

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**UNIVERSITÉ ABOUBEKR BELKAID-TLEMCCEN**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**



*Mémoire pour l'obtention du diplôme de MASTER  
en Génie Civil*

**Thème :**

**ÉTUDE COMPARATIVE ENTRE LES FERMES EN TREILLIS ET LES  
TRAVERSES A SECTION PLEINES**

**Présentée en Juin 2019 par :**

**Mr. KORSO FÉCIANE Mohammed Riad      &      Mr. DIB Mohammed Yacine**

**Devant le Jury composé de :**

<b>Mr. CHERIF Z.E.A.</b>	<b>Président</b>	<b>Université Tlemcen</b>
<b>Mr. BENYELLES H</b>	<b>Examinateur</b>	<b>Université Tlemcen</b>
<b>Dr. KAZI TANI Nabil</b>	<b>Encadreur</b>	<b>ESSA - Tlemcen</b>

الحسين بن علي  
عليه السلام

المنشأ  
عليه السلام  
١٤٣٩

## RÉSUMÉ

Dans le cycle de vie d'un ouvrage en construction métallique, les multiples variétés de conception sur le schéma structurel, la disposition des éléments et le type des assemblages sont les différents procédés avec lesquels les maîtres d'ouvrage peuvent avoir un choix et s'accorder une approche qui convient le mieux à leurs exigences de qualité dans leurs projets. Le manque d'anticipation dans la phase de conception globale d'un projet peut être source de confusion et devenir très préjudiciable à sa réalisation.

Ce mémoire porte sur une étude comparative entre une charpente métallique à fermes ordinaires et celle en treillis dans le but de déterminer laquelle est la plus avantageuse tout en répondant à des besoins architecturaux et à des exigences de coût, de légèreté, de flexibilité et de durabilité selon les normes algériennes.

**Mots-clés :** Charpente métallique; Ferme en treillis; Étude comparative; Comportement structurel.

## ABSTRACT:

In the life cycle of a structure in metal construction, the multiple varieties of design on the structural scheme, the arrangement of the elements and the type of the assemblies are the different processes with which the building owners can have a choice and provide an approach that best suits their quality requirements in their projects. The lack of anticipation in the overall design phase of a project can be confusing and become very detrimental to its realization. This thesis deals with a comparative study between a metal frame with ordinary trusses and that in lattice in order to determine which is the most advantageous while meeting architectural needs and requirements of cost, lightness, flexibility and durability. according to Algerian standards.

**Keywords:** Metal frame; Lattice truss; Comparative analysis; Structural behavior.

## ملخص:

في دورة حياة الهيكل في الإنشاءات المعدنية ، فإن الأنواع المختلفة من التصميم على المخطط الهيكلي ، وترتيب العناصر ونوع التجميعات هي العمليات المختلفة التي يمكن لأصحاب المباني الاختيار من خلالها و توفير نهج يناسب متطلبات الجودة الخاصة بهم في مشاريعهم.

قد يكون الافتقار إلى الترقب في مرحلة التصميم الكلي للمشروع مربكًا وبصيح ضارًا جدًا بتحقيقه.

تتناول هذه الأطروحة دراسة مقارنة بين إطار معدني مع دعامات عادية وتلك الشبكية من أجل تحديد ما هو الأكثر فائدة مع تلبية الاحتياجات والمتطلبات المعمارية من حيث التكلفة والخفة والمرونة والمتانة. حسب المعايير الجزائرية

**الكلمات الرئيسية:** الإطار المعدني؛ مزرعة الجمالون دراسة مقارنة السلوك الهيكلي.

# Remerciements

Par ce travail je tiens à remercier mes très chers parents, qui m'ont toujours soutenu quand ça n'était pas, et d'avoir été patient avec mes sauts humeurs et mes stress. Merci aussi à ma précieuse grand-mère qui a toujours eu les mots magique et au reste de toute ma famille pour leur présence à mes côtés, ainsi que pour le bonheur qu'ils m'offrent au quotidien.

Je remercie de même notre encadreur, Monsieur Nabil KAZI TANI, pour sa patience et son soutien tout au long de cette dernière année. J'adresse également mes remerciements à Monsieur Mr CHERIF Z.E.A. pour avoir accepté de présider le jury de cette soutenance et Monsieur BENYELLES H, qui a bien voulu accepter d'examiner ce travail.

Je n'oublierai pas non plus de remercier Tous les enseignants du Département de Génie Civil de Tlemcen pour leurs conseils et leur précieuse assistance. qui ont tous contribué à ma formation, année après année.

Je tiens à exprimer aussi, ma profonde gratitude, a toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin, à élaborer ce travail dans les meilleurs conditions, et qui m'ont soutenu jusqu'à la fin. Jamais je ne pourrai oublier tous les efforts qu'ils ont voués à mon égard.

Enfin, c'est avec une profonde gratitude et honneur, que je dédie ce mémoire à mes chers parents et à mes frères, pour leur amour, leur patience, et leur soutien. Ainsi qu'à l'ensemble de ma famille, mes enseignants, et à tous ceux qui me sont chers.

*KORSO FÉCIANE Mohammed Riad*

# Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mon remerciements :

Avant tous, je remercie DIEU, tout puissant pour m'avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A ma famille qui m'a toujours encouragée et soutenue durant toutes mes études.

A mon collègue Riad.

A mon encadreur Monsieur Kazi Tani Nabil, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide et qui a été compréhensif et de sa disponibilité durant toute la période de préparation.

A Monsieur Cherif Zine El Abidine, pour l'honneur qu'il nous fait en présidant notre jury de mémoire.

A l'examineur, Monsieur H. Benyelles pour avoir bien voulu participer au jury.

A tous les enseignants du département de Génie civil qui nous ont enrichis de leur savoir durant notre parcours universitaire.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire.

*DIB Mohammed Yacine*

# Notations

$E$	: action sismique.
$G$	: charge permanente uniformément répartie [kN/ml]
$Q$	: charge d'exploitation uniformément [kN/ml]
$S$	: charge de neige [kN/m <sup>2</sup> ]
$S_k$	: charge de neige sur le sol [kN/m <sup>2</sup> ]
$V$	: charge de vent [kN/m <sup>2</sup> ]
$q_j$	: pression statique du vent [N/m <sup>2</sup> ]
$q_{dyn}$	: pression dynamique du vent [N/m <sup>2</sup> ]
$\nu$	: coefficient de poisson pour l'acier
$F_p$	: effort de précontrainte dans un boulon [kN]
$M_{sd}$	: moment sollicitant maximum [kN.m]
$M_{Rd}$	: moment résistant [kN/m <sup>2</sup> ]
$M_{cr}$	: moment critique élastique de déversement
$M_{st}$	: moment stabilisateur
$N_{sd}$	: effort normal due aux charges verticales [kN]
$N_u$	: effort normal pondéré [kN]
$N_{Rd}$	: effort normal résistant [kN]
$N_{pl}$	: effort normal de plastification [kN]
$V_{sd}$	: effort tranchant sollicitant [kN]
$V_{pl}$	: effort tranchant de plastification [kN]
$f$	: flèche d'une poutre [mm]
$f_{adm}$	: flèche admissible [mm]
$f_y$	: Contrainte limite d'élasticité d'un acier [MPa]
$f_u$	: Contrainte de rupture d'une pièce [MPa]
$f_{ub}$	: Contrainte de rupture d'un boulon [MPa]
$\varepsilon$	: allongement relatif (déformation)
$\varepsilon_y$	: déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité
$f_{yb}$	: résistance limite d'élasticité d'un boulon [MPa]
$\sigma$	: contrainte normale [MPa]
$\tau$	: contrainte tangentielle ou de cisaillement [MPa]
$A$	: section brute d'une pièce [cm <sup>2</sup> ]
$A_{net}$	: section nette d'une pièce [cm <sup>2</sup> ]
$A_v$	: aire de cisaillement [cm <sup>2</sup> ]
$I_y$	: moment d'inertie de flexion maximal [cm <sup>4</sup> ]
$a$	: épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure [mm]
$b$	: largeur d'une semelle d'une poutre [mm]
$h$	: hauteur d'une pièce en générale [mm]
$A_s$	: section d'armature de béton [cm <sup>2</sup> ]
$L$	: longueur, ou portée d'une poutre [m]
$L_{cr}$	: longueur critique [m]
$S_t$	: Espacement des armatures transversales [cm]
$t$	: épaisseur d'une pièce ou d'une tôle [cm]
$t_f$	: épaisseur d'une semelle de poutre [mm]
$t_w$	: épaisseur d'une âme de poutre [mm]
$i$	: rayon de giration d'une section [mm]
$L_f$	: longueur de flambement [mm]
$C_{pi}$	: coefficient de pression intérieur
$C_{pe}$	: coefficient de pression extérieur

---

$K$	: coefficient de flambement
$\beta_M$	: facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
$\varepsilon$	: coefficient de réduction élastique de l'acier
$\lambda$	: élancement de l'élément
$\lambda_k$	: élancement eulérien
$\bar{\lambda}$	: élancement réduit
$\bar{\lambda}_{LT}$	: élancement de déversement
$\mu$	: coefficient de frottement entre deux pièces en contact
$X$	: coefficient de réduction de flambement
$\chi_{LT}$	: coefficient de réduction de déversement
$\gamma$	: coefficient partiel de sécurité.
$A$	: Aire de la section brute
$A_{net}$	: Aire de la section nette
$A_{eff}$	: Aire de la section efficace
$t_f$	: Epaisseur des semelles
$t_w$	: Epaisseur de l'âme
$I_{y,z}$	: Moment d'inertie
$i_{y,z}$	: Rayon de giration de la section
$I_w$	: Facteur de gauchissement
$I_t$	: Moment d'inertie de torsion
$W_{ply,z}$	: Module plastique de la section
$W_{ely,z}$	: Module élastique de la section
$W_{eff}$	: Module élastique efficace de la section
$\lambda_{cr}$	: Elancement critique d'Euler
$\Phi$	: Diamètre d'une armature transversale
$\alpha$	: Facteur d'imperfection pour le flambement
$\mu_{ser}$	: Moment ultime à L'ELS
$\mu_{bu}$	: Moment réduit à L'ELU
$\alpha_{LT}$	: Facteur d'imperfection pour le déversement
$\beta_{My,z}$	: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement
$\beta_{MLT}$	: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$L_f$	: Longueur de flambement

