 73594.43 \text{ daN}\cdot\text{m}$  Courbe,LT -  $X_{LT} = 0.73$   
 $L_{cr,low} = 5.02 \text{ m}$   $\lambda_{m,LT} = 0.80$   $\eta_{LT} = 0.91$   $X_{LT,mod} = 0.77$

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.60 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) = 0.36 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.11 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.01 < 1.00$  (6.2.6)

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.77 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### VIII-4-7 Vérification des poteaux plancher

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 10 POUTEAUX PLANCHER

**PIECE:** 217 Poteau\_217

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.00 \text{ L} =$

$0.00 \text{ m}$

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $11 \cdot 1.35G + 1.5 \cdot 0.9(Q+V1) \cdot (1+2+4) \cdot 1.35$

### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



### PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 180

$h = 17.1 \text{ cm}$   $g_{M0} = 1.00$   $g_{M1} = 1.00$   
 $b = 18.0 \text{ cm}$   $A_y = 37.93 \text{ cm}^2$   $A_z = 14.47 \text{ cm}^2$   $A_x = 45.25 \text{ cm}^2$   
 $t_w = 0.6 \text{ cm}$   $I_y = 2510.29 \text{ cm}^4$   $I_z = 924.61 \text{ cm}^4$   $I_x = 14.86 \text{ cm}^4$

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

tf=0.9 cm

Wply=324.85 cm<sup>3</sup>

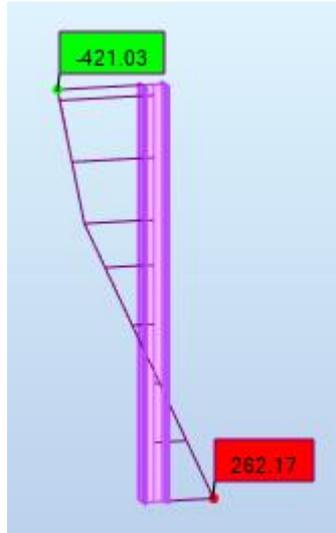
Wplz=156.49 cm<sup>3</sup>

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 4801.2152 \text{ daN}$      $M_{y,Ed} = 262.17 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,Ed} = 1452.21 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $V_{y,Ed} = 1170.4642 \text{ daN}$   
 $N_{c,Rd} = 124437.5000 \text{ daN}$      $M_{y,Ed,max} = -421.03 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,Ed,max} = -1557.06 \text{ daN}\cdot\text{m}$   
 $N_{b,Rd} = 85968.8270 \text{ daN}$      $V_{y,T,Rd} = 60207.5064 \text{ daN}$   
 $M_{y,c,Rd} = 8933.38 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{z,c,Rd} = 4303.48 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $V_{z,Ed} = -282.8206 \text{ daN}$   
 $M_{N,y,Rd} = 8933.38 \text{ daN}\cdot\text{m}$      $M_{N,z,Rd} = 4303.48 \text{ daN}\cdot\text{m}$   
 $V_{z,T,Rd} = 22970.7275 \text{ daN}$

Tt,Ed = 0.15 daN\*m

Classe de la section = 1



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 2.96 \text{ m}$      $L_{m,y} = 0.46$   
 $L_{cr,y} = 2.96 \text{ m}$      $X_y = 0.90$   
 $L_{m,y} = 39.74$      $k_{zy} = 0.52$



en z:

$L_z = 2.96 \text{ m}$      $L_{m,z} = 0.75$   
 $L_{cr,z} = 2.96 \text{ m}$      $X_z = 0.69$   
 $L_{m,z} = 65.48$      $k_{zz} = 0.99$

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.34 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.34 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 39.74 < \lambda_{y,max} = 210.00$      $\lambda_{z} = 65.48 < \lambda_{z,max} = 210.00$     STABLE  
 $N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.34 < 1.00$  (6.3.3.(4))  
 $N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.44 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

# Chapitre VIII : Vérification des éléments

## VIII-4-8 Vérification des poteaux

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 1 Poteau

**PIECE:** 41 Poteau 1\_41

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L =

0.00 m

#### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1\*1.35+2\*1.50+3\*1.00

#### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00$  MPa



#### PARAMETRES DE LA SECTION: Poteau IPE 450

h=45.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=19.0 cm

Ay=63.21 cm<sup>2</sup>

Az=50.84 cm<sup>2</sup>

Ax=98.82 cm<sup>2</sup>

tw=0.9 cm

Iy=33742.90 cm<sup>4</sup>

Iz=1675.86 cm<sup>4</sup>

Ix=67.18 cm<sup>4</sup>

tf=1.5 cm

Wply=1701.79 cm<sup>3</sup>

Wplz=276.38 cm<sup>3</sup>

#### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 14809.7518 daN

My,Ed = -95.10 daN\*m

Mz,Ed = -196.72 daN\*m

Vy,Ed = -190.4784 daN

Nc,Rd = 27175.0000 daN

My,Ed,max = -27837.49 daN\*m

Mz,Ed,max = -768.01

daN\*m

Vy,T,Rd = 100163.8518 daN

Nb,Rd = 190232.8886 daN

My,c,Rd = 46799.23 daN\*m

Mz,c,Rd = 7600.45 daN\*m

Vz,Ed = 2801.9453 daN

MN,y,Rd = 46799.23 daN\*m

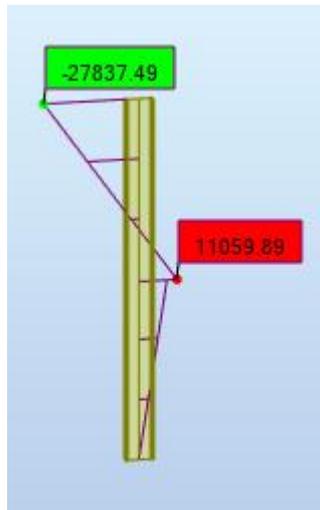
MN,z,Rd = 7600.45 daN\*m

Vz,T,Rd = 80622.8188 daN

Mb,Rd = 40019.38 daN\*m

Tt,Ed = -3.64 daN\*m

Classe de la section = 1



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00

Mcr = 110111.27 daN\*m

Courbe,LT -

XLT = 0.81

Lcr,low=3.00 m

Lam\_LT = 0.65

fi,LT = 0.79

XLT,mod = 0.86

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.00 m

Lam\_y = 0.19

Lcr,y = 3.00 m

Xy = 1.00



en z:

Lz = 6.00 m

Lam\_z = 0.84

Lcr,z = 3.00 m

Xz = 0.70

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

Lamy = 16.24                      kyy = 1.03                      Lamz = 72.85                      kyz = 1.27

flambement par torsion:

Courbe,T=b                      alfa,T=0.34  
 Lt=3.00 m                      fi,T=0.78  
 Ncr,T=661710.1260 daN                      X,T=0.82  
 Lam\_T=0.64                      Nb,T,Rd=221760.9847  
 daN                      Lam\_TF=0.19

flambement en flexion-torsion

Courbe,TF=b                      alfa,TF=0.34  
 Ncr,y=7770678.4014 daN                      fi,TF=0.52  
 Ncr,TF=7770678.4014 daN                      X,TF=1.00  
 Nb,TF,Rd=271755.0000 daN

### FORMULES DE VERIFICATION:

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{y} = 16.24 < \lambda_{y,max} = 210.00$                        $\lambda_{z} = 72.85 < \lambda_{z,max} = 210.00$                       STABLE  
 $N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{TF,Rd}) = 0.08 < 1.00$  (6.3.1)  
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.70 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.90 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))  
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.57 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

**Profil correct !!!**

### VIII-4-9 Vérification des poutre au vent

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 11 POUTRE AU VENT

**PIECE:** 299 Barre\_299  
 6.44 m

**POINT:** 7

**COORDONNEE:** x = 1.00 L =

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1\*1.35+2\*1.50+3\*1.00

### MATERIAU:

S 275 ( S 275 )                      fy = 275.00 MPa



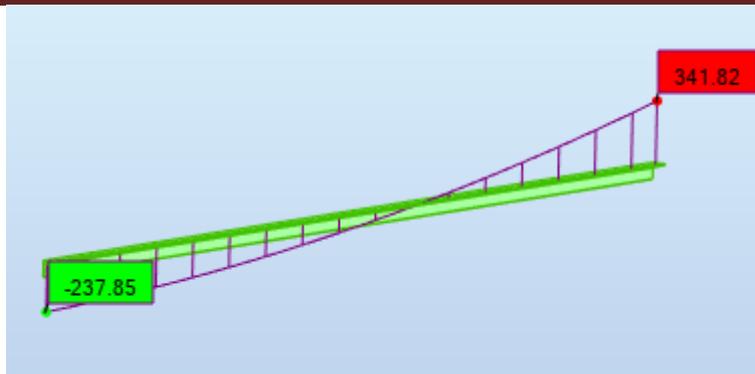
### PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 110x10

h=11.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=11.0 cm	Ay=11.00 cm <sup>2</sup>	Az=11.00 cm <sup>2</sup>	Ax=21.18 cm <sup>2</sup>
tw=1.0 cm	Iy=237.98 cm <sup>4</sup>	Iz=237.98 cm <sup>4</sup>	Ix=7.00 cm <sup>4</sup>
tf=1.0 cm	Wely=29.97 cm <sup>3</sup>	Welz=29.97 cm <sup>3</sup>	

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>Ed</sub> = 1037.6648 daN	M <sub>y,Ed</sub> = 341.82 daN*m	M <sub>z,Ed</sub> = 17.94 daN*m	V <sub>y,Ed</sub> = -5.1304 daN
N <sub>c,Rd</sub> = 58245.0000 daN	M <sub>y,Ed,max</sub> = 341.82 daN*m		M <sub>z,Ed,max</sub> = 17.94 daN*m
	V <sub>y,T,Rd</sub> = 17452.4196 daN		
N <sub>b,Rd</sub> = 10170.3565 daN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 824.24 daN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 824.24 daN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 160.8566 daN
			V <sub>z,T,Rd</sub> = 17452.4196 daN
			T <sub>t,Ed</sub> = -0.16 daN*m
			Classe de la section = 3

## Chapitre VIII : Vérification des éléments



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 6.44 m                      Lam\_y = 2.21  
Lcr,y = 6.44 m                  Xy = 0.17  
Lamy = 192.13                  kyy = 0.94



en z:

Lz = 6.44 m                      Lam\_z = 2.21  
Lcr,z = 6.44 m                  Xz = 0.17  
Lamz = 192.13                  kzz = 0.93

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 192.13 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 192.13 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.50 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

### VIII-4-10 Vérification des palées de stabilité

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 7 STAB

**PIECE:** 311 Barre\_311

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q+N 1\*1.35+2\*1.50+3\*1.00

**MATERIAU:**

S 275 ( S 275 )    fy = 275.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 140x13**

h=14.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=18.20 cm <sup>2</sup>	Az=18.20 cm <sup>2</sup>	Ax=34.95 cm <sup>2</sup>
tw=1.3 cm	Iy=638.54 cm <sup>4</sup>	Iz=638.54 cm <sup>4</sup>	Ix=19.55 cm <sup>4</sup>