# TABLE DES MATIÈRES

NOTATIONS.....	IV
TABLE DES FIGURES.....	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>CHAPITRE I :..... CONCEPTS FONDAMENTAUX SUR LES STRUCTURES METALLIQUES .....</b>	<b>3</b>
I.1. INTRODUCTION.....	4
I.2. PRODUITS SIDERURGIQUES .....	4
I.2.1. <i>Définition</i> .....	4
I.2.2. <i>La classification des produits sidérurgiques</i> .....	4
I.3. MATERIAUX ACIER.....	5
I.3.1. <i>Définition</i> .....	5
I.3.2. <i>Les procédés d'élaboration de l'acier</i> .....	6
I.4. NUANCE DE L'ACIER.....	10
I.5. ESSAIS MECANIQUES :.....	10
I.5.1. <i>Essai de traction</i> .....	10
I.5.2. <i>Essai de flexion par choc (essai de résilience)</i> .....	12
I.5.3. <i>Essai de dureté</i> .....	13
I.5.4. <i>Essai de pliage</i> .....	13
I.5.5. <i>L'essai aux étincelles (non au laboratoire)</i> .....	14
I.5.6. <i>L'aspect extérieur</i> .....	14
I.6. TYPE DES ELEMENTS DE STRUCTURE .....	14
I.6.1. <i>Éléments à section pleine</i> .....	14
I.6.2. <i>Éléments à section creuse ou ajouré</i> .....	18
I.6.3. <i>Profilé Reconstituer Souder (PRS) :</i> .....	23
I.6.4. <i>Section composée</i> .....	26
I.7. TYPE D'OSSATURE :.....	27
I.7.1. <i>Les structure en portiques</i> .....	27
I.7.2. <i>Les fermes en treillis</i> .....	30
I.8. CRITERE DE DIMENSIONNEMENT .....	34
I.8.1. <i>Contrainte</i> .....	34
I.8.2. <i>Les phénomènes d'instabilité</i> .....	38
I.9. CONCLUSION.....	47
<b>CHAPITRE II :..... CONTEXTE ET OBJECTIF DE L'ETUDE</b>	<b>48</b>
II.1. INTRODUCTION.....	49
II.2. CONTEXTE DE L'ETUDE .....	49
II.2.1. <i>Motivation du choix</i> .....	49

II.2.2. Situation .....	49
II.2.3. Élaboration du programme :.....	51
II.2.4. Programme spécifique.....	53
II.2.5. Description.....	53
II.2.6. Données géométriques de l'ouvrage .....	54
II.2.7. Présentation du modèle structural .....	54
II.2.8. Localisation et données concernant le site du projet.....	54
b. Zone de neige .....	55
II.2.9. Étude de sol.....	55
II.2.10. L'ossature.....	55
II.2.11. Joints de dilatation .....	56
II.2.12. Les matériaux utilisés.....	56
II.2.13. LES ASSEMBLAGES.....	57
II.2.14. Règlements utilisés .....	57
II.3. OBJECTIF DE L'ETUDE.....	57
II.3.1. Description et justification des variantes.....	57
II.4. CONCLUSION .....	58
<b>CHAPITRE III : .....</b>	<b>CHARGES ET SURCHARGES</b>
<b>59</b>	
III.1. INTRODUCTION.....	60
III.2. CHARGE PERMANENTE .....	60
III.2.1. Charge sur la toiture.....	61
III.2.2. Charge du au bardage.....	61
III.3. CHARGE D'EXPLOITATION.....	61
III.4. CHARGE CLIMATIQUE.....	61
III.4.1. Actions de la neige .....	61
III.4.2. Actions du vent .....	62
III.5. ÉTUDE SISMIQUE .....	73
III.5.1. Zone sismique.....	73
III.5.2. Classification des ouvrages selon leur importance.....	73
III.5.3. Régularité en plan .....	73
III.5.4. Régularité en élévation.....	74
III.5.5. Méthode de l'étude sismique .....	74
III.5.6. Principe de la méthode statique équivalent .....	74
III.5.7. Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul .....	75
III.6. CONCLUSION .....	77
<b>CHAPITRE IV : .....</b>	<b>ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>
<b>78</b>	
IV.1. INTRODUCTION.....	79
IV.2. CHENEAUX ET DESCENTE DES EAUX PLUVIALES .....	79
IV.2.1. Calcul de la section et du diamètre du chéneau.....	79
IV.3. PANNES .....	80

IV.3.1.	<i>Espacements entre pannes</i> .....	80
IV.3.2.	<i>Dimensionnement des pannes</i> .....	81
IV.3.3.	<i>Sollicitations dû à la Charge permanente avec prise en considération du poids propre</i> 81	
IV.3.4.	<i>La classe de la section transversale</i> .....	83
IV.3.5.	<i>Vérification à l'état limites de service</i> .....	83
IV.3.6.	<i>Vérification à l'état limites ultimes</i> .....	84
IV.3.7.	<i>Calcul des liernes</i> .....	87
IV.3.8.	<i>Échantigoles</i> .....	89
IV.4.	LISSES DE BARDAGE .....	93
IV.4.1.	<i>Espacement</i> .....	93
IV.4.2.	<i>Sollicitationsdu à la charge permanente avec prise en considération du poids propre</i> 94	
IV.4.3.	<i>La classe de la section transversale</i> .....	95
IV.4.4.	<i>Vérification à l'état limites de service</i> .....	96
IV.4.5.	<i>Vérification à l'état limites ultimes</i> .....	96
IV.4.6.	<i>Calcul des suspentes</i> .....	100
IV.4.7.	<i>Calcul des attaches des lisses</i> .....	101
IV.5.	POTELET .....	104
IV.5.1.	<i>Dimensionnement des potelets</i> .....	106
IV.5.2.	<i>Effort sollicitant</i> .....	106
IV.5.3.	<i>Condition de flèche</i> .....	106
IV.5.4.	<i>Choix du profilé</i> .....	106
IV.5.5.	<i>Moment sollicitant de flexion Msd</i> .....	106
IV.5.6.	<i>Classe du profilé</i> .....	107
IV.5.7.	<i>Vérification de la flèche</i> .....	107
IV.5.8.	<i>Vérification des contraintes</i> .....	108
IV.6.	LES CONTREVENTEMENTS.....	113
IV.6.1.	<i>Poutre au vent</i> .....	113
IV.6.2.	<i>Poutre de stabilité</i> .....	119
IV.7.	LES POUTRES SABLIERE .....	124
IV.7.1.	<i>Efforts sollicitant</i> .....	124
IV.7.2.	<i>Caractéristique de la poutre sablière</i> .....	124
IV.7.3.	<i>La classe de la section transversale</i> .....	124
IV.7.4.	<i>Vérification à l'état limite de service</i> .....	125
IV.7.5.	<i>Vérification à l'état limite ultime</i> .....	125
<b>CHAPITRE V : ..... ÉTUDE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE A OSSATURE ORDINAIRE 127</b>		
V.1.	INTRODUCTION.....	128
V.2.	TRAVERSE .....	128
V.2.1.	<i>Charge prise par la traverse</i> .....	128
V.2.2.	<i>Dimensionnement de la traverse</i> :.....	128
V.2.3.	<i>Sollicitation de la traverse</i> : .....	128

V.2.4. <i>La classe de la section transversale</i> .....	129
V.2.5. <i>Vérification à l'état limites de service</i> .....	129
V.2.6. <i>Vérification à l'état limites ultimes</i> .....	130
V.3. POTEAU .....	133
V.3.1. <i>Justification des poteaux</i> .....	133
V.3.2. <i>Effort sollicitant</i> .....	133
V.3.3. <i>Caractéristique du profilé HEA 360</i> .....	134
V.3.4. <i>Classe de la section transversale du poteau</i> .....	134
V.3.5. <i>Condition de résistance</i> .....	134
V.3.6. <i>Résistance au flambement</i> .....	135
V.4. ASSEMBLAGES .....	136
V.4.1. <i>Poteau-traverse</i> .....	136
V.4.2. <i>Traverse-traverse</i> .....	139
V.4.3. <i>Assemblage pied de poteau</i> .....	143
V.4.4. <i>Pied de potelet</i> .....	147
V.5. FONDATION .....	149
V.5.1. <i>Fondation poteau</i> .....	149
V.5.2. <i>Calcul des longrines</i> : .....	153
V.6. ETUDE SISMIQUE .....	154
<b>CHAPITRE VI : ..... ÉTUDE D'UNE STRUCTURE METALLIQUE A OSSATURE EN TREILLIS</b>	<b>160</b>
VI.1. INTRODUCTION.....	161
VI.2. FERME EN TREILLIS .....	161
VI.2.1. <i>Les efforts sollicitant</i> .....	161
VI.2.2. <i>Dimensionnements</i> .....	161
VI.2.3. <i>Vérification a l'état limite de service</i> .....	166
VI.2.1. <i>CONCLUSION</i> :.....	167
VI.3. POTEAU .....	168
VI.3.1. <i>Dimensionnement</i> .....	168
VI.3.2. <i>La classe de la section transversale</i> .....	168
VI.3.3. <i>Vérification à l'état limite ultime</i> .....	169
VI.4. LES FONDATIONS.....	171
VI.4.1. <i>Charge à prendre en considération</i> .....	171
VI.4.2. <i>Dimensionnement de la semelle</i> .....	171
VI.4.3. <i>Calcul des longrines</i> .....	173
VI.4.4. <i>Etude sismique</i> .....	174
VI.5. ASSEMBLAGES .....	180
VI.5.1. <i>Poteau-ferme</i> .....	180
VI.5.2. <i>Entre les éléments de la ferme en Treillis</i> .....	184
VI.5.3. <i>Assemblage pied de poteau</i> .....	188
VI.5.4. <i>Assemblage pied de potelet</i> .....	192
<b>CHAPITRE VII : ...ÉTUDE COMPARATIF ENTRE LES FERMES EN TREILLIS ET LES SECTIONS PLEINES</b> .....	<b>196</b>

VII.1. INTRODUCTION.....	197
VII.2. ANALYSE COMPARATIVE.....	197
VII.2.1. <i>L'effort taranchant appliqué à la base</i> .....	198
VII.2.2. <i>La réaction de l'ossature aux efforts sollicités</i> .....	199
VII.2.3. <i>La période modale de l'ossature</i> .....	199
VII.2.4. <i>Le poids propre de chaque ossature</i> .....	200
VII.2.5. <i>Cout de l'ossature</i> .....	201
VII.3. INTERPRETATION DES RESULTATS .....	202
VII.4. CONCLUSION :.....	202
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>203</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>205</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>209</b>