## Chapitre VIII : Vérification des éléments

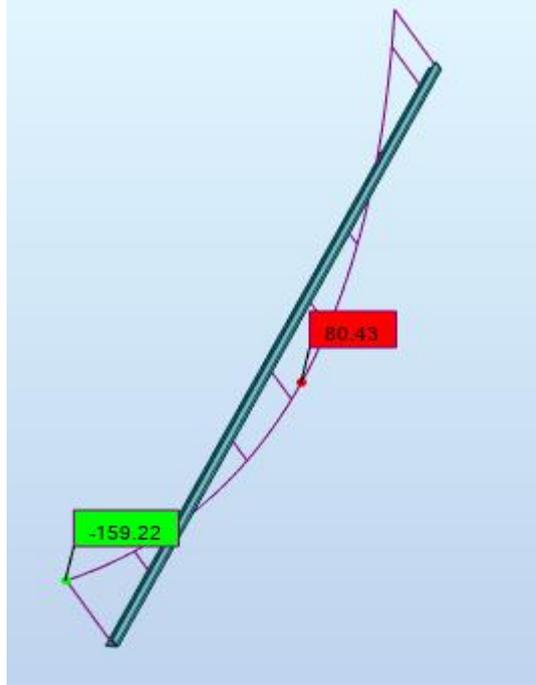
tf=1.3 cm

W<sub>ely</sub>=63.35 cm<sup>3</sup>

W<sub>elz</sub>=63.35 cm<sup>3</sup>

### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N <sub>,Ed</sub> = 3990.9945 daN	M <sub>y,Ed</sub> = -159.22 daN*m	M <sub>z,Ed</sub> = 177.04 daN*m	V <sub>y,Ed</sub> = 55.2595 daN
N <sub>c,Rd</sub> = 96112.5000 daN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -159.22 daN*m		M <sub>z,Ed,max</sub> = -291.85 daN*m
	V <sub>y,T,Rd</sub> = 28877.0339 daN		
N <sub>b,Rd</sub> = 15813.1322 daN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 1742.05 daN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 1742.05 daN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 110.9585 daN
			V <sub>z,T,Rd</sub> = 28877.0339 daN
			T <sub>t,Ed</sub> = 0.32 daN*m
			Classe de la section = 3



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L<sub>y</sub> = 8.49 m                      Lam<sub>y</sub> = 2.29  
 L<sub>cr,y</sub> = 8.49 m                      X<sub>y</sub> = 0.16  
 Lam<sub>y</sub> = 198.52                      k<sub>yy</sub> = 0.89



en z:

L<sub>z</sub> = 8.49 m                      Lam<sub>z</sub> = 2.29  
 L<sub>cr,z</sub> = 8.49 m                      X<sub>z</sub> = 0.16  
 Lam<sub>z</sub> = 198.52                      k<sub>zz</sub> = 0.81

### FORMULES DE VERIFICATION:

#### Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

#### Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 198.52 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 198.52 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## Chapitre VIII :Vérification des éléments

### VIII-5 Conclusion

Après avoir terminer les differentes vérifications permettant de satisfaire les différentes conditions de stabilité et de résistance, on représente ci-dessous un tableau récapitulatif des différents éléments adopté :

**Tableau VIII-3** : Récapitulatif des éléments adopté.

Eléments	Profilées
Pannes	IPE 160
Lisses de bardages	UPN 140
	UPN 80
Potelets	IPE 220
Solives	IPE 220
Poutres maitresses	IPE 270
Traverses	IPE 450
Poteaux plancher	HEA 180
Poteaux	IPE 450
Poutres au vent	CAE 110x10
Palées de stabilité	CAE 140x13

**CHAPITRE IX**  
**CALCUL DES**  

---

**ASSEMBLAGES**  

---

### IX-1 Introduction

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

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

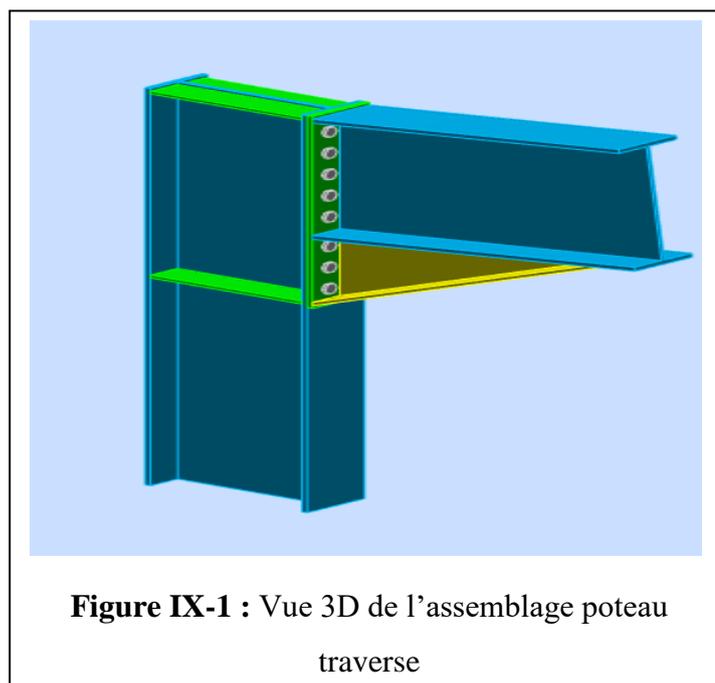
Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

Nous dans notre cas on utilise des assemblages par boulonnage. Le logiciel ROBOT nous permet de calculer automatiquement les différents assemblages et les résultats de calculs sont comme suit :

### IX-2 Assemblage poteau traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 <b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio <b>0,84</b>
---	--	---



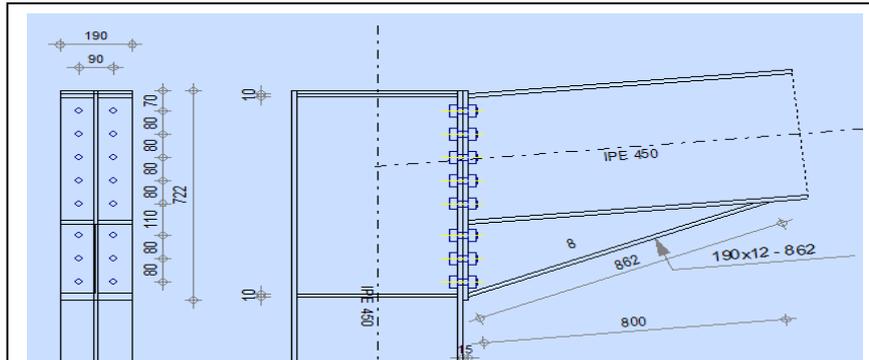


Figure IX-2 : Détail de l'assemblage poteau traverse

### Général

Assemblage N°: 8

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 234

Barres de la structure: 42, 44

### Géométrie

#### Poteau

Profilé: IPE 450

Barre N°: 42

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### Poutre

Profilé: IPE 450

Barre N°: 44

$\alpha = 5,7$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

### **Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	17640,0000	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]	
Entraxe $p_i =$	80;80;80;80;110;80;80	[mm]	

### **Platine**

$h_p =$	722	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	15	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### **Jarret inférieur**

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	250	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	800	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	22,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### **Raidisseur poteau Supérieur**

$h_{su} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Epaisseur du raidisseur

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$h_{su} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Inférieur

$h_{sd} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Soudures d'angle

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme

$a_r = 11$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 7$  [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### Efforts

#### Etat limite: ultime

Cas: 10:  $1.35G+1.5Q+N$   $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$M_{b1,Ed} = 27758,82$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 10525,9631$  [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -12988,1438$  [daN] Effort axial dans la poutre droite

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

### Résultats

#### Résistances de la poutre

$N_{cb,Rd} = 271755,0000$  [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 112480,5919$  [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,09 < 1,00$  **vérifié** (0,09)

$M_{b,pl,Rd} = 46799,23$  [daN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 68422,68$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 99391,7635$  [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 78375,0000$  [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

#### Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} = 53078,3743$  [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 63095,8306$  [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,84 < 1,00$  **vérifié** (0,84)

$F_{c,wc,Rd} = 80722,5241$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

$F_{c,wc,Rd,upp} = 80824,5566$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

#### Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = 156750,0000$  [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,08 < 1,00$  **vérifié** (0,08)

#### Résistance de l'assemblage à la flexion

#### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	636	27409,5001	27409,5001	31143,3287	27430,8127	52592,3624	35280,0000	47555,1676
2	556	11746,4291	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
3	476	10055,5363	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
4	396	8364,6436	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
5	316	5519,7215	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
6	206	-	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
7	126	-	27013,2311	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676
8	46	-	27883,3091	31143,3287	26567,9612	49637,5878	35280,0000	47555,1676

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 33790,77 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,82 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,82)$$

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 199024,2671 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

### Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3^*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 203,53 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 195,41 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 101,76 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

### Rigidité de l'assemblage

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$S_{j,ini} = 11201371,21$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 6373780,43$  [daN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 5640673,99$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 352542,12$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$  RIGIDE

### Composant le plus faible:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

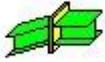
### Remarques

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 15 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,84**

## IX-3 Assemblage des deux traverse au niveau de faîtage



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

### Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
0,37

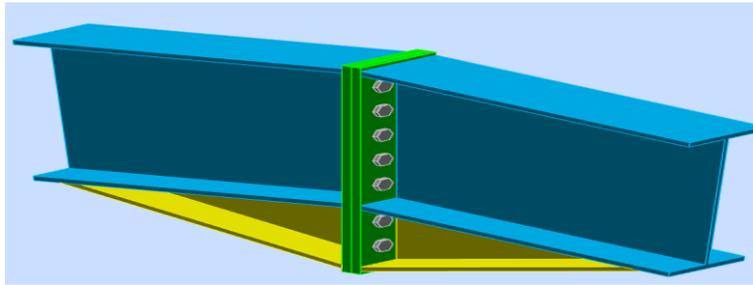


Figure IX-3 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faîtage

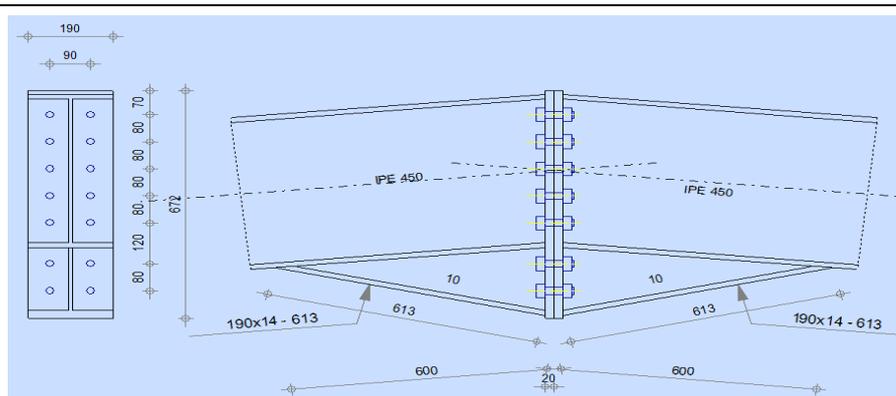


Figure IX-4 : Détail de l'assemblage au niveau de faîtage

### Général

Assemblage N°: 32

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 327

Barres de la structure: 59, 60

### Géométrie

*Gauche*

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

---

### **Poutre**

Profilé: IPE 450

Barre N°: 59

$\alpha = -174,3$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### **Droite**

### **Poutre**

Profilé: IPE 450

Barre N°: 60

$\alpha = -5,7$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### **Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 17640,0000$  [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 7$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 90$  [mm]

Entraxe  $p_i = 80; 80; 80; 80; 120; 80$  [mm]

### **Platine**

$h_{pr} = 672$  [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 190$  [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

Matériau: S 235

$f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Jarret inférieur

$w_{rd} = 190$  [mm] Largeur de la platine

$t_{frd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_{rd} = 200$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wrd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_{rd} = 600$  [mm] Longueur de la platine

$\alpha_d = 13,2$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Soudures d'angle

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme

$a_r = 11$  [mm] Soudure semelle

$a_{rd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 10:  $1.35G+1.5Q+N$   $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$M_{b1,Ed} = -16058,95$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -0,0216$  [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -7369,9299$  [daN] Effort axial dans la poutre droite