# Table des figures

FIGURE I.1 : MINERAI DE FER (OXYDE DE FER) .....	5
FIGURE I.2 : PROCEDES D'ELABORATION DE L'ACIER ETAPE 1 (DES MATIERES PREMIERES A L'ACIER LIQUIDE).....	6
FIGURE I.3 : CONVERTISSEURS A OXYGENE.....	7
FIGURE I.4 : PROCEDES D'ELABORATION DE L'ACIER ETAPE 2 (DE L'ACIER LIQUIDE AU DEMI-PRODUIT).....	8
FIGURE I.5 : LAMINAGE A CHAUD DES PRODUITS PLATS .....	9
FIGURE I.6 : PROCEDES D'ELABORATION DE L'ACIER ETAPE 2 (DE L'ACIER LIQUIDE AU DEMI-PRODUIT).....	9
FIGURE I.7 : ALLONGEMENT D'UNE EPROUVETTE .....	11
FIGURE I.8 : COURBE REPRESENTE L'ESSAI DE TRACTION SUR LES EPROUVETTES EN ACIER DOUX .....	11
FIGURE I.9 : ESSAI DE RESILIENCE.....	12
FIGURE I.10 : ESSAI DE DURETE ROCKWELL .....	13
FIGURE I.11 : ESSAI DE PLIAGE.....	13
FIGURE I.12 : TENEUR EN CARBONE / ESSAI AUX ETINCELLES .....	14
FIGURE I.13 : GAMMES DE PROFILES EUROPEENS 1 .....	15
FIGURE I.14 : GAMMES DE PROFILES EUROPEENS 2 .....	16
FIGURE I.15 : TOLES.....	17
FIGURE I.16 : BANDES ET FEUILLARDS .....	17
FIGURE I.17 : LARGES PLATS : ÉP 40 A 60 MM LARGEUR 200 MM.....	17
FIGURE I.18 : PROFILES FORMES A FROID .....	17
FIGURE I.19 : POINÇONNAGE DE TUBE DE SECTIONS RECTANGULAIRE .....	19
FIGURE I.20 : LES ETAPES DE CONFECTION DE PROFILE AJOUREES PAR DECOUPAGE PUIS RECONSTITUTION.....	19
FIGURE I.21 : DECOUPAGE .....	20
FIGURE I.22 : COMPOSANTS SECTION AJOURE .....	20
FIGURE I.23: SOUDURE AVEC ELECTRODES MANUELLE PROFILES AJOURES.....	20
FIGURE I.24 : PROFILE AJOURE.....	20
FIGURE I.25 : POUTRELLES ALVEOLAIRES .....	21
FIGURE I.26 : POUTRE ANGELINA .....	22
FIGURE I.27 : COMPARAISON D'OUVERTURE POUTRE ANGELINA ET POUTRE A EVIDEMENTS CIRCULAIRES .....	22
FIGURE I.28 : POUTRE AJOURE PERMETTANT LE PASSAGE DE CANALISATION SUSPENDUE ET CHEMIN DE CABLE .....	23
FIGURE I.29 : POUTRES PRS.....	24
FIGURE I.30 : HANGAR PORTIQUE EN PRS A AME PLEINE.....	24
FIGURE I.31 : POTEAU PRS CROIX .....	24
FIGURE I.32 : ACCROISSEMENT DE L'INERTIE PRS.....	24
FIGURE I.33 : ÉLÉMENT PRS CROIX .....	25
FIGURE I.34 : POUTRE EN PRS CAISSON .....	25

FIGURE I.35 : MODELE NUMERIQUE D'UN POTEAU COMPOSE EN Z .....	26
FIGURE I.36 : SECTION COMPOSE $\Sigma$ DE FORME I .....	26
FIGURE I.37 : PROFILS OUVERTS RECONSTITUES .....	26
FIGURE I.38 : PROFILS FERMES RECONSTITUES.....	26
FIGURE I.39 : COMPOSITION D'UN PORTIQUE .....	27
FIGURE I.40 : PORTIQUE SECTION PLEINE .....	28
FIGURE I.41 : PORTIQUE EN PRS .....	28
FIGURE I.42 : PORTIQUE A TROIS ARTICULATIONS.....	29
FIGURE I.43 : PIEDS DE POTEAUX ARTICULES .....	29
FIGURE I.44 : PORTIQUE A PIEDS DE POTEAUX ENCASTRES.....	30
FIGURE I.45 : PORTIQUE TOTALEMENT ENCASTRE.....	30
FIGURE I.46: FERME PRATT.....	31
FIGURE I.47 : FERME HOWE .....	31
FIGURE I.48: FERME WARREN.....	32
FIGURE I.49: FERME DOUBLE WARREN .....	32
FIGURE I.50: FERME AVEC BARRES SECONDAIRES .....	32
FIGURE I.51: TREILLIS A DEUX VERSANTS .....	32
FIGURE I.52: TREILLIS FINK .....	33
FIGURE I.53:FERME A ENTRAIT RETROUSSE .....	33
FIGURE I.54 : AUTRE TYPE DE FERME EN TREILLIS .....	33
FIGURE I.55 : REPRESENTATION D'UN ELEMENT SOUMIS A LA FLEXION .....	35
FIGURE I.56 : REPRESENTATION SCHEMATIQUE D'UNE POUTRE EN FLEXION.....	36
FIGURE I.57 : ÉLÉMENT EN TORSION .....	37
FIGURE I.58 : REPRESENTATION D'UNE PIECE EN CISAILLEMENT.....	37
FIGURE I.59 : ÉLÉMENT EN CISAILLEMENT .....	38
FIGURE I.60 : FLAMBEMENT DE BARRE SOUS L'EFFET DE COMPRESSION.....	39
FIGURE I.61 : FLAMBEMENT D'UNE BARRE SOUS EFFORT AXIAL .....	40
FIGURE I.62 : CONTRAINTE CRITIQUE D'EULER .....	41
FIGURE I.63 : FLAMBEMENT PAR FLEXION.....	43
FIGURE I.64 : VOILEMENT D'UNE PLAQUE SOUMISE A LA COMPRESSION.....	44
FIGURE I.65 : PROFILER SOUMIE A L'INSTABILITE DE DEVERSEMENT .....	45
FIGURE I.66 : GAUCHISSEMENT D'UN ELEMENT .....	46
FIGURE I.67 : DEFORMATION D'UNE COLONNE EN C EN MODE DISTORSIONNEL.....	47
FIGURE II.1 : LOCALISATION DE LA COMMUNE ES SENIA DANS LA WILAYA D'ORAN.....	50
FIGURE II.2 : DELIMITATION DU SITE D'INTERVENTION .....	50
FIGURE II.3 : ORGANIGRAMME FONCTIONNEL.....	52
FIGURE II.4 : VUE SUR LE CENTRE COMMERCIAL.....	53
FIGURE II.5 : LOCALISATION DE LA COMMUNE ES SENIA DANS LA WILAYA D'ORAN.....	54
FIGURE II.6 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE .....	55
FIGURE III.1 : PANNEAUX SANDWICH TL75 G .....	60
FIGURE III.2 : COMPOSANT PANNEAUX SANDWICH TL75 G.....	60
FIGURE III.3 : ACTION DE LA NEIGE .....	62
FIGURE III.4 : DIRECTION DU VENT SUR PIGNON .....	63

FIGURE III.5 : LES VALEURS DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE SUR PAROI DU A L'ACTION DU VENT SUR PIGNON .....	64
FIGURE III.6 : LES VALEURS DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE SUR TOITURE DU A L'ACTION DU VENT SUR PIGNON .....	65
FIGURE III.7 : DIRECTION DU VENT SUR LONG-PAN .....	65
FIGURE III.8 : LES VALEURS DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE SUR PAROI DU A L'ACTION DU VENT SUR LONG-PAN .....	66
FIGURE III.9 : LES VALEURS DES COEFFICIENTS DE PRESSION EXTERIEURE SUR TOITURE DU A L'ACTION DU VENT SUR LONG-PAN .....	66
FIGURE III.10 : REPRESENTATION DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR PAROI DU AU VENT SUR FAÇADE .....	68
FIGURE III.11 : TABLEAU RECAPITULATIVE DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR LA TOITURE DU AU VENT SUR FAÇADE .....	68
FIGURE III.12 : REPRESENTATION DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR LA TOITURE DU AU VENT SUR FAÇADE .....	68
FIGURE III.13 : REPRESENTATION DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR PAROI DU AU VENT SUR LE DOS DE LA STRUCTURE.....	69
FIGURE III.14 : REPRESENTATION DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR LA TOITURE DU AU VENT SUR LE DOS DE LA STRUCTURE .....	70
FIGURE III.15 : REPRESENTATION DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR PAROI DU AU VENT SUR LE LONG-PAN .....	70
FIGURE III.16 : REPRESENTATION DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR LA TOITURE DU AU VENT SUR LE LONG-PAN.....	71
FIGURE III.17 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DE L'ALGERIE.....	73
FIGURE IV.1 : CHENEAU .....	80
FIGURE IV.2 : COUPE DE DECENTES DES EAUX PLUVIALE.....	80
FIGURE IV.3: ESPACEMENT D'APPUI PERMIS DES TOLES TL75 SOUS DIFFERENT CHARGE DU VENT .....	80
FIGURE IV.11 : CHARGE PRISE PAR PANNES DU AU POIDS PROPRE AVEC POIDS PROPRE .....	81
FIGURE IV.12 : DIAGRAMME DE MOMENT DANS L'AXE Y-Y DE LA PANNE A L'ELU.....	81
FIGURE IV.13 : DIAGRAMME DE MOMENT DANS L'AXE Z-Z DE LA PANNE A L'ELU .....	82
FIGURE IV.14 : DIAGRAMME DE MOMENT DANS L'AXE Y-Y DE LA PANNE A L'ELS .....	82
FIGURE IV.15 : DIAGRAMME DE MOMENT DANS L'AXE Z-Z DE LA PANNE A L'ELS .....	82
FIGURE IV.16 : ECHANTIGNOLE .....	89
FIGURE IV.17 : ÉCHANTIGNOLE (SOUDURE).....	93
FIGURE IV.18 : CARACTERISTIQUES DE L'UPN 140.....	94
FIGURE IV.19 :REPRESENTATION DE L'ASSEMBLAGE DES LISSES.....	101
FIGURE IV.20 : REPRESENTATION DES POTELETS .....	105
FIGURE IV.21 : TOITURE DU HANGAR .....	113
FIGURE IV.22 : ASSEMBLAGE POUTRE AU VENT.....	118
FIGURE IV.23 : ASSEMBLAGE POUTRE AU VENT.....	122
FIGURE V.1 : ASSEMBLAGE POTEAU-TRAVERSE.....	136
FIGURE V.2 DETAIL ASSEMBLAGE POTEAU-TRAVERSE.....	137
FIGURE V.3 : ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE.....	140