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$M_{b1,Ed} = -16058,95$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

### Résultats

#### Résistances de la poutre

$N_{cb,Rd} = 271755,0000$  [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

$V_{cb,Rd} = 112480,5919$  [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  vérifié (0,00)

$M_{b,pl,Rd} = 46799,23$  [daN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 64463,78$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 101085,193$  [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 91437,5000$  [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

#### Résistance de l'assemblage à la compression

$N_{j,Rd} = 182875,0000$  [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,04 < 1,00$  vérifié (0,04)

#### Résistance de l'assemblage à la flexion

#### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	573	32635,7966	-	-	32635,7966	52235,4147	35280,0000	65144,0653
2	493	22437,7822	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653
3	373	16972,5237	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653
4	293	13329,0181	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653
5	213	9685,5124	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653
6	133	6024,5606	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
7	53	-	-	-	31987,4866	49637,5878	35280,0000	65144,0653

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 42828,57 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,37 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 181277,8865 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max})^2]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 129,95 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp} + \tau_{\parallel})^2]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 124,35 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,35)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 64,97 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

### Rigidité de l'assemblage

$$S_{j,ini} = 76137697,30 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 76137697,30 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 5640673,99 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 352542,12 \text{ [daN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

### Composant le plus faible:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

### Remarques

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 14 [mm] < 15 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,37**

### IX-4 Assemblage des poutre maitresse –poteau au niveau des pignon de rive

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

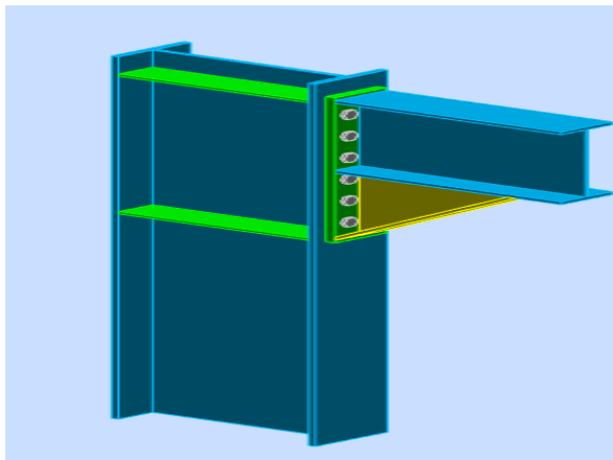


Figure IX-5 : Vue 3D de l'assemblage poteau poutre de rive

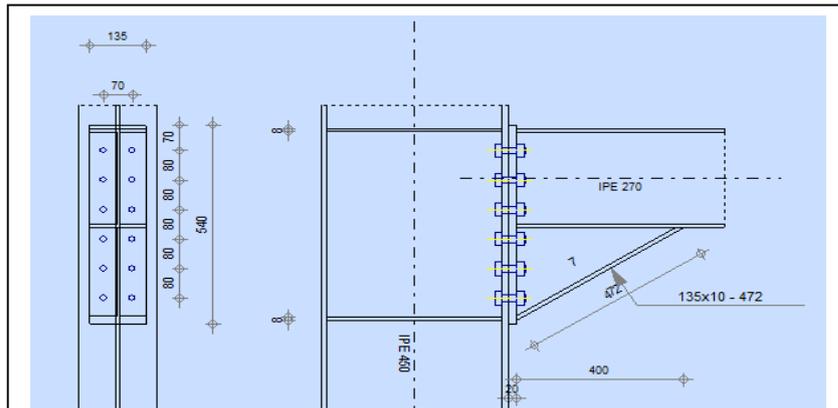


Figure IX-6 : Détail sur l'assemblage poteau poutre de rive

### Général

Assemblage N°: 55

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 515

Barres de la structure: 42, 234

### Géométrie

#### Poteau

Profilé: IPE 450

Barre N°: 42

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

#### Poutre

Profilé: IPE 270

Barre N°: 234

$\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

---

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

### **Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 13824,0000$  [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 70$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 70$  [mm]

Entraxe  $p_i = 80; 80; 80; 80; 80$  [mm]

### **Platine**

$h_p = 540$  [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 135$  [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{yp} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **Jarret inférieur**

$w_d = 135$  [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 250$  [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 7$  [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 400$  [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 32,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **Raidisseur poteau Supérieur**

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$h_{su} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Inférieur

$h_{sd} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Soudures d'angle

$a_w = 5$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 8$  [mm] Soudure semelle  
 $a_s = 5$  [mm] Soudure du raidisseur  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### Efforts

#### Etat limite: ultime

Cas: 10:  $1.35G+1.5Q+N$   $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$M_{b1,Ed} = 4560,12$  [daN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 3490,7144$  [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 15405,0326$  [daN] Effort axial dans la poutre droite

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

### Résultats

#### Résistances de la poutre

$N_{b,Rd} = 126362,5000$  [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

$V_{cb,Rd} = 61354,3203$  [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,06 < 1,00$  vérifié (0,06)

$M_{b,pl,Rd} = 13310,00$  [daN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{cb,Rd} = 32179,81$  [daN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$F_{c,fb,Rd} = 63235,8206$  [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,wb,Rd,low} = 34360,2116$  [daN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

#### Résistances du poteau

$V_{wp,Ed} = 16275,3456$  [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$V_{wp,Rd} = 63294,3993$  [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,26 < 1,00$  vérifié (0,26)

$F_{c,wc,Rd} = 72603,9127$  [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

#### Résistance de l'assemblage à la traction

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	454	18444,8809	24265,3511	18444,8809	27381,5542	27203,4641	27648,0000	42799,6509
2	374	15701,1996	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
3	294	13338,8004	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
4	214	11555,5953	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
5	134	8855,1383	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
6	54	7170,2320	24265,3511	18444,8809	27492,2039	27453,6166	27648,0000	42799,6509

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N<sub>j,Rd</sub>

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 75065,8465 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

### Résistance de l'assemblage à la flexion

#### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	454	18444,8809	24265,3511	18444,8809	27381,5542	27203,4641	27648,0000	42799,6509
2	374	15701,1996	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
3	294	214,1311	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
4	214	-	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
5	134	-	25996,9472	18444,8809	26973,4163	26280,7613	27648,0000	42799,6509
6	54	-	24265,3511	18444,8809	27492,2039	27453,6166	27648,0000	42799,6509

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 14308,69 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,32 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

### Vérification de l'interaction M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,52 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,52)$$

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Rd} = 125248,2807$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

[Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,03 < 1,00$	<b>vérifié</b>	(0,03)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

### Résistance des soudures

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$49,12 < 360,00$	<b>vérifié</b>	(0,14)
---	------------------	----------------	--------

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$47,99 < 360,00$	<b>vérifié</b>	(0,13)
---	------------------	----------------	--------

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$24,56 < 259,20$	<b>vérifié</b>	(0,09)
---	------------------	----------------	--------

### Rigidité de l'assemblage

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance  $N_{pl,Rd}$ . Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

### Composant le plus faible:

AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,52

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

### IX-5 Assemblage de la poutre maitresse –poteau-plancher



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

#### Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
0,67

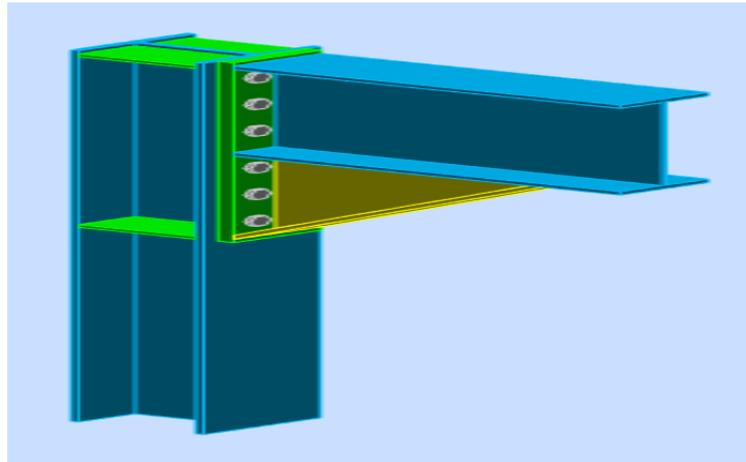


Figure IX-7 : Vue 3D de l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

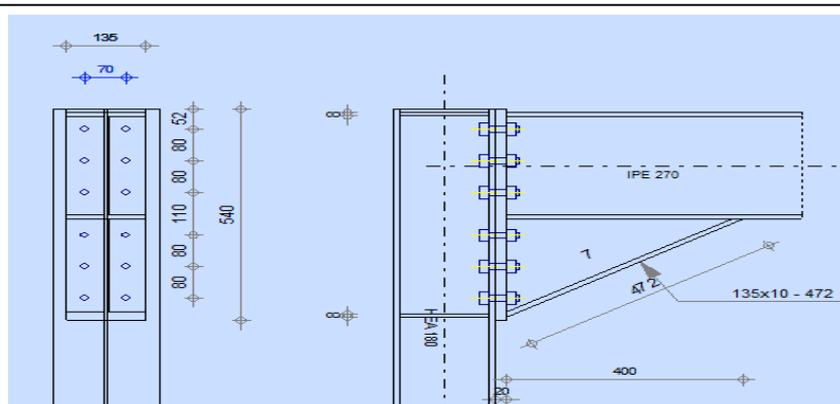


Figure IX-8 : Détail sur l'assemblage poutre maitresse –poteau-plancher

#### Général

Assemblage N°: 59

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 507

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

---

Assemblage N°: 59

Barres de la structure: 222, 231

### Géométrie

#### **Poteau**

Profilé: HEA 180

Barre N°: 222

$\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

#### **Poutre**

Profilé: IPE 270

Barre N°: 231

$\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

#### **Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 11304,0000$  [daN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 52$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 70$  [mm]

Entraxe  $p_i = 80; 80; 110; 80; 80$  [mm]

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

---

### **Platine**

$h_p =$	540	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	135	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### **Jarret inférieur**

$w_d =$	135	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	250	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	400	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	32,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### **Raidisseur poteau**

#### **Supérieur**

$h_{su} =$	152	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	87	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

#### **Inférieur**

$h_{sd} =$	152	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	87	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

### **Soudures d'angle**

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

### Efforts

#### Etat limite: ultime

Cas: 10:  $1.35G+1.5Q+N$   $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$M_{b1,Ed} =$	2712,74	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	3013,5614	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	15066,2799	[daN]	Effort axial dans la poutre droite

### Résultats

#### Résistances de la poutre

$N_{tb,Rd} =$	126362,5000	[daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]
$V_{cb,Rd} =$	61354,3203	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
$M_{b,pl,Rd} =$	13310,00	[daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{cb,Rd} =$	32179,81	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} =$	63235,8206	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} =$	39558,5862	[daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$$M_{b,p,Rd} = 13310,00 \text{ [daN*m Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)]}$$

EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

### Résistances du poteau

$$V_{wp,Ed} = 13,2203 \text{ [daN] Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{wp,Rd} = 21377,4316 \text{ [daN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$F_{c,wc,Rd} = 61466,5968 \text{ [daN] Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### Résistance de l'assemblage à la traction

#### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	472	15594,0805	15594,0805	17825,8782	22608,0000	29699,5548	22608,0000	29568,1674
2	392	8733,1716	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
3	312	4215,9716	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
4	202	2234,4647	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
5	122	1111,4447	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
6	42	1033,3606	15594,0805	17825,8782	22608,0000	29197,1995	22608,0000	29568,1674

#### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION N<sub>j,Rd</sub>

$$N_{j,Rd} = \sum F_{ij,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 32922,4938 \text{ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,46 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,46)$$

### Résistance de l'assemblage à la flexion

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	472	15594,0805	15594,0805	17825,8782	22608,0000	29699,5548	22608,0000	29568,1674
2	392	8733,1716	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
3	312	4215,9716	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
4	202	2234,4647	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
5	122	1111,4447	15594,0805	17825,8782	22608,0000	26280,7613	22608,0000	29568,1674
6	42	1033,3606	15594,0805	17825,8782	22608,0000	29197,1995	22608,0000	29568,1674

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 12722,50 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

### Vérification de l'interaction M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,67 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,67)$$

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{j,Rd} = 96266,2153 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

### Résistance des soudures

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3^*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 28,74 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3^*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 30,14 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 14,37 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

### Rigidité de l'assemblage

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance  $N_{pl,Rd}$ . Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

### Composant le plus faible:

AME DU POTEAU EN TRACTION

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,67

### IX-6 Encastrement en pieds de poteau



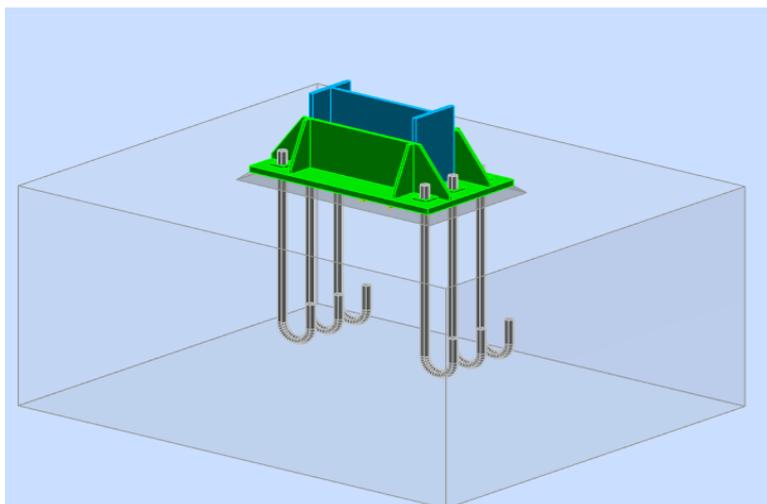
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

#### Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
**0,68**



**Figure IX-9** : Vue 3D de l'assemblage au niveau du pied de poteau

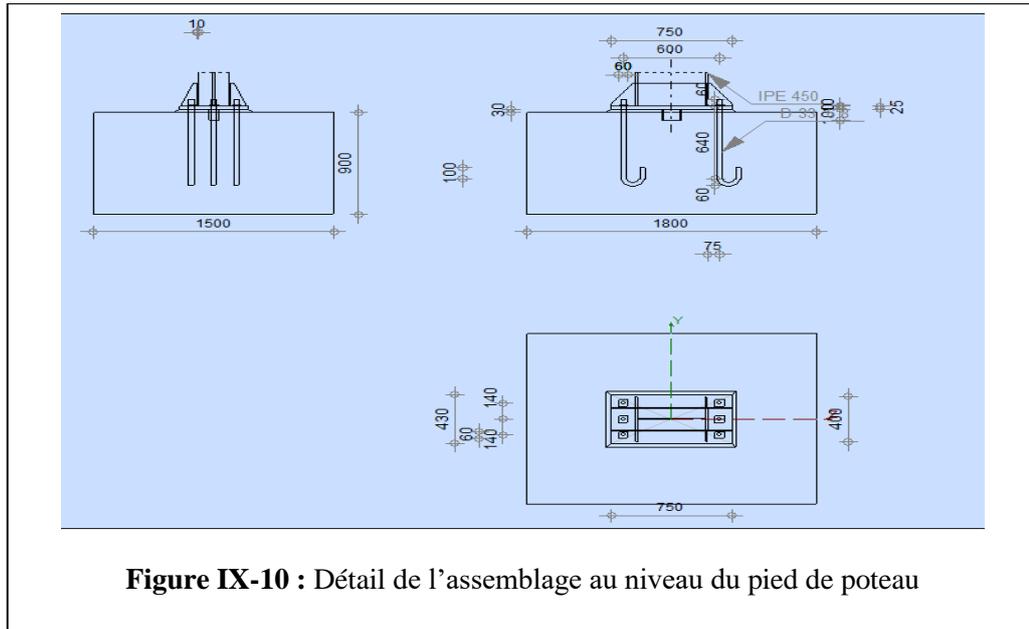


Figure IX-10 : Détail de l'assemblage au niveau du pied de poteau

### Général

Assemblage N°: 46

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 346

Barres de la structure: 61

### Géométrie

#### Poteau

Profilé: IPE 450

Barre N°: 61

$L_c = 6,00$  [m] Longueur du poteau

Matériau: S 235

#### Platine de prescelllement

$l_{pd} = 750$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 430$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 25$  [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Résistance

$f_{upd} = 430,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

---

$f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Résistance

### **Ancrage**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 6.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 480,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 600,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 33$  [mm] Diamètre du boulon

$n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 3$  Nombre de rangées des boulons

Ecartement  $e_{Hi} = 600$  [mm]

Entraxe  $e_{Vi} = 140$  [mm]

### **Bèche**

Profilé: IPE 120

$l_w = 100$  [mm] Longueur

Matériau: S 235

$f_{yw} = 235,00$  [MPa] Résistance

### **Raidisseur**

$l_s = 750$  [mm] Longueur

$w_s = 400$  [mm] Largeur

$h_s = 200$  [mm] Hauteur

$t_s = 10$  [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$  [mm] Grugeage

$d_2 = 20$  [mm] Grugeage

### **Coefficients de matériau**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

---

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

### **Semelle isolée**

$L = 1800$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 1500$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

### **Béton**

Classe c20/25

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

### **Mortier de calage**

$t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

### **Soudures**

$a_p = 5$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 4$  [mm] Bêche

$a_s = 4$  [mm] Raidisseurs

### **Efforts**

Cas: 10:  $1.35G+1.5Q+N$   $1*1.35+2*1.50+3*1.00$

$N_{j,Ed} = -11120,0950$  [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -2,2224$  [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 7380,9674$  [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -17427,43$  [daN\*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -0,32$  [daN\*m] Moment fléchissant

### **Résultats**

### Zone comprimée

#### COMPRESSION DU BETON

$c =$	50	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	26,67	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	642898,7533	[daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	188112,4600	[daN]	Résistance du béton à la flexion $M_y$	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	255557,6923	[daN]	Résistance du béton à la flexion $M_z$	[6.2.8.3.(1)]

#### AILE ET AÎME DU POTEAU EN COMPRESSION

$M_{c,Rd,y} =$	125731,81	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	503	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	250041,4716	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} =$	54470,18	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	223	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} =$	243790,0520	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	642898,7533	[daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	188112,4600	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				
$F_{c,Rd,z} =$	243790,0520	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

### Zone tendue

#### RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$F_{t,Rd,s1} = 25483,6800$  [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 25483,6800$  [daN] Résistance du boulon à la rupture

### ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$F_{t,Rd,p} = 15245,5419$  [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

### RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$$

$F_{t,Rd} = 15245,5419$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

### FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$F_{t,pl,Rd,y} = 40687,0142$  [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 30491,0838$  [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

### RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$F_{T,Rd,y} = 40687,0142$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$F_{T,Rd,z} = 30491,0838$  [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

### Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,02 < 1,00$  **vérifié** (0,02)

$M_{j,Rd,y} = 26722,77$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$  (6.23)  $0,65 < 1,00$  **vérifié** (0,65)

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$M_{j,Rd,z} = 13,81$  [daN\*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$  (6.23)  $0,02 < 1,00$  **vérifié** (0,02)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,67 < 1,00$  **vérifié** (0,67)

### Cisaillement

#### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 50678,5714$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 50678,5714$  [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

#### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 12152,0825$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

#### GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$F_{f,Rd} = 3336,0285$  [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

#### CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 18666,6667$  [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 10266,6667$  [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

#### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 94915,1902$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **vérifié** (0,00)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$V_{j,Rd,z} = 86515,1902$  [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,09 < 1,00$  vérifié (0,09)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$   $0,09 < 1,00$  vérifié (0,09)

### Contrôle des raidisseurs

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d = 7,06$  [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 71,31$  [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 66,34$  [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 115,11$  [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,42 < 1,00$  vérifié (0,42)

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 0,95$  [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 25,02$  [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 33,07$  [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 57,28$  [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$  (6.1)  $0,21 < 1,00$  vérifié (0,21)

#### Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 32,04$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 32,04$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 4,55$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$  (4.1)  $0,12 < 1,00$  vérifié (0,12)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,18 < 1,00$  vérifié (0,18)

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$\sigma_{\perp} = 32,04$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

### Soudures verticales des raidisseurs

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 0,00$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 140,91$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 0,00$  [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,68 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,68)$$

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 48,23$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 48,23$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 41,33$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 120,12$  [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,33 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

### Soudures horizontales des raidisseurs

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 78,18$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 78,18$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 107,09$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 242,59$  [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,80$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

## Chapitre IX: Calcul des assemblages

$\sigma_{\perp} = 78,18$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,56 < 1,00$  **vérifié** (0,56)

### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 61,53$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 61,53$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 59,27$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 160,26$  [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,37 < 1,00$  **vérifié** (0,37)

### Rigidité de l'assemblage

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 20$  [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,y} = 7$  [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 3$  [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,35$  Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 14328356,61$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 35430045,00$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$  SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

#### Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = 35$  [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,z} = 27$  [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 3$  [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 1,55$  Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 18181380,18$  [daN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 1759653,00$  [daN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$  RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

### **Composant le plus faible:**

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

### **Remarques**

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.

60 [mm] < 99 [mm]

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

100 [mm] < 165 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,68**

**CHAPITRE X :**  
**DIMENSIONNEMENT**  
**DES FONDATIONS**

---

---

# Chapitre X : Dimensionnement des fondations

## X-1 Introduction

On appelle fondation la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

## X-2 Etude du sol

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géotechnique approfondie du sol et en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas, la contrainte admissible du sol est égale à **2 bars**. (rapport de sol)

## X-3 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la super structure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire:

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain: La connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site: urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations: terrain sec, présence de l'eau, terrain très meuble.

Pour notre projet on opte pour des fondations superficielles de type « **semelle isolées** »

### X-3-1 Etude de ssemelle isolées:

Le pré dimensionnement est donné par le logiciel robot :

$$A = 1\text{m}$$

$$B = 1\text{m}$$

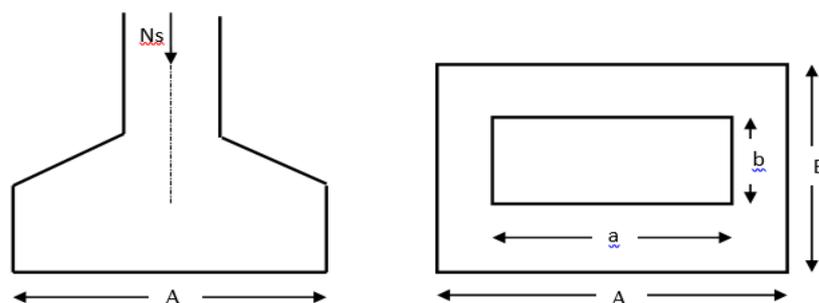


Figure X-1 : Dimension de la fondation

## Chapitre X : Dimensionnement des fondations

- **Calcul de la hauteur de la semelle**

la hauteur de la semelle est :  $h = d + 5\text{cm}$

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

Avec :  $b = a = 0.45\text{m}$

$$\frac{1 - 0.45}{4} = 0.1375 \leq d \leq 1 - 0.45 = 0.55$$

$$0.1375 \leq d \leq 0.55$$

On prend  $d=25\text{cm}$

Donc :  $h = d + 5\text{cm} = 25 + 5 = 30\text{ cm}$

- **Détermination du poids de l'amorce poteau:**

$$P_{\text{amorce-poteau}} = a \times b \times H \times \rho$$

$$P_{\text{amorce-poteau}} = 0,45 \times 0,45 \times 0,30 \times 2500 = 151.875\text{Kg}$$

$$P_{\text{amorce-poteau}} = 1,51875\text{KN}$$

- **Détermination du poids de la semelle:**

$$P_{\text{semelle}} = A \times B \times H \times \rho$$

$$P_{\text{semelle}} = 1 \times 1 \times 0,30 \times 2500 = 750\text{KG}$$

$$P_{\text{semelle}} = 7.50\text{ KN}$$

### X-3-2 Vérification des contraintes à L'ELS

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol. Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = 0 \leq \frac{B}{6} = \frac{1}{6} = 0.16 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

→ Il n'existe aucune traction dans le sol.