FIGURE V.4 : DETAIL ASSEMBLAGE TRAVERSE-TRAVERSE.....	140
FIGURE V.5 : ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU.....	143
FIGURE V.6 : DETAIL ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU (VUE VERTICAL).....	143
FIGURE V.7 : DETAIL ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU (VUE HORIZONTAL).....	144
FIGURE V.8 : ASSEMBLAGE PIED DE POTELET .....	147
FIGURE V.9 : DETAIL ASSEMBLAGE PIED DE POTELET .....	147
FIGURE V.10 : SEMELLE SOUS POTEAU DE LA STRUCTURE ORDINAIRE .....	152
FIGURE V.11 : MODELE DE LA STRUCTURE 3D A SECTION PLEINE.....	155
FIGURE VI.1 : DEFORMATION DE LA FERME EN TREILLIS.....	167
FIGURE VI.2 : FONDATION SOUS POTEAU DE L'OSSATURE EN TREILLIS .....	173
FIGURE VI.3 : MODELE DE LA STRUCTURE 3D A FERME EN TREILLIS .....	175
FIGURE VI.4 : ASSEMBLAGE POTEAU FERME EN TREILLIS .....	181
FIGURE VI.5: ASSEMBLAGE DE LA DIAGONALE ET LE MONTANT AVEC LE GOUSSET .....	185
FIGURE VI.6: ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU .....	188
FIGURE VI.7/ DETAIL ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU (VUE VERTICAL).....	189
FIGURE VI.8: DETAIL ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU (VUE HORIZONTAL).....	189
FIGURE VI.9: ASSEMBLAGE PIED DE POTELET .....	192
FIGURE VI.10: DETAIL ASSEMBLAGE PIED DE POTELET .....	193
FIGURE VII.1 : EFFORT TRANCHANT A LA BASE DE LA STRUCTURE.....	198
FIGURE VII.2 : REACTIONS LES PLUS DEFAVORABLE APLIQUE SUR LE SOL.....	199
FIGURE VII.3 : PERIODE MODALE DE L'OSSATURE .....	199
FIGURE VII.4 : POURCENTAGE DE LA MASSE.....	200

# Liste des Tableaux

TABLEAU I.1 : NUANCES D'ACIERS COURANTS .....	10
TABLEAU I.2 : DIMENSION POUTRELLES ALVEOLAIRES CIRCULAIRE EN FONCTION D'UTILISATION .....	22
TABLEAU I.3 : FACTEUR D'IMPERFECTION .....	42
TABLEAU II.1 : PROGRAMME SPECIFIQUE AVEC SURFACES .....	53
TABLEAU III.1 : DONNEE POUR LE CALCUL DE LA CHARGE DU VENT.....	61
TABLEAU III.2: DONNEE POUR LE CALCUL DE LA CHARGE DU VENT.....	62
TABLEAU III.3: PARAMETRES DEPENDANT DE LA CATEGORIE DU TERRAIN .....	62
TABLEAU III.4 : COEFFICIENT D'EXPOSITION TOITURE, $\theta = 90^\circ$ .....	64
TABLEAU III.5 : COEFFICIENT D'EXPOSITION TOITURE, $\theta = 0^\circ$ .....	66
TABLEAU III.6 : VALEUR DES COEFFICIENTS EXTERIEURS.....	67
TABLEAU III.7 : TABLEAU RECAPITULATIVE DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR PAROI DU AU VENT SUR FAÇADE.....	67
TABLEAU III.8 : TABLEAU RECAPITULATIVE DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR PAROIS DU AU VENT SUR LE DOS DE LA STRUCTURE.....	69
TABLEAU III.9 : TABLEAU RECAPITULATIVE DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR LA TOITURE DU AU VENT SUR LE DOS DE LA STRUCTURE .....	69
TABLEAU III.10 : TABLEAU RECAPITULATIVE DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR PAROIS DU AU VENT SUR LE LONG-PAN .....	70
TABLEAU III.11 : TABLEAU RECAPITULATIVE DE LA PRESSIONS AERODYNAMIQUES SUR LA TOITURE DU AU VENT SUR LE LONG-PAN.....	71
TABLEAU III.12 : TABLEAU RECAPITULATIVE DES ACTION DU AU VENT .....	71
TABLEAU III.13 : VALEURS DES PENIBILITES <b>Pq</b> .....	76
TABLEAU IV.1 : CARACTERISTIQUES DE L'IPE 140 .....	81
TABLEAU IV.2 : RECAPITULATIF DES MOMENTS SUR LA PANNE SOLLICITEE .....	82
TABLEAU IV.3 : RECAPITULATIF DES MOMENTS SUR LA LISSE SOLLICITEE .....	95
TABLEAU IV.4 : CARACTERISTIQUES DE L'IPE 300 .....	106
TABLEAU IV.5 : CARACTERISTIQUE DE LA CORNIERE <b>L 130 × 10</b> .....	114
TABLEAU IV.6 : CARACTERISTIQUE DE LA CORNIERE <b>L 120 × 120 × 8</b> .....	119
TABLEAU V.1 : CARACTERISTIQUES DE LA TRAVERSE HEB 320.....	128
TABLEAU VI.1 : CARACTERISTIQUES DU POTEAU HEB 300.....	168
TABLEAU VII.1 : LES EFFORTS TRANCHANTS DES STRUCTURE LES PLUS DEFAVORABLE.....	198
TABLEAU VII.2 : LES PERIODES MODALE .....	200
TABLEAU VII.3 : MASSE DES OSSATURES .....	200

# Introduction générale

La solidité fiable et durable des bâtis dans le temps est obligatoire à la sécurité en générale. L'acier qui possède cette propriété constitue en conséquence un élément essentiel et fondamental de tous les types de construction : des ouvrages d'art à toutes sortes de bâtiments, d'extensions et de surélévations, de protections et d'étaisements, de structures et d'habillages, en couvertures et en planchers... Ce matériau dont la rapidité de mise en œuvre et de modularité lui valent d'être plébiscité dans la construction d'hangars, de centres commerciaux, de locaux d'usines et autres.

Ces qualités intrinsèques au matériau lui valent d'être considéré sous un angle nouveau à l'heure, où le secteur du bâtiment cherche à gagner en productivité et en performance. En effet l'acier a révolutionné le monde de la construction, aucun autre matériau n'a exercé une influence aussi radicale sur la forme des ouvrages et n'a conféré aux structures porteuses une expression plus pure. Matériau de choix pour une construction il est à la fois économique et respectueux de l'environnement puisque parmi ses divers avantages :

- le coût d'une construction à structure métallique revient de 10 à 30 % moins cher que les constructions traditionnelles en béton armé (Mordefroy).

- la construction en acier permet une mise en œuvre brève et efficace. Cette rapidité de l'exécution, associée à la légèreté de l'acier qui demande des fondations moins sollicitées qu'une structure classique, permet également des économies financières dues au gain des délais des chantiers et réduit considérablement les déchets de constructions.

- une durée de vie importante et un démontage dans le respect de l'environnement cent pour cent (100%) recyclable. Considérant sa durée de vie totale, un ouvrage en acier présente une bonne fiabilité mécanique et structurelle en comparaison avec les autres modes de construction. Son utilisation flexible est déjà garante de sa longue durée de vie.

La charpente métallique est en conséquence aujourd'hui synonyme d'économie, d'intelligence dans la construction, d'élégance et de modernité. Il existe différentes formes de constructions métalliques, les possibilités offertes sont diversifiées, et chacune à ses propres caractéristiques et avantages. Nombreux sont en conséquence les facteurs qui influencent un type de construction en charpente métallique, depuis la disponibilité locale des produits, le choix en termes de qualité et de nature de tous ces éléments, à la main d'œuvre jusqu'à leurs coûts de production

Les types courants de structures en acier sont constitués de fermes, ils sont réalisés grâce à leur assemblage avec divers poteaux et poutres métalliques sous forme de portique et se composent couramment soit des éléments plein ou d'éléments en treillis.

Dans le processus de réalisation d'une structure en acier, le choix entre ces types a été reconnu par les professionnels comme étant un point critique et la grande portée des fermes est l'origine principale de cette ambiguïté. Dans les temps actuels, la conception des structures

métalliques chez beaucoup de nos ingénieurs s'appuient sur des modèles standards. La majorité des structures possèdent cependant des caractéristiques spécifiques, et l'étude a en conséquence des retombées sur le coût, le délai de réalisation ...etc.

Par conséquent, faire une étude comparative à des solutions existantes pour une même structure guidera à une réflexion adroite dès les phases initiales de la conception et à des conclusions techniquement envisageables et économiquement rentables pour un projet. Cela demeurera notre préoccupation majeure pour promouvoir la productivité dans le secteur de la construction métallique. Conscient de ces problèmes sur terrain nous tenons à travers ce travail solutionner la problématique : "pour les mêmes données laquelle parmi deux structures en portique comportant des fermes en section pleine ou en treillis sera la plus avantageuse ?"

Partant de la problématique et par logique cohérente, nous nous posons l'hypothèse suivante: « une structure métallique en portique avec ferme en treillis peut être plus avantageuse qu'une ferme ordinaire » cela sera vérifié tout au long de notre travail.

Le projet de référence à notre étude est le cas d'un hangar à usage commercial établi à Oran.

Compte tenu des objectifs que nous nous sommes fixés et pour pouvoir répondre à notre problématique, nous nous basons sur trois approches méthodologiques : l'approche théorique, l'approche analytique et l'approche comparative.

En première partie l'approche théorique sera développée dans un premier chapitre en vue de cerner toutes les notions touchant de près ou de loin aux concepts fondamentaux des structures métalliques en invoquant les différentes caractéristiques gouvernant le comportement structurel des ouvrages métalliques. Dans le second chapitre de cette partie est traité le contexte et l'objectif de l'étude.

Ensuite l'approche prospective analytique dans la deuxième partie expose, au troisième chapitre, l'étude des charges, des surcharges, des actions climatiques et sismiques et s'appuie dans un quatrième chapitre sur l'étude des éléments secondaires qui s'établit parallèlement pour les deux types de structures.

Enfin une troisième partie analytique puis comparative composée du chapitre cinq qui traite l'étude des éléments principaux de la structure ordinaire, du chapitre six qui considère l'étude des éléments principaux de la structure en treillis et du chapitre sept qui fait l'approche comparative permettant de relever les points critiques. Et en tenant compte parallèlement des recommandations des normes nationales nous serons conduits vers la conclusion la plus adaptée.

# **Chapitre I : Concepts fondamentaux sur les structures métalliques**

## **I.1. Introduction**

Pour saisir le champ de ce présent travail, dans le domaine de la comparaison entre deux types de structures métalliques, nous présenterons dans ce premier chapitre les concepts fondamentaux sur la structure métallique. Cette présentation permet de situer les aspects importants de la construction en acier, les qualités mécaniques de ce matériau, les possibilités techniques et formelles qu'il offre afin de nous permettre de faire une conception à la fois simple et pratique.

## **I.2. Produits sidérurgiques**

### **I.2.1. Définition**

La sidérurgie désigne à la fois les technologies d'obtention de la fonte, du fer et de l'acier à partir de minerai de fer, mais aussi l'industrie qui les met en œuvre.

Si le terme sidérurgie évoque donc, étymologiquement, l'ensemble de l'industrie des métaux ferreux, on retient maintenant un périmètre beaucoup plus restrictif :

Les usines sidérurgiques ne recouvrent que les produits bruts (acier liquide et lingots), les demi-produits désignés selon leur forme et leur section, les produits finis exclusivement obtenus par laminage. S'ils subissent d'autres modes de transformation, ils appartiennent sans équivoque à l'industrie métallurgique. À savoir, par forgeage, par moulage et autres premières transformations des métaux (étirage, tréfilage,...) (Daniel , 1978).

### **I.2.2. La classification des produits sidérurgiques**

La classification des produits sidérurgiques s'effectue par regroupement des produits de forme comparable. L'industrie sidérurgique peut livrer (La fédération française de l'acier, 2012) :

#### ***a. Des demi-produits***

Qui se présente sous forme de lingots, brames, blooms, billettes, ronds ou ébauches, elles sont destinées à subir une transformation complémentaire avant utilisation.

#### ***b. Produits finis***

Dont les caractéristiques sont spécifiées dans la norme NF EN 10079 :

#### **❖ Les produits plats**

Il s'agit de produits de section rectangulaire et dont la largeur est très supérieure à l'épaisseur.

- **Produits plats non revêtus:** on distingue le stade de fabrication (laminés à chaud, laminés à froid) et la forme du produit (large plat, tôle ou feuille, bande ou bobine séparée en large bande et feuillard en fonction de la largeur).

- **Produits plats revêtus** : on les distingue selon le procédé (immersion à chaud ou électrolyse) et la nature de ce revêtement métallique (étain, zinc, alliages de zinc...) qui peut être complété éventuellement par un revêtement organique.
- Produits plats de caractéristiques ou utilisations spécifiques :
  - o *Aciers magnétiques* (à grains orientés ou non orientés).
  - o Produits plats destinés à l'emballage : fer noir, fer blanc, fer chromé.
- **Tôles profilées** (ondulées ou nervurées) et **produits composites** (produits plaqués, tôles et panneaux "sandwich").

#### ❖ Les produits longs

Il s'agit de produits de section droite constante ne satisfaisant pas à la définition des produits plats. On distingue :

- Le fil machine (produit enroulé à chaud), le fil obtenu par écrouissage à froid et les barres obtenues à chaud (ronds, carrés, plats...).
- **Les produits blancs** (étirés, écroutés-galetés, rectifiés).
- **Les produits crénelés** ou nervurés pour béton armé.
- **Les profilés laminés à chaud** (matériel de voie ferrée et rails, palplanches de différentes formes et pieux).
- Les profilés dit poutrelles et analogues (I, H, U).
- Les autres profilés (petits **profilés I, H, U ; cornières ; tés**).
- Les profilés soudés et longs formés à froid.
- Les produits tubulaires. (La fédération française de l'acier, 2012)

### I.3. Matériaux acier

#### I.3.1. Définition

L'acier est essentiellement une combinaison de fer et de carbone. On ne le retrouve pas à l'état naturel; il résulte d'une transformation de matière première tirée du sol. Les conditions matérielles de cette transformation entraînent dans sa composition la présence, en très faibles proportions, d'autres éléments (phosphore, soufre) considérés comme impuretés.



Figure I.1 : Minerai de fer (oxyde de fer)

Source : <http://cte.univ-setif.dz/coursenligne/hamidouche1/images/minerai%20de%20fer.jpg>

Suivant la qualité de l'acier que l'on veut obtenir, il est possible d'abaisser le pourcentage de ces impuretés au cours de l'élaboration. Mais l'acier peut également contenir d'autres éléments (Silicium, Manganèse, Chrome, Nickel, Tungstène...) introduits volontairement en vue de modifier sa composition chimique et par suite ses caractéristiques physiques et mécaniques. Les éléments additionnés permettent d'obtenir des qualités différentes classées sous forme de « nuance ». (TAKTAK, 2005)

### I.3.2. Les procédés d'élaboration de l'acier

#### a. Des matières premières à l'acier liquide :

Les matières essentielles entrant dans la composition de l'acier sont les minerais de fer, le coke et la ferraille. Un des buts principaux est l'ajustage de la composition chimique qui va déterminer les qualités de l'acier.

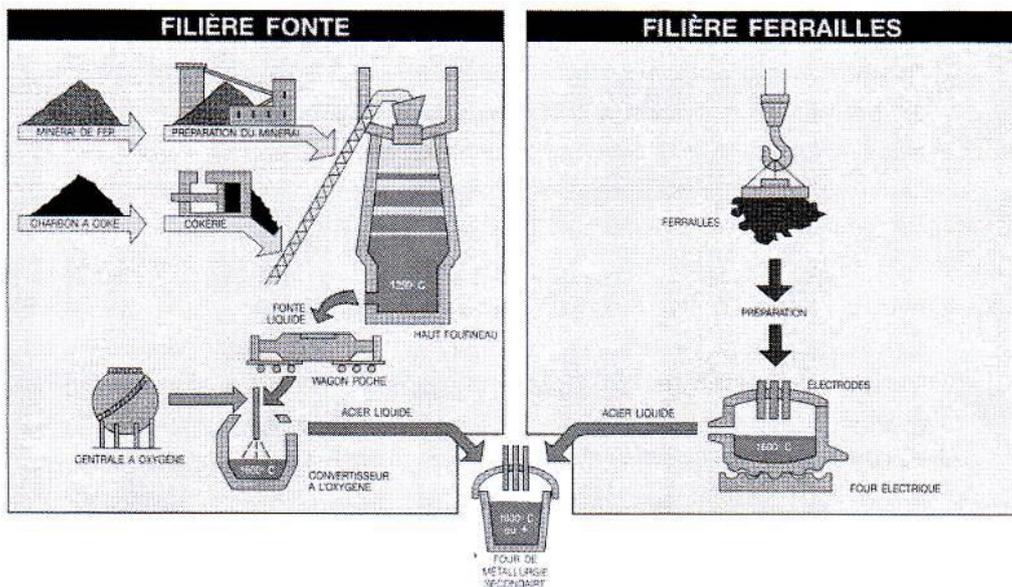


Figure I.2 : Procédés d'élaboration de l'acier étape 1 (des matières premières à l'acier liquide)

Source : <https://notech.franceserv.com/materiau-acier.html?fbclid=IwAR25YTr0znH9cMgao7ya-IJZ5wmYXZTRey8FyqPOYpAxOdX0p-twPA9RC9s>

#### ❖ Filière fonte

- Le minerai brut de fer est broyé, criblé, puis homogénéisé et se présente sous forme de grains qui s'agglomèrent entre eux.
- Le charbon est transformé en coke pour la combustion dans les haut-fourneaux (on doit le débarrasser de ses impuretés et de son humidité). Le coke est du carbone presque pur se présentant sous forme d'une structure poreuse et résistante à l'écrasement. Le coke va apporter la chaleur nécessaire à la fusion du minerai ainsi que les gaz nécessaires à sa réduction.

- Minerai et coke sont enfournés par le haut du fourneau, par couches alternées. De l'air chaud est insufflé par la base et provoque la combustion du coke. C'est le monoxyde de carbone qui va réduire les oxydes métalliques.
- Le minerai fondu s'appelle fonte, et sur cette masse liquide flotte les résidus (impuretés) appelés gangue, récupérés pour d'autres industries.
- La fonte part à l'aciérie dans des wagons thermos spéciaux

A l'aciérie la fonte est décarburée dans des convertisseurs à oxygène et on obtient de l'acier sauvage. On récupère la aussi les résidus pour d'autres usages. L'acier sauvage est acheminé vers la station d'affinage où on ajuste la composition chimique de l'acier par décarburation et addition d'éléments chimiques (mise à nuances).

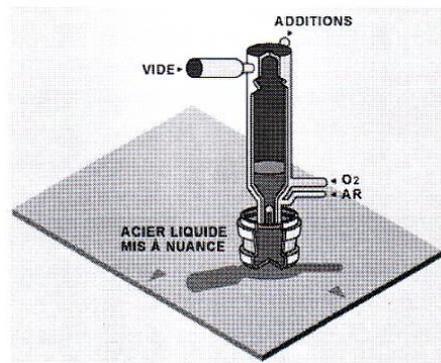


Figure I.3 : Convertisseurs à oxygène

Source : <https://notech.franceserv.com/materiau-acier.html?fbclid=IwAR25YTr0znH9cMgao7ya-IJZ5wmYXZTRey8FyqPOYpAxOdX0p-twPA9RC9s>

- L'acier liquide est solidifié par moulage dans une machine de coulée continue (procédé récent et prédominant, permettant d'obtenir directement des demi-produits sans l'étape de laminage) ou en lingots (méthode en régression). On obtient des demi-produits (brames (ébauches de produits plats), blooms (futur produits longs, section rectangulaire), billettes (section carrée)), qui sont des ébauches des formes finales.

#### ❖ Filière ferrailles

La matière essentielle entrant dans la composition de l'acier est l'acier récupéré depuis différentes source. Le processus court pour élaborer qui consiste à :

- Préparer les ferrailles : tri, calibrage, broyage. ces ferrailles proviennent
  - o du recyclage sélectif de l'acier contenu dans les biens en fin de vie (véhicules, bâtiments...) et les déchets ménagers.
  - o des chutes d'acier ou de fonte récupérées chez les sidérurgistes ou les transformateurs

- Fondre la matière première.
- Des ferrailles de choix et des additions de métaux divers sont fondues dans un four par des arcs électriques puissants qui jaillissent entre des électrodes (3 en général).
- Ajuster la composition chimique de l'acier pour lui donner sa pureté optimale.
- La «matière première» a déjà une composition très élaborée, mais il faut le plus souvent modifier celle-ci pour adapter l'acier à sa nouvelle destination. Les opérations se déroulent selon les mêmes modalités que pour les aciers élaborés à l'oxygène.

Il existe une troisième filière de production d'acier liquide qui consiste à réduire le minerai de fer au moyen d'un agent de réduction généralement dérivé du gaz naturel. Le produit ainsi obtenu, à haute teneur en fer et faible teneur en carbone, est ensuite utilisé en substitution partielle ou totale de la ferraille au four électrique. Cette filière, quasi inexistante en Europe, s'est développée surtout dans les pays producteurs de pétrole qui disposent d'excédents de gaz naturel. (Fédération française de l'acier, 2012)

### ***b. De l'acier liquide aux demi-produits***

A la fin de l'opération d'élaboration de l'acier, par quelque procédé que ce soit, les scories sont déversées dans une cuve et l'acier est recueilli à l'état liquide dans une poche garnie de réfractaire. A partir de ce stade, la mise en forme en vue du laminage final peut se faire suivant deux schémas différents : la coulée continue et la coulée en lingots.