On à :  $N = N_{sd} + P_{\text{semelle}} = 250.0186 + 7.5 = 257.82\text{ KN}$

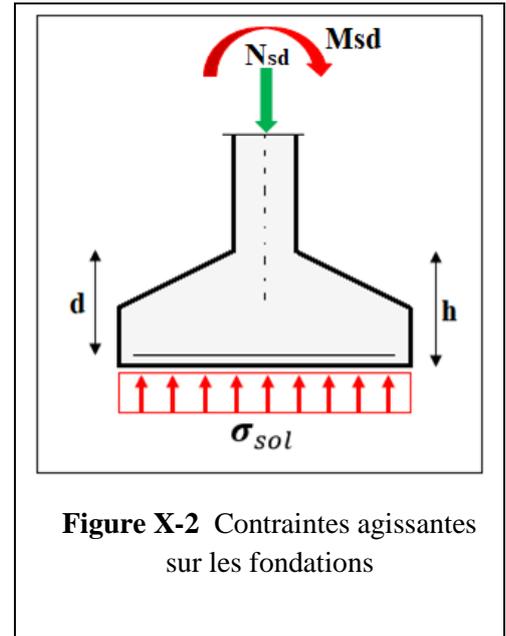
Avec :  $N_{sd} = 250.0186\text{ KN}$  (à L'ELS)

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left[ 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right]$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{257.82}{1 \times 1} \left[ 1 + \frac{6 \times 0}{1} \right] = 257.82\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 257.82\text{ KN/m}^2 > \sigma_{\text{sol}} = 200\text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Dans ce cas on augmente la section de la semelle



**Figure X-2** Contraintes agissantes sur les fondations

## Chapitre X : Dimensionnement des fondations

→ A=B= 1,2m

$$\sigma_{\max} = \frac{257.82}{1.2 \times 1.2} \left[ 1 + \frac{6 \times 0}{1.2} \right] = 179.042 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max} = 179.042 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$ .....condition vérifiée

### Conclusion

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées à l'état limite de service

### X-3-3 Vérification des contraintes à L'ELU:

$$e_0 \leq \frac{B}{6}$$

$$e_0 = 0 \leq \frac{B}{6} = \frac{1}{6} = 0.16$$
.....condition vérifiée

→ Il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\text{On a: } N = N_{\text{sd}} + 1.35 P_{\text{semelle}} = 3 \times 12.242 + 1.35 \times 7.5 = 322.4 \text{ KN}$$

Avec :  $N_u = 312.242 \text{ KN}$  (à L'ELU)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left[ 1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right]$$

$$\sigma_{\max} = \frac{322.4}{1.2 \times 1.2} \left[ 1 + \frac{6 \times 0}{1.2} \right] = 223.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{\max} = 223.88 \text{ KN/m}^2 < 1.5 \times \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2$ .....condition vérifiée

### Conclusion

On conclut que les contraintes dans le sol sont vérifiées à l'état limite ultime

### X-4 Ferrailage des semelles isolées

Pour le ferrailage des semelles isolées, on utilise la méthode des bielles. La qualité d'acier est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{N(A - a)}{8(h - c)\sigma_{st}}$$

Avec :

- N : effort normal à l'ELU
- A : dimension de la semelle
- a : côté de l'amorce poteau
- H : hauteur de la semelle
- C : l'enrobage des aciers (c = 5cm)

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{322.4 \times (1.2 - 0.45)}{8 \times (0.30 - 0.05) \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

## Chapitre X : Dimensionnement des fondations

Nous allons opter pour un ferrailage de **5HA12 (5.65cm<sup>2</sup>)** → **Armature longitudinale**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2 \rightarrow \text{Armatures de répartition}$$

### X-5 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle la solidarisation des fondations de l'ouvrage. Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- N : effort normal maximal ( **N = 312.242 KN** )
- $\alpha$  : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour les sols.

$\alpha = 12$  (site S3, zone IIa)

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{312.242}{12} = 26.86 \text{ KN}$$

**F = 26.02 KN  $\geq$  20 KN.....condition vérifiée**

#### X-5-1 Pré-dimensionnement de la longrine selon l'RPA99 version 2003

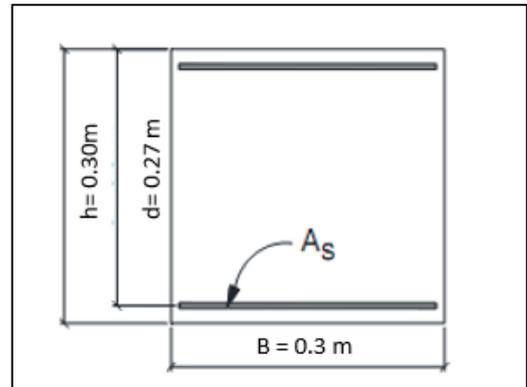
- $h \geq 30\text{cm}$
- $b \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

On opte pour :

$h = 30\text{cm}$

$b = 30\text{cm}$

➔  $\frac{h}{b} = 1 < 4$ .....condition vérifiée



#### X-5-2 Calcul du ferrailage

- A'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{312.242}{12} = 26.02 \text{ KN}$$

- A'ELS

$$\frac{N_{sd}}{\alpha} = \frac{250.0186}{12} = 20.83 \text{ KN}$$

➔  $F = \max (26.02 \text{ KN}; 20.83 \text{ KN}; 20 \text{ KN}) = 26.02 \text{ KN} \rightarrow F = 26.02 \text{ KN}$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{260.2}{348} = 0.75\text{cm}^2$$

**l'RPA99 version 2003 exige une section minimale :**

Selon le **RPA 99version 2003**, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 cm  $\times$  30 cm.

$$A_{\min} = 0,6\%B = 0,6\%(25 \times 30) = 4.5\text{cm}^2$$

## Chapitre X : Dimensionnement des fondations

On prend  $A_{st} = 6,15\text{cm}^2 \rightarrow 4\text{HA}\phi 14$

- **Vérification de condition de non-fragilité**

La condition est la suivante :

$$A_{st} \leq 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$A_{st} = 6,15 \text{ cm}^2 \leq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{25}{400} = 11.64\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### X-5-2 Calcul d'armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{B}{10}; \varphi_{\min}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 10\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(8.57; 30; 10)$$

$\rightarrow$  On opte pour  $\varphi_t = 8\text{mm}$

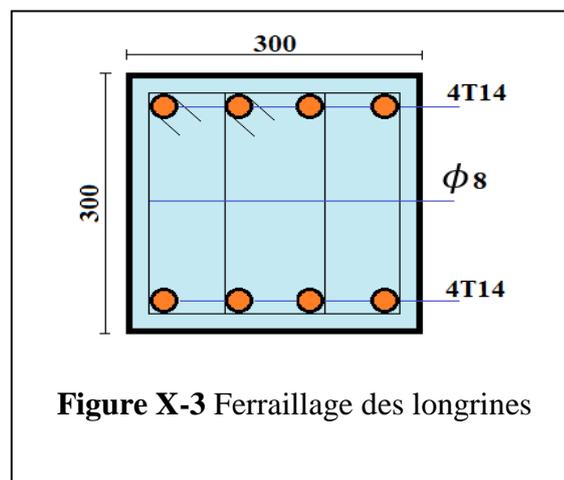
### X-5-3 Calcul d'espacement des cadres

Le RPA exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq \min(20; 15\varphi_t)$$

$$S_t \leq \min(20; 15 \times 0.8)$$

Alors on adopte un espacement  $s_t = 10\text{cm}$



## **CONCLUSION GENERALE**

Ce projet nous a été bénéfique du point de vu assimilation et application des différents cours de conception et de résistance des matériaux, que nous avons fait durant notre formation d'ingénieur. D'une part, d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure pour des vérifications et dimensionnements manuels, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures, même sur la pratique des logiciels techniques comme Robot, Tekla, Autocad. A travers ce projet de fin d'études, il nous a permis de passer en revue toutes les phases de conception et de calcul d'une structure métallique y compris les parties : la structure mixte, les assemblages et les fondations. Notre projet de fin d'études nous a permet de faire apparaitre l'aspect pluridisciplinaire de l'étude d'une construction métallique, et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens.

# **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

---

## Références bibliographique

1. Calcul des Eléments de construction Métallique de Lahlou DAHMANI. Selon l'Eurocode3, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012.
2. Ministre de l'habitat « Règlement neige et vent (version 2013) », D.T.R .C2-47 CNERIB 2014.
3. Ministre de l'habitat « Document d'accompagnement du DTR RNV (version 2013) », D.T.R .C2-47 CNERIB 2014.
4. DTR-B.C 2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS.
5. DTR-B.C 2.44 : « Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier CCM97 ».
6. DTR-B.C 2.48 : « *Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS.
7. DTR-BC 2.331 « Règles de calcul des fondations superficiels ».
8. BAEL 91/99 : « Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99 » .
9. EUROCODE 1 : « Action du vent et de neige (NF EN 1991-1-4 :2005) ».
10. EUROCODE 3 : « Calcul des structures métalliques et document d'application ».
11. EUROCODE 4 : « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application ».
12. CTICM, guide eurocode, « Assemblage des pieds de poteaux en acier d'après l'eurocode 3 », CSTB, février 2010.
13. CTICM, guide eurocode, « Vérification des barres comprimées et fléchies d'après l'eurocode 3 », CSTB, aout 2009.

# Annexes

**ANNEXE01**

**Catégories de terrain**

Catégorie de terrain	$K_T$	$z_0 (m)$	$z_{min} (m)$	$\varepsilon$
<b>0</b> mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
<b>III</b> Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

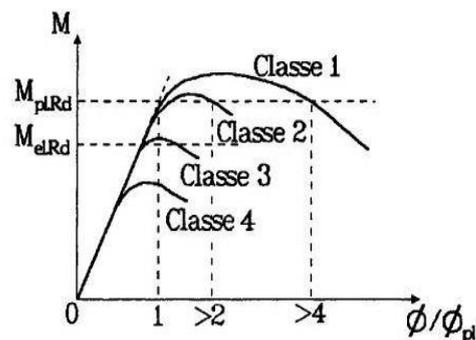
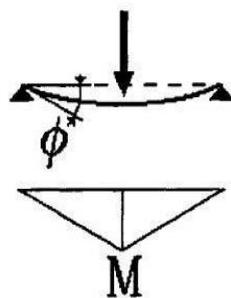
## ANNEXE 02

### Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

(1) Quatre classes de sections transversales sont définies:

- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets dévoiement local.

Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



ANNEXE03

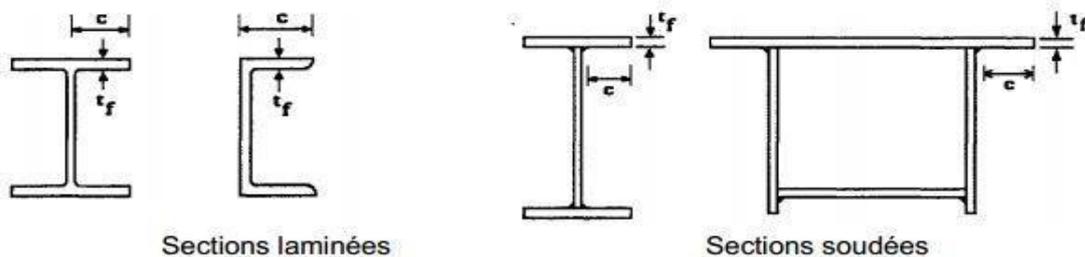
Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées			
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)					
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$		
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$		
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355	
	$\epsilon$	1	0,92	0,81	

## ANNEXE04

### Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

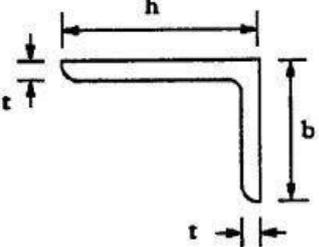
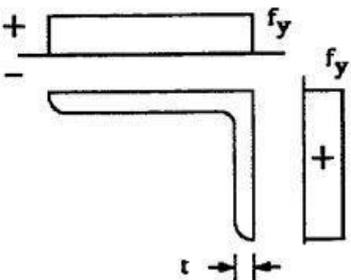
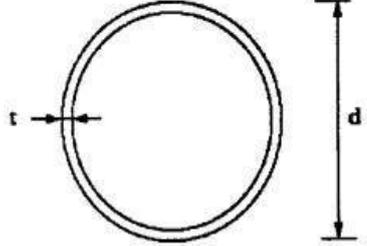
(b) Parois semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

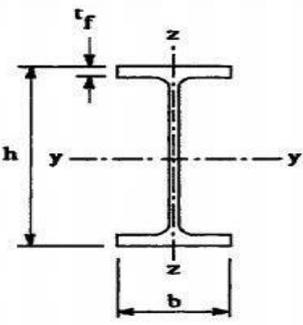
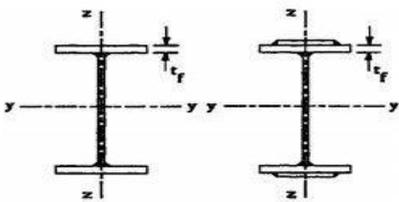
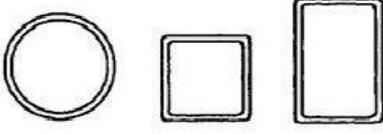
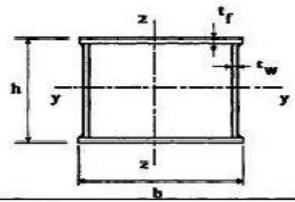
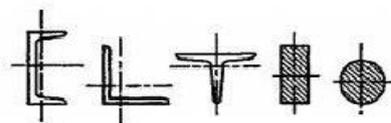
## ANNEXE05

### Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

d) <u>Cornières</u>				
<p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>				
(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)				
Classe	Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)				
(e) <u>Sections tubulaires</u>				
				
Classe	Section fléchie et/ou comprimée			
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81
	$\epsilon^2$	1	0,85	0,66

## ANNEXE06

### Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$ )	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$ )	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

## ANNEXE07

Valeur du coefficient de flambement  $\chi$  de lacourbe  $a$ 

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

## ANNEXE08

Valeur du coefficient de flambement  $\chi$  de lac ourbe  $b$ 

$\lambda$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

**ANNEXE09****Section d'armature en  $mm^2$** 

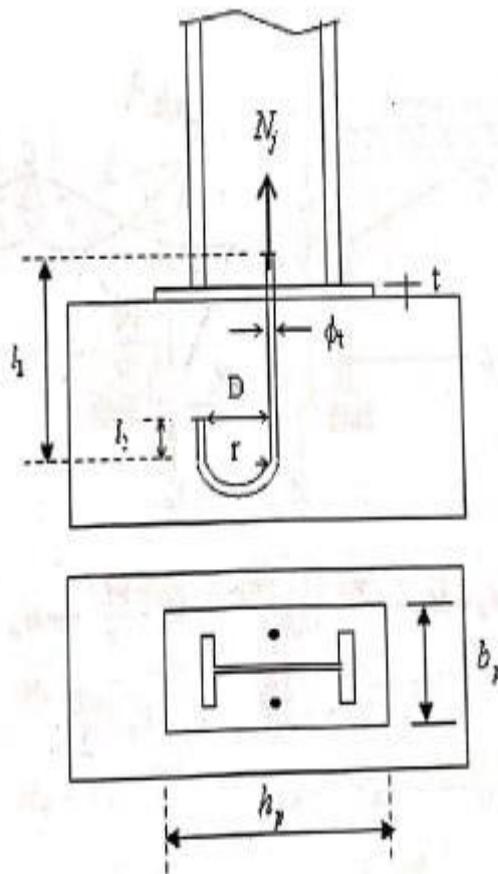
<b>Φ (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

## ANNEXE10

**Valeurs des efforts normaux admissibles, par tige d'ancrage et leurs diamètres données en fonction des caractéristiques de la tige et de la profondeur d'ancrage**

$\phi_f$	$D$	$l_1$	$l_2$	$l_f$	$N_j^{\max}$
16	40	280	25	120	2170
20	50	280	32	120	3040
20	50	480	32	120	4420
24	70	500	40	160	6070
30	90	500	50	160	8580
33	100	700	55	160	12260

$l_f$  : longueur filetée.



Poteau articulé

## ANNEXE11

### Les dimensions des différents boulons

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm <sup>2</sup> )	113	201	314	452	573
Section Résistance A <sub>s</sub>	84	157	245	353	459

### Caractéristique des boulons

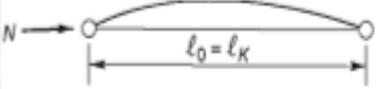
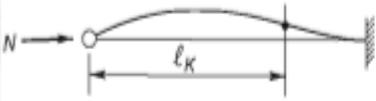
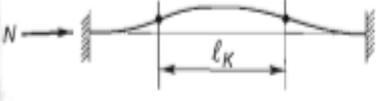
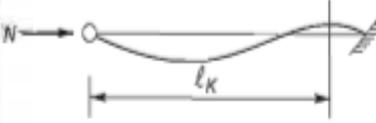
Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

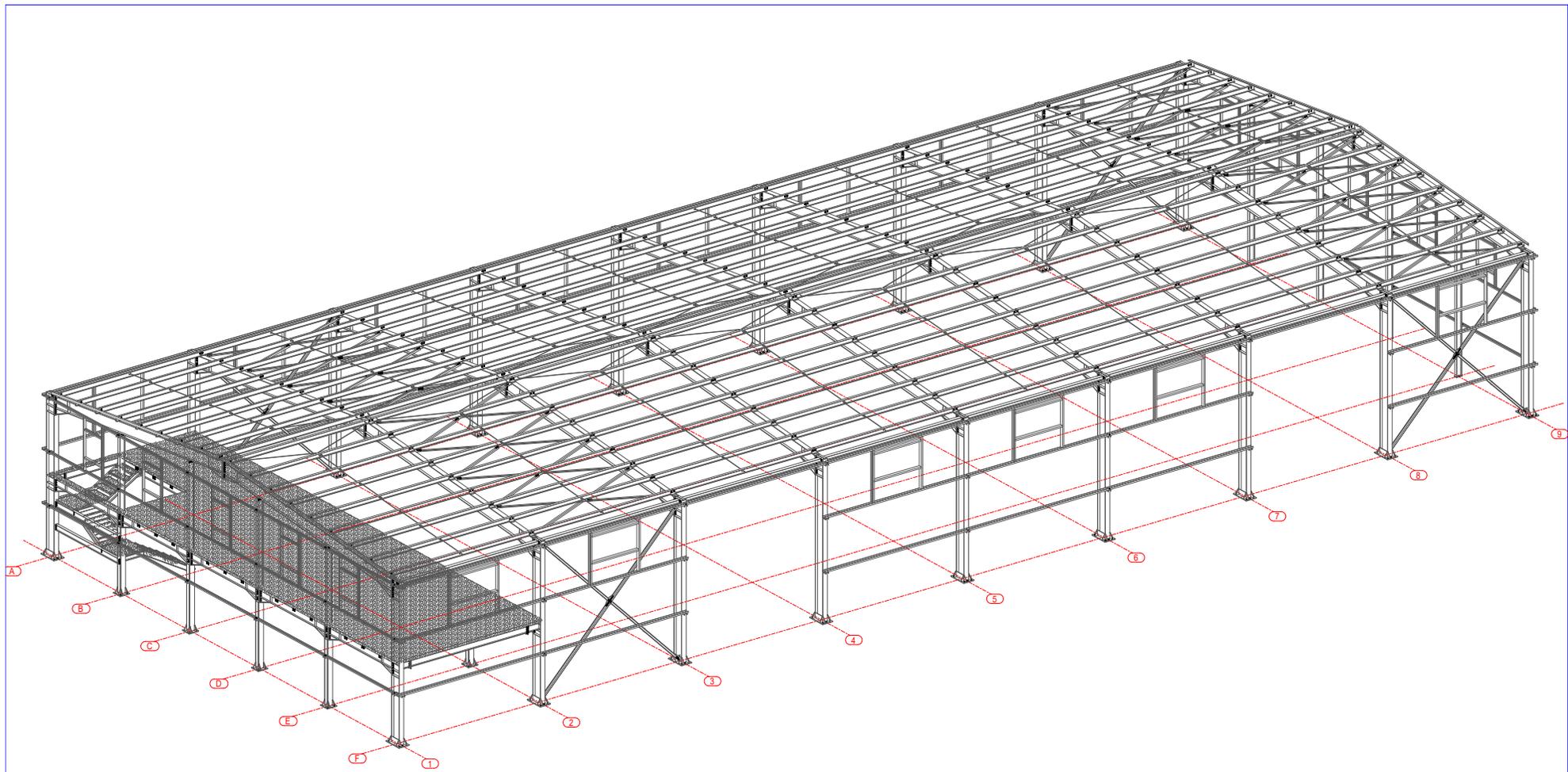
### Tableau : entraxe des boulons et pinces

Diamètre nominal d <sub>b</sub> (mm)	Aire nominale A (mm <sup>2</sup> )	Aire résistante A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )
14	154	115
16	201	157
18	254	192
22	314	245
22	380	303
24	452	353