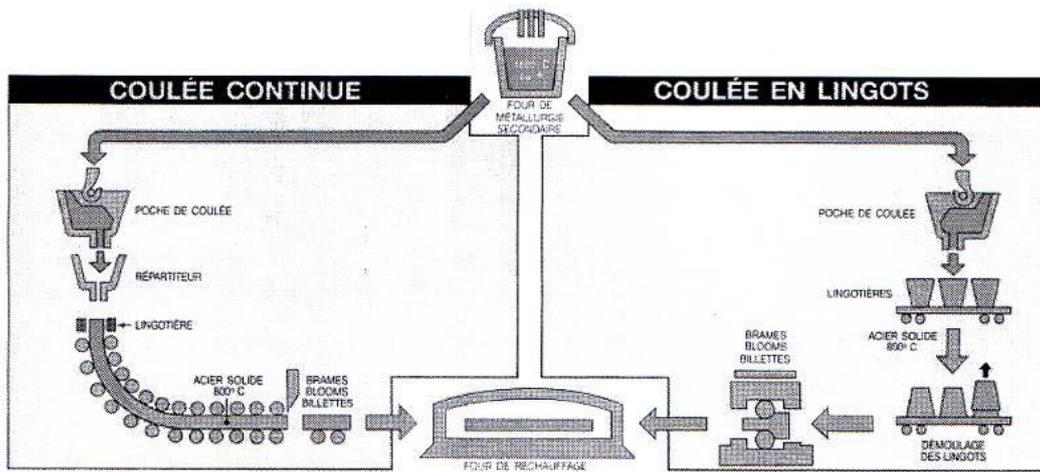


Figure I.4 : Procédés d'élaboration de l'acier étape 2 (de l'acier liquide au demi-produit)

Source : <https://notech.franceserv.com/materiau-acier.html?fbclid=IwAR25YTr0znH9cMgao7ya-IJZ5wmYXZTRey8FyqPOYpAxOdX0p-twPA9RC9s>

Pour les formes carrées, ces produits prennent les noms de bloom ou billette suivant que la dimension est plus grande ou plus petite que 120 mm ; le nom de brame pour les formes rectangulaires d'épaisseur supérieure à 50 mm

a. Des demi-produits aux produits sidérurgiques

-Le laminage à chaud est un mode privilégié de fabrication pour la majorité des produits sidérurgiques utilisés en construction métallique. L'acier, à l'état pâteux (environ 1200 °C), est déformé au passage entre des cylindres en rotation. (Maitre, 2009)

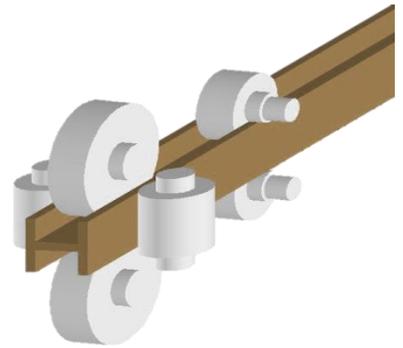


Figure I.5 : laminage à chaud des produits plats

Source :

[https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/e/e3/Cage\\_universelle\\_refouleuse.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/e/e3/Cage_universelle_refouleuse.jpg)

Les formes des produits sidérurgiques finis laminés à chaud sont classées suivant deux familles :

- les produits plats : plaque (épaisse), tôle (mince), feuille ou bobine ;
- les produits longs : comprennent
  - o les profils de petites sections : rond, carré, rectangle, trapèze, T, L, U, tube (sans soudure) ;
  - o les profils lourds : poutrelle (I, H), palplanche, rail, fil machine...

Leurs dimensions et caractéristiques sont normalisées et répertoriées sur catalogues.

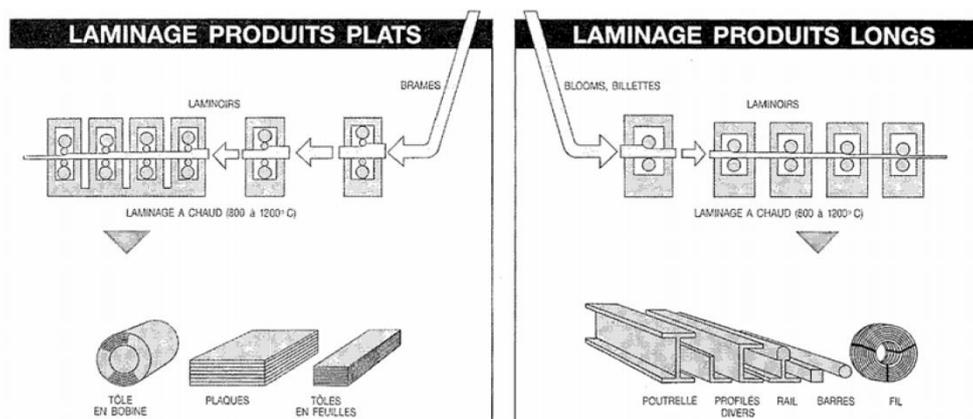


Figure I.6 : Procédés d'élaboration de l'acier étape 2 (de l'acier liquide au demi-produit)

Source : (TAKTAK, 2005)

- le laminage à froid ce mode de fabrication répond au même principe que le précédent sauf que la déformation de l'acier est imposée à froid. En pratique, il est réservé à la production de tôles minces destinées au profilage à froid. (Maitre, 2009)
- Le profilage à froid à partir d'une tôle mince, des machines à galets permettent d'obtenir, par pliages successifs, des profils de barres de formes variées, visant le plus souvent des utilisations bien spécifiques.
- L'étirage- le tréfilage il s'agit d'une transformation de produits longs laminés (tels que fils, ronds, carrés, tubes) par traction à travers des filières de sections

réduites. Pour la construction métallique, cette production intéresse essentiellement la boulonnerie- visserie et les câbles.

#### **I.4. Nuance de l'acier**

La nuance est définie à partir de la valeur de l'une de ses caractéristiques mécaniques de base la limite d'élasticité.

Les éléments additionnés permettent d'obtenir des qualités différentes classées sous forme de « nuance ».

- Division suivant les critères d'emploi:
  - o Aciers de bases (non alliés) (Non Alloyed Steels)
  - o Aciers de qualité (non alliés)
  - o Aciers spéciaux (alliés ou non)
- Nuances utilisables en CM (Steel Grades):
  - o S235 (E24): utilisé quel que soit la structure
  - o S275 (E28): utilisé parfois

S355 (E36): ponts, ouvrages d'art, bâtiments de grandes portée

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

**Tableau I.1 : Nuances d'aciers courants**

Source : (D.T.R - C.C.M 97)

#### **I.5. ESSAIS MECANIKES :**

Moyens pratiques de reconnaître la nuance d'acier et/ou son mode de fabrication : seuls des essais précis en laboratoire permettent d'identifier correctement et sans erreurs la nuance d'acier.

##### **I.5.1. Essai de traction**

Il s'agit de l'essai fondamental qui fournit les grandeurs caractéristiques directement exploitables dans les calculs de dimensionnement.

Il est pratiqué sur une éprouvette cylindrique, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture.

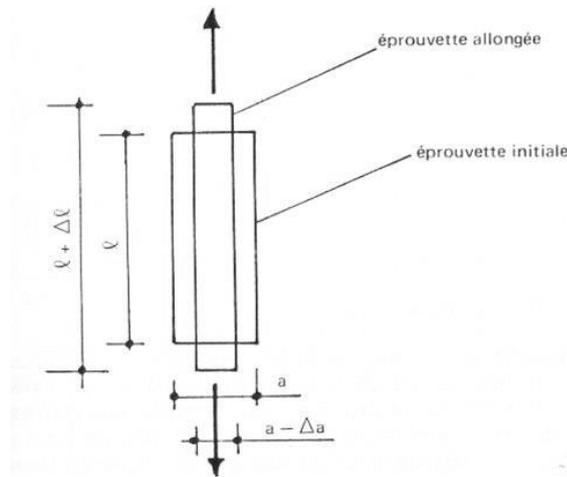


Figure I.7 : Allongement d'une éprouvette

Source : <https://notech.franceserv.com/materiau-acier-essais.html>

Un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de l'effort de traction appliqué (ou le contraire). On obtient un diagramme effort/déformation.

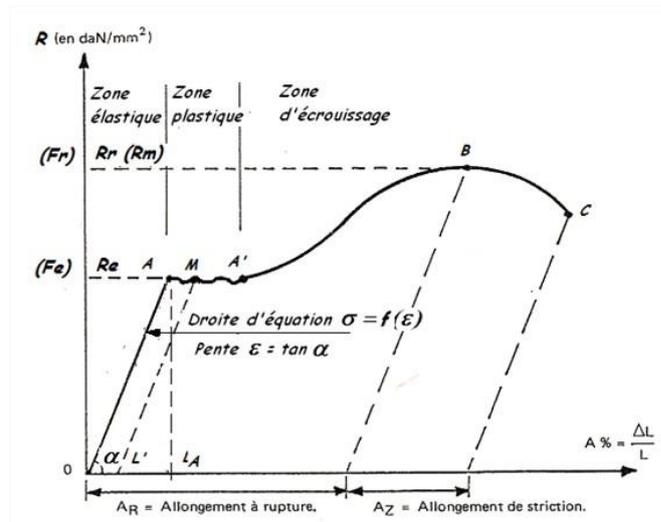


Figure I.8 : Courbe représente l'essai de traction sur les éprouvettes en acier doux

Source : <https://www.rocdacier.com/essai-de-traction-3/>

Cette essaie permet de déterminer :

- La limite élastique  $f_y$
- La limite de rupture à la traction  $f_u$
- Le module d'élasticité longitudinale,  $E = \tan(\alpha)$ , il est égale à 210 000 MPa dans le cas de l'acier.
- L'allongement à la rupture  $A_R$ , l'allongement de striction  $A_Z$  et donc l'allongement total
- Le coefficient de Poisson  $\nu$

$$\frac{\Delta a}{a} = -\nu \times \frac{\Delta l}{l}$$

Il prend la valeur de  $\nu = 0.3$  dans le cas de l'acier.

- Le module d'élasticité transversale  $G$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Il prend la valeur de  $G \approx 81\,000\text{ MPa}$

- Le coefficient de dilatation  $\alpha$ , qui est de  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} [^{\circ}\text{C}]$  dans le cas de l'acier.

### I.5.2. Essai de flexion par choc (essai de résilience)

Cet essai a pour objectif de mesurer l'énergie absorbée par une éprouvette bi-appuyée, comportant une entaille médiane en V, lors de sa rupture en flexion sous le choc d'un mouton-pendule. Cette énergie caractérise la ductilité de l'acier et sa sensibilité à la rupture fragile en fonction de la température.

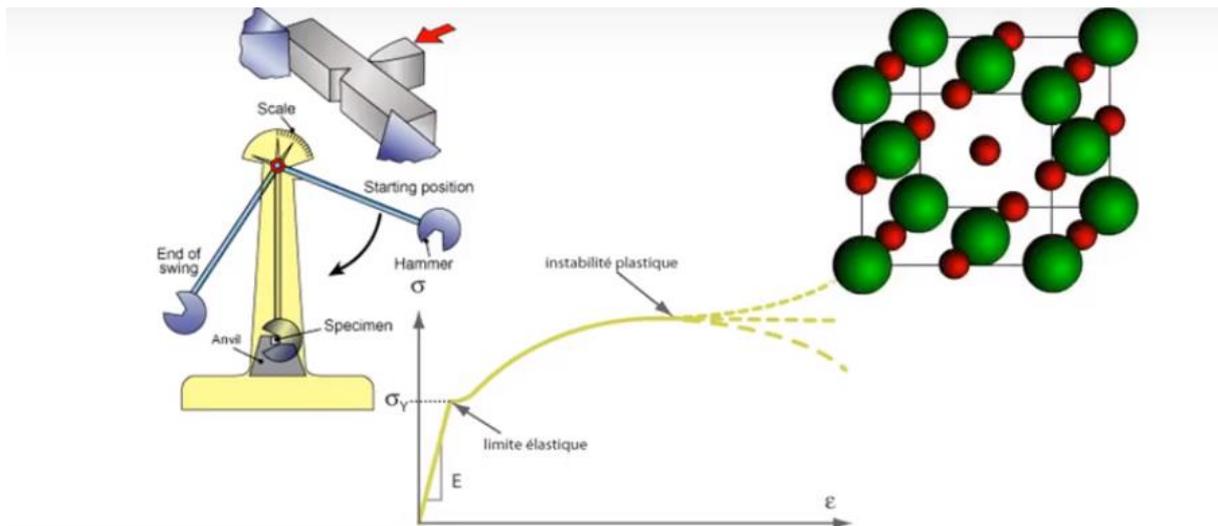


Figure I.9 : Essai de résilience

Source : <https://www.youtube.com/watch?v=DEwJWoiIrCk>

### I.5.3. Essai de dureté

Les essais de dureté consistent à mesurer la pénétration d'un outil conventionnel dans la pièce à tester sous une charge prédéterminée.

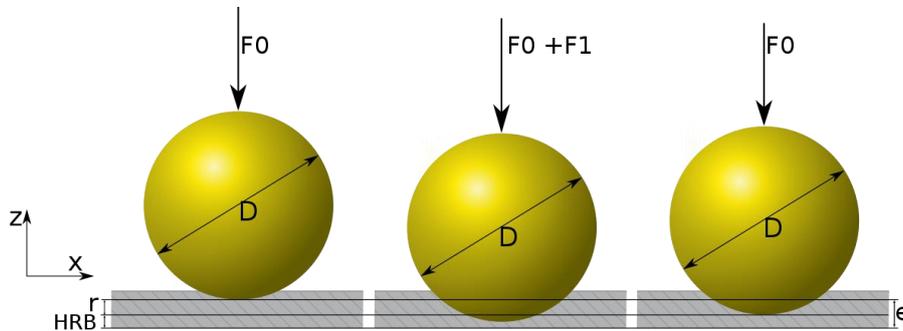


Figure I.10 : Essai de dureté Rockwell

Source : [https://fr.wikipedia.org/wiki/Fichier:Dureté\\_rockwell.svg](https://fr.wikipedia.org/wiki/Fichier:Dureté_rockwell.svg)

### I.5.4. Essai de pliage

Cet essai permet d'apprécier qualitativement la ductilité d'un acier et l'aptitude au formage à froid par pliage des tôles ou barres constituées de ce matériau. Il consiste simplement à imposer à un échantillon, dans des conditions spécifiées, un pliage jusqu'à un angle requis, le plus souvent 180°. Il est ensuite procédé à un examen visuel des tranches et surtout de la face en extension dans la zone de pliage. Cette face ne doit en principe présenter ni fissure, ni gerçure, ni déchirure. (Maitre, 2009)

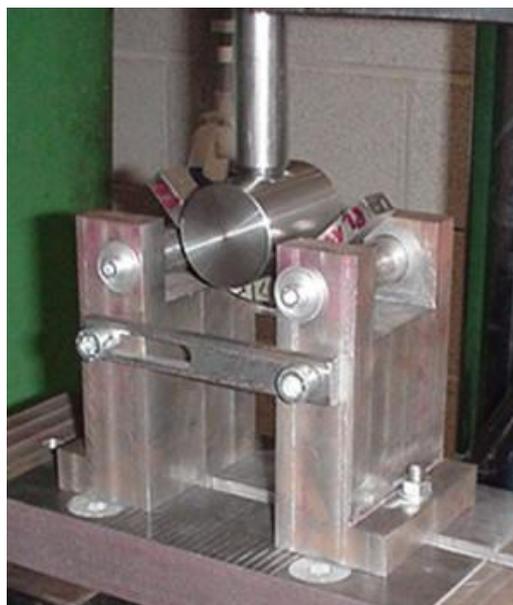


Figure I.11 : Essai de pliage

Source : <https://www.rocdacier.com/essai-de-plier-selon-910/>

### I.5.5. L'essai aux étincelles (non au laboratoire)

Il permet toutefois avec une certaine approximation d'estimer le pourcentage de carbone et de certains éléments d'addition :

Acier au Carbone			Acier rapide	Acier Chrome - Tu	Fonte grise
0,15 % C	0,45 % C	0,9 % C			
					
<i>abondante</i>	<i>abondante</i>	<i>moyenne</i>	<i>faible</i>	<i>faible</i>	<i>faible</i>
<i>jaune paille</i>	<i>blanc</i>	<i>blanc</i>	<i>rouge</i>	<i>rouge</i>	<i>rouge</i>

Figure I.12 : Teneur en carbone / Essai aux étincelles

Source : <https://notech.franceserv.com/materiau-acier.html>

### I.5.6. L'aspect extérieur

Il permet en outre de distinguer très facilement si le produit est :

- Produit moulé dépouille, plan de joint, peau rugueuse
- Produit forgé : dépouille, plan de joint, peau lisse, calamine
- Produit étiré à froid : surface extérieure brillante et lisse
- Produit laminé à chaud : oxydation

## I.6. Type des éléments de structure

### I.6.1. Éléments à section pleine

#### a. Définition

Ce sont les éléments qui ont une surface pleine sans creux ou liaison (soudure) ils sont formé en section transversale spécifique qui suivent des normes afin d'obtenir la meilleure résistance suite aux sollicitations qui leur sont soumises.

**b. Type d'éléments à section pleine**

- Éléments sidérurgiques produits laminés à chaud

Ce sont des éléments obtenus par laminage à chaud et sont répertoriés selon les normes dans des catalogues spécifiant leurs dimensions et caractéristiques. Ils sont classés suivant deux familles :

- Produits longs :

- Poutrelles

- Profils laminés à larges ailes HEA, HEB, HEM

En raison de leurs larges ailes, ces profilés conviennent également aux sollicitations excentrées (flexion simultanée selon les deux axes). Attention: la désignation du profilé ne correspond à la hauteur réelle de la section que dans la série HEB, par exemple HEB 200.

- Profilé normaux INP et UNP

Les profilés normaux sont un peu plus avantageux que ceux avec des ailes inclinées. Ceux-ci conviennent aux constructions soudées. Les profilés à ailes inclinées sont rarement employés pour les constructions boulonnées.

- Profilés avec ailes parallèles IPE, UPE et IPET

Les profilés IPE ont une section élancée et sont employés surtout comme poutres sollicitées en flexion (en raison de l'étroitesse de leurs ailes, ils conviennent moins comme barres comprimées). Les profilés UPE sont parfois employés par paires, ce qui évite les torsions provoquées par leur asymétrie. Les profilés IPE divisés en deux par l'entrepreneur (IPET) sont employés dans les treillis et comme croisillons dans les toitures vitrées. Les profilés UAP, semblables aux UPE, ne sont plus produits.

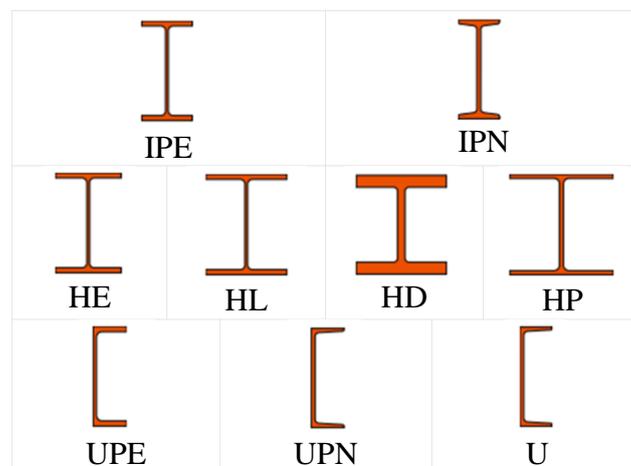


Figure I.13 : Gammes de profilés européens 1

Source : (ArcelorMittal )

- Laminés marchands (ronds, carrés, plats, petits U, cornières, tés)
  - Ronds et carrés RND et SQ  
Les ronds et les carrés sont utilisés principalement comme tirants, dans le cas de larges sections aussi en compression, par exemple dans les poteaux mixtes (protection incendie).
  - Cornières et profilés à taille réduite  
Profilés courants pour des travaux de serrurerie (mains courantes, avant-toits, portes, fenêtres, etc.)