## ANNEXE12

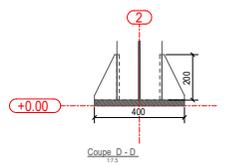
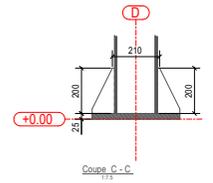
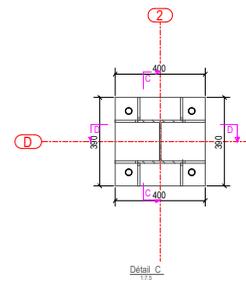
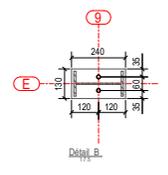
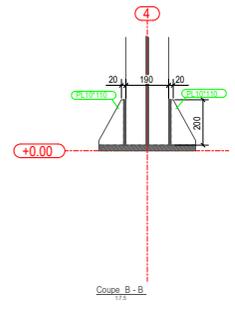
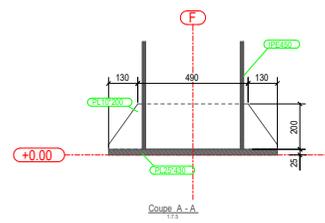
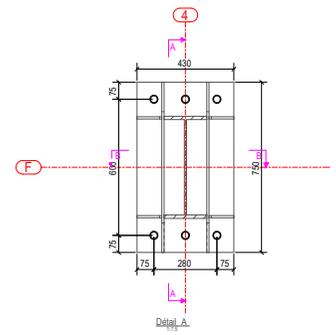
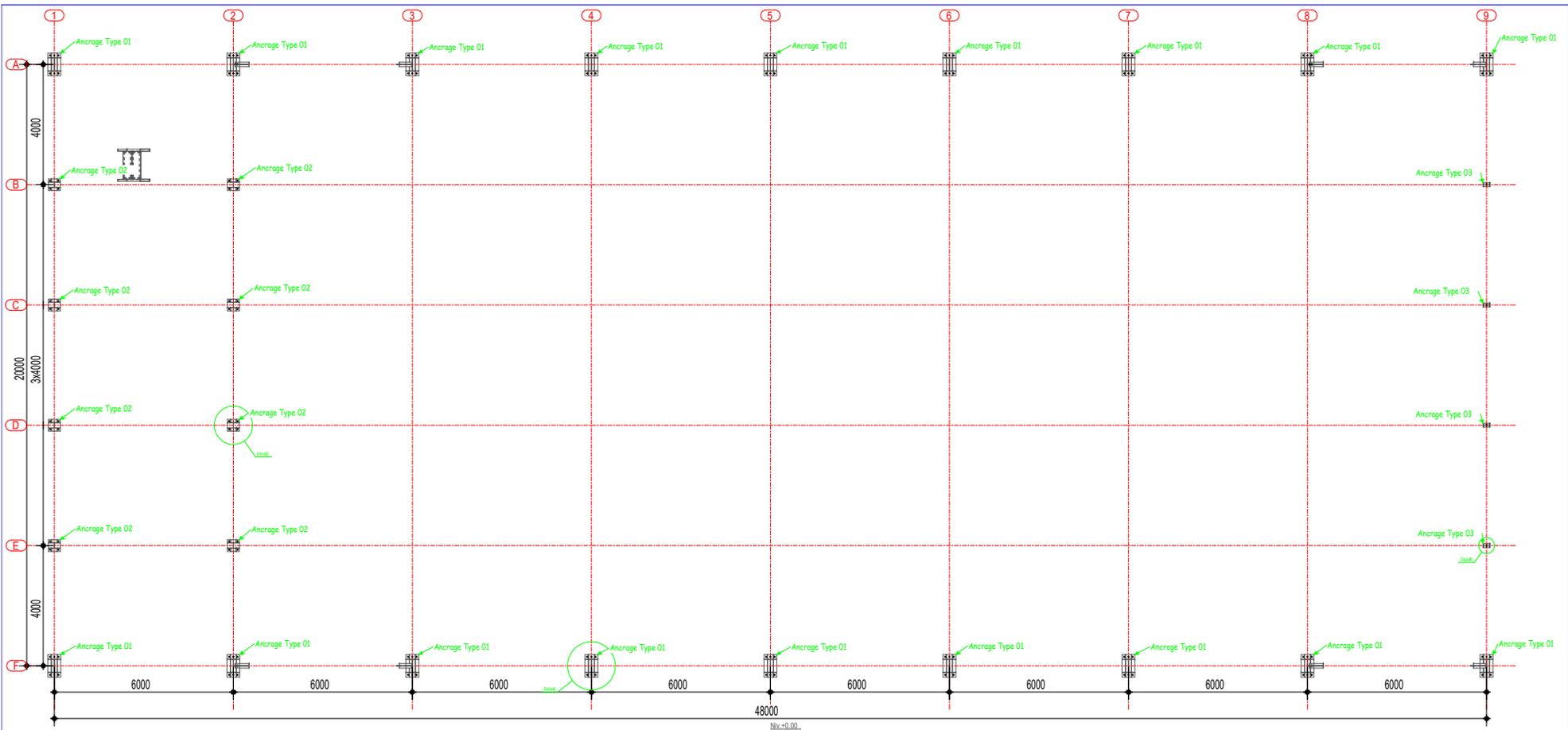
# Valeur de longueur de flambement en fonction de longueur d'appuis

Conditions d'appuis	$m$	$\ell_K$
<p>• Sans déplacements des extrémités</p>		
	1	$\ell_0$
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
<p>• Avec liberté de déplacements aux extrémités</p>		
	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	$\ell_0$
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

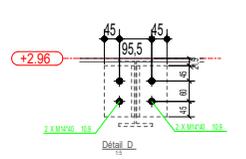
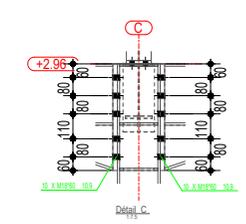
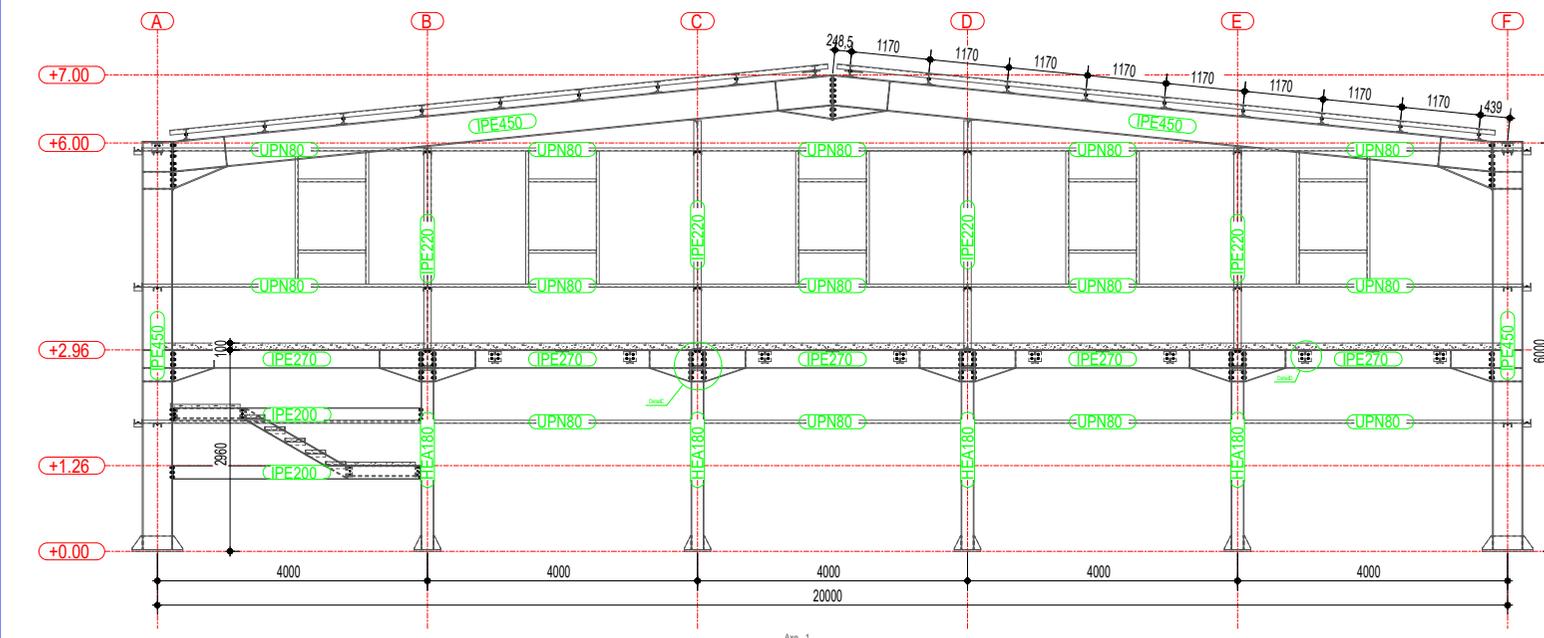
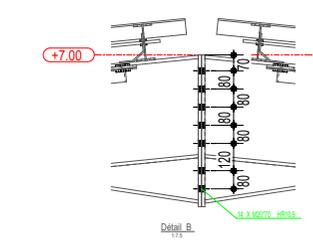
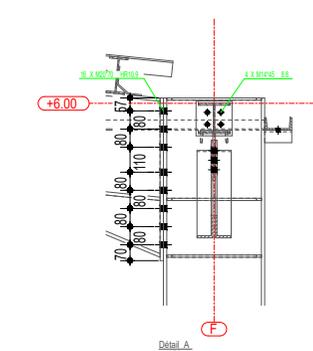
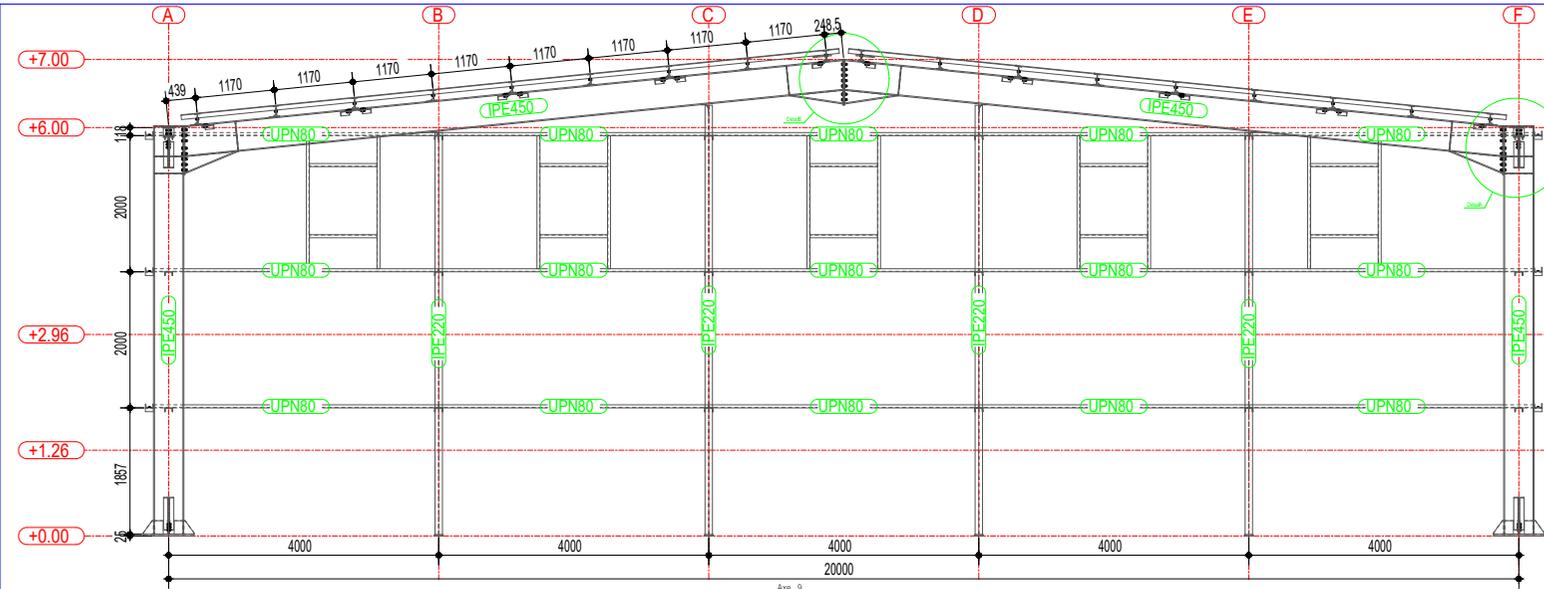


Implémentation

Index	Description	Date de révision
		1
POWERED BY <b>TEKLA</b> A TRUWIDE COMPANY <a href="http://www.tekla.com">www.tekla.com</a>		Numéro d'affaire: 1 Nom d'affaire: Mémoire Fin D'étude
Numéro de plan: [6]	Coordinateur: Belkacemi Rafik & Seddi Ahmed Date: 05.12.2021	Echelle: 1:45 Format: A0+
---Perspective---		
TEKLA s.a.r.l 02 Chemin des FRUITIERS 38000 St-Jean-de-Collins Tél: 04 78 98 11 11 support@tekostructures@fr.tekla.com		



--Plan d'implantation--			
Client	M&M	Date	19/11/2023
Projet	Maison Pm Drouot	Échelle	1:75 1:45
Architecte	Requiem Park & Scott Architect	Version	
Architecte dessinateur	LS		



--Plan Pignon --			
Client:	Milmarco Fin. D'Atalaya	Date:	19.11.2021
Projet:	Rehabilitation of the building	Echelle:	1:5 1:7.5
Scale:	1:50	Version:	

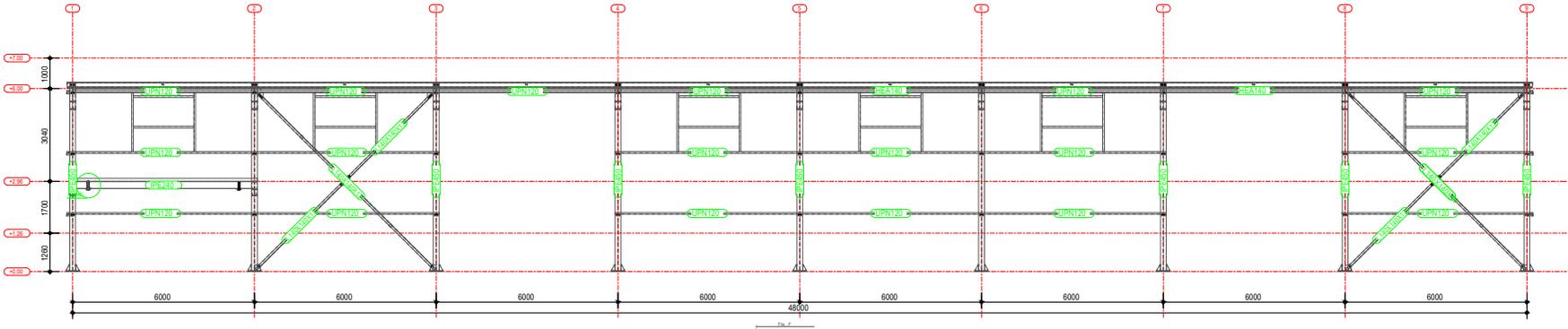


Fig. A

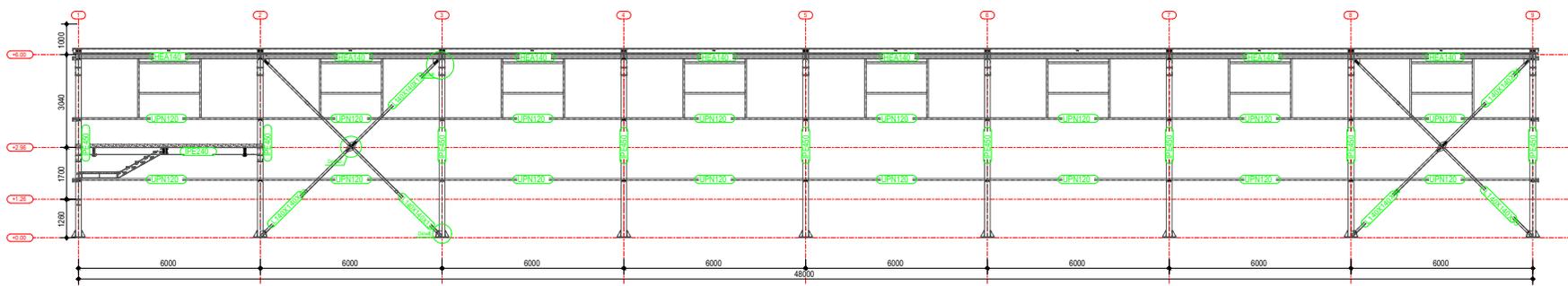
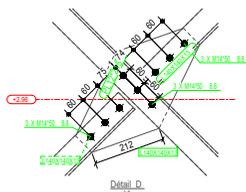
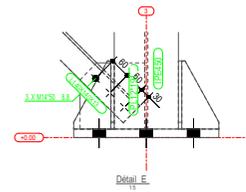


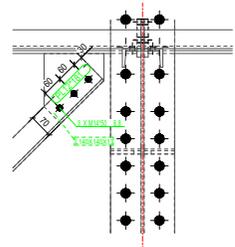
Fig. A



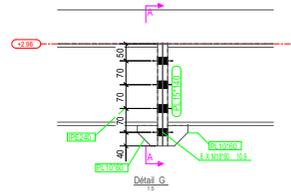
Détail D



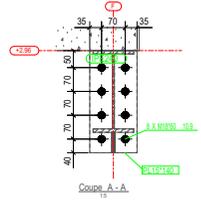
Détail E



Détail F

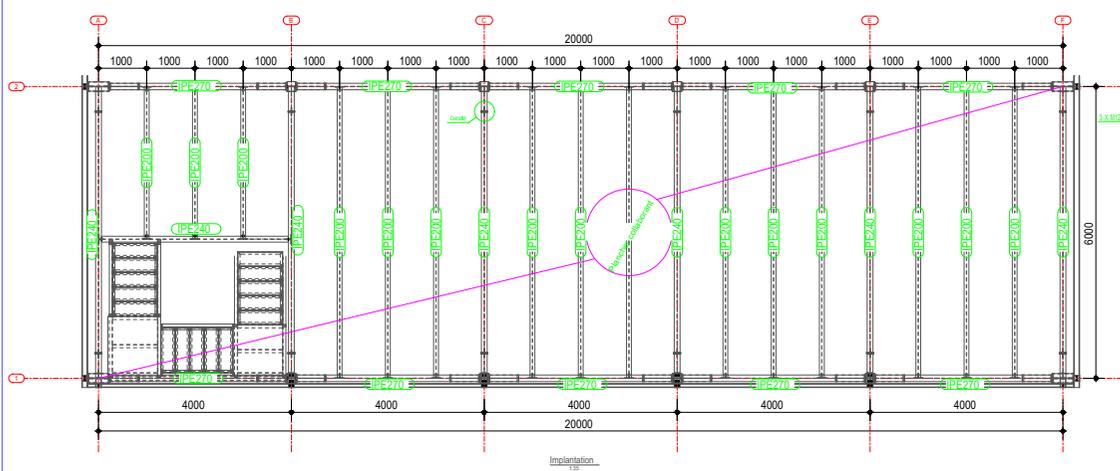
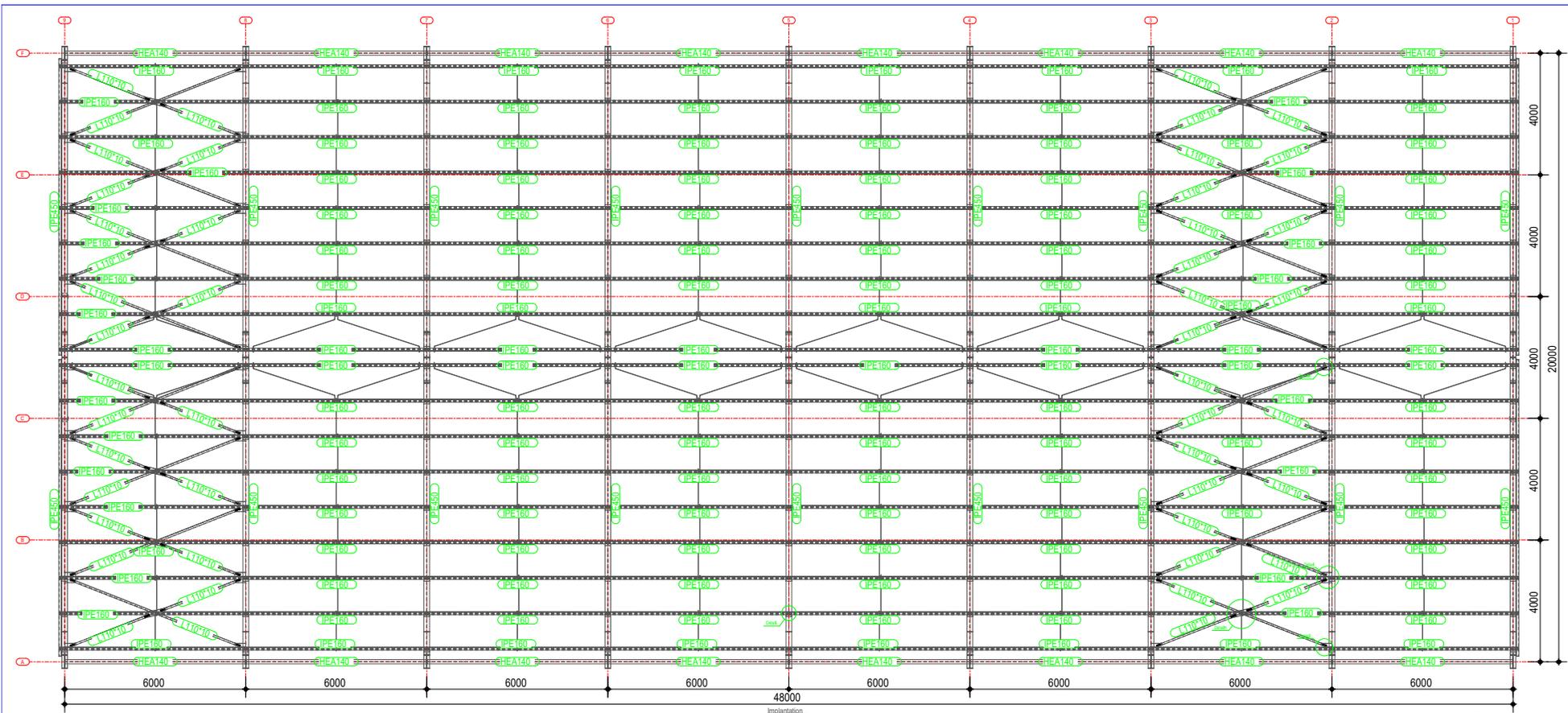


Détail G



Coupure A-A

Index	Description	Date de révision
 <a href="http://www.tekla.com">www.tekla.com</a>		Numéro d'affaire: <b>1</b> Non créatif <b>Mémoire Fin D'étude</b>
Numéro de plan: <b>[4]</b> Date: 21.11.2021	Dessinateur: <b>Belkacemi Rafik &amp; Seddi A hmed</b> Formé:	Echelle: 1:5 1:50 Format: <b>A0</b>
--Plan Long-Pan-- --détail des Assemblages --		
TEKLA s.a.r.l <small>51, Avenue d'Alger          91170, Evry-Courcouronnes          France</small>		<small>Service de Vente          01 60 80 30 00          01 60 80 30 01          01 60 80 30 02</small>
support-teklastructures@fr.tekla.com		



Index	Description	Nombre d'index	Date de révision
	POWERED BY <b>TEKLA</b> A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com	1	
<b>Mémoire Fin D'étude</b>			
Numéro de plan <b>[5]</b>	Dessinateur <b>Belkacemi Rafik &amp; Sedi Ahmed</b>	Echelle 1:7.5 1:36	Forme <b>A0</b>
--Plan de Toiture -- --Plan Niveau Plancher -- --détail des Assemblages --			
TEKLA s.a.r.l. <small>11 rue de la République - 13001 Marseille Cedex 09 - France</small> <small>04 91 92 12 12 - www.tekla.com</small> <small>support@teklstructures@fr.tekla.com</small>			