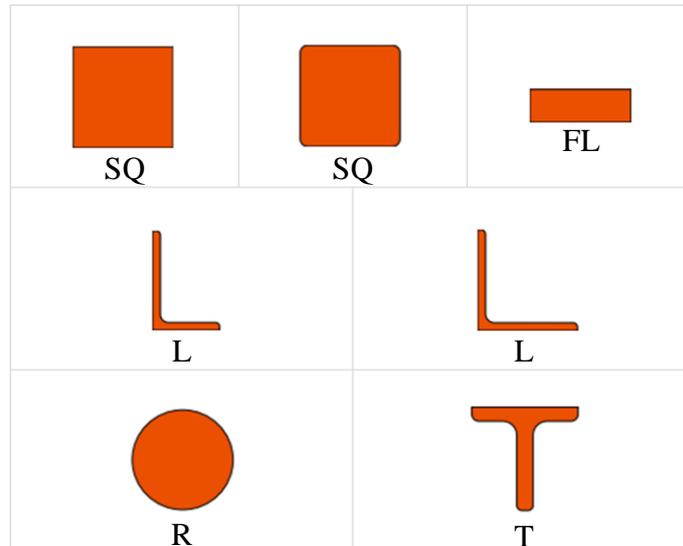


Figure I.14 : Gammes de profilés européens 2

Source : [https://ds.arcelormittal.com/repository/poutrelles\\_rails\\_tubes\\_parachevement\\_negoce/profiles\\_europeens\\_ArcelorMittal.pdf](https://ds.arcelormittal.com/repository/poutrelles_rails_tubes_parachevement_negoce/profiles_europeens_ArcelorMittal.pdf)

- Produits plats :
  - Les Larges plats sont laminés sur leurs quatre faces, en principe en épaisseur supérieure à 4 mm, avec des largeurs comprises entre 150 et 1250
  - Les tôles sont laminées sur deux faces et sont livrées en feuilles d'épaisseurs comprises entre 1,5 et 15 mm et de 2 050 mm de largeur maximale. Ces produits sont principalement utilisés dans la confection de produits reconstitués soudés dont l'emploi est de plus en plus fréquent en construction métallique. Ils servent également à la fabrication de pièces d'assemblages (Maitre, 2009)
  - Bandes et feuillards



Figure I.15 : Tôlés

Source : [http://french.hotrolledsteel-coil.com/photo/pl14903213-mild\\_normal\\_carbon\\_hot\\_rolled\\_standard\\_steel\\_plate\\_with\\_various\\_grade\\_hrp.jpg](http://french.hotrolledsteel-coil.com/photo/pl14903213-mild_normal_carbon_hot_rolled_standard_steel_plate_with_various_grade_hrp.jpg)



Figure I.16 : Bandes et feuilards

Source : [http://french.hotrolledsteel-coil.com/photo/pl14920237-pipeline\\_steel\\_hot\\_rolled\\_304\\_stainless\\_steel\\_coil\\_x42\\_x4\\_x52\\_x56\\_grade.jpg](http://french.hotrolledsteel-coil.com/photo/pl14920237-pipeline_steel_hot_rolled_304_stainless_steel_coil_x42_x4_x52_x56_grade.jpg)

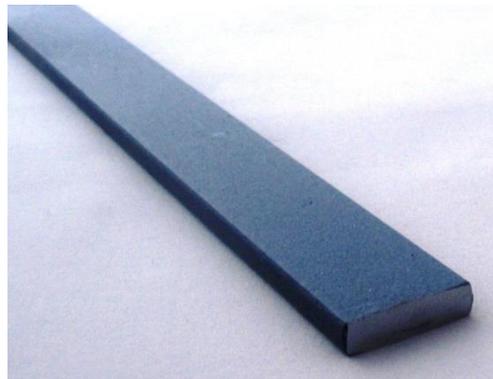


Figure I.17 : Larges plats : Ép 40 à 60 mm largeur 200 mm

Source : <http://www.esse.fr/WebRoot/netissime/Shops/xsisunlz/5A32/1F9A/5218/8409/9A10/C0A8/0009/3B4D/plat-acier-large-barre-fer-lamine-a-partir-de-120.JPG>

○ Éléments formé à froid

Ce sont des éléments qui utilisent comme produit de base des tôles d'acier laminés à chaud qui s'adaptent bien au processus de mise en forme et dont l'épaisseur varie généralement entre 0.45 et 15mm. Ces tôles peuvent ensuite à une température ambiante subir soit une réduction d'épaisseur ou un pliage sous formes habituelles de profilés (C, Z, U ... etc.) avec ou sans raidisseurs et sont représentés dans la Figure I.18.

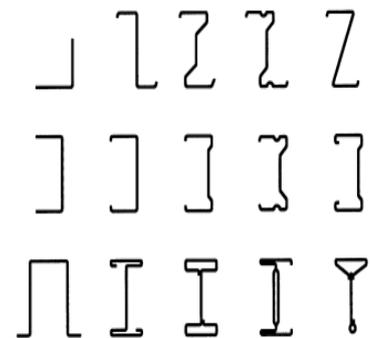


Figure I.18 : Profilés formés à froid

Source : (Maitre, 2009)

**c. *Avantage des sections pleines***

- La qualité du produit tient à :
  - Sa constitution : indéformabilité
  - Rigidité : La fabrication des sections pleines forme des armatures de grande rigidité qui, à l'emploi, ne présentent pas le risque de se déplacer tant dans le plan vertical qu'horizontal.
  - La sécurité d'emploi : Elle se manifeste notamment au niveau :
    - du personnel : moins de manutention signifie moins de risques d'accidents.
    - de la bonne exécution du travail sur le chantier. Il n'y a plus de manques possibles dans la nappe d'armatures ou de risques de voir utiliser des fils de section plus faible que celle imposée par le calcul.
    - de la facilité du contrôle sur le chantier.
- Moins encombrant : Les largeurs des barres métalliques sont moins importantes prenant un espace moindre d'où plus de facilités à la mise en place. Les portiques à âme pleine sont plus simples par rapport à la ferme, plus esthétiques, plus facile pour le transport, le montage, l'entretien et la peinture.
- Plus esthétique :

Les critères comme les possibilités de réduction des surfaces métallique accèdent à l'esthétique de la structure, la limitation de l'encombrement en hauteur et la mise en place de réseaux.

- Plus simple :

La conception en atelier est d'autant plus abordable permettant un gain en temps et en main d'œuvre.

**I.6.2. *Éléments à section creuse ou ajouré***

**a. *Définition***

Les profilés ajourés sont obtenus à partir des profilés laminés à chaud par découpage de l'âme suivant une ligne polygonale ou circulaire. La perforation des profilés ne diminue que superficiellement la résistance.

**b. Procédure de confection**

Il existe deux méthodes pour réaliser des sections ajourées :

❖ **Par poinçonnage et oxycoupage de l'âme**



Figure I.19 : Poinçonnage de tube de sections rectangulaire

Source : [https://www.youtube.com/watch?v=twVx4F\\_Edjs](https://www.youtube.com/watch?v=twVx4F_Edjs)

❖ **Par découpage puis reconstitution**

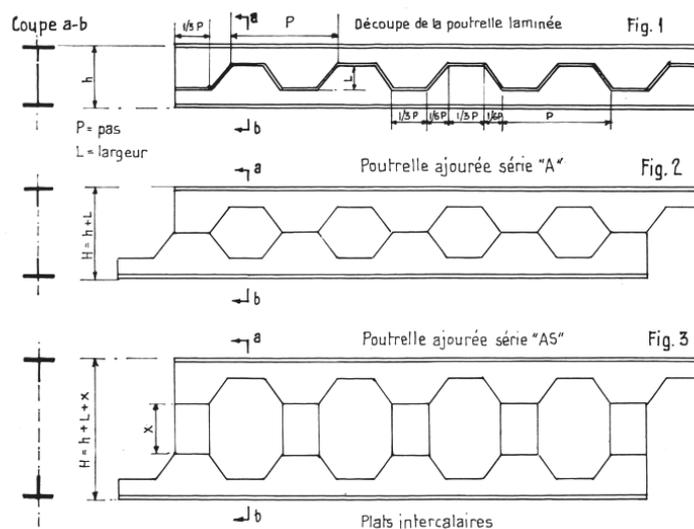


Figure I.20 : Les étapes de confection de profilé ajourées par découpage puis reconstitution

Source : (Maitre, 2009)

Cette méthode se décompose en trois phases :

➤ *Étape 1 : oxycoupage :*

Le découpage des poutrelles laminées est assuré par des appareils automatiques dont le dispositif mobile de découpage, muni de multiples brûleurs, peut traiter simultanément plusieurs poutrelles.



Figure I.21 : Découpage

Source : (ArcelorMittal )

➤ *Étape 2 : Séparation des Tés*

La manipulation des éléments découpés pour l'assemblage, la soudure et la présentation de plats intercalaires, s'il y a lieu, sont assurées également par des dispositifs automatiques.

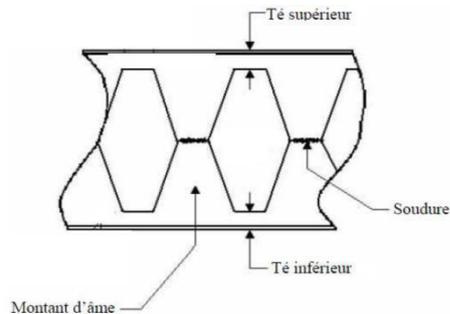


Figure I.22 : Composants section ajouré

Source : (Rédha, 2012)

- Enfin la soudure avec électrodes ou sous CO<sub>2</sub> peut être manuelle, semi-automatique ou entièrement automatique.



Figure I.23: Soudure avec électrodes manuelle profilés ajourés

Source : [https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbnANd9GcSY70wWMoP7Fy-gx0\\_5z6kPI3XkxRP48M27rWhMJcOycYHVFdQ](https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbnANd9GcSY70wWMoP7Fy-gx0_5z6kPI3XkxRP48M27rWhMJcOycYHVFdQ)



Figure I.24 : Profilé ajouré

Source : [https://encryptedtbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTdlgKjt7KbEIJYGG\\_nsRBdBrZv7rz6R86GHbAwwwqe3-XII8Dz](https://encryptedtbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcTdlgKjt7KbEIJYGG_nsRBdBrZv7rz6R86GHbAwwwqe3-XII8Dz)

**b. Types de profilé a section creuse**

Le profilé d'une poutrelle ajourée est déterminé :

- par le profilé de la poutrelle d'origine.
- par le tracé de découpe de l'âme en fonction du pas et de la largeur de la découpe résultant de l'étude du profil recherché.

Et pour les poutrelles possédant des plats intercalaires, par la hauteur de ces plats aussi.

Il en résulte plusieurs forme de profilés ajourés : à évidements hexagonaux, à évidements circulaires et rarement à évidements rectangulaire...etc. (Figure I.25)

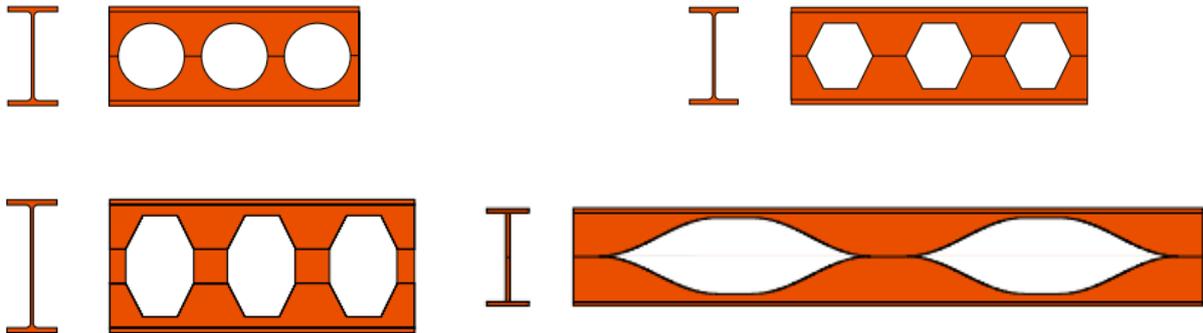


Figure I.25 : Poutrelles alvéolaires

Source : [http://ds.arcelormittal.com/repository/Catalog/ArcelorMittal\\_PV\\_FR\\_RU.pdf](http://ds.arcelormittal.com/repository/Catalog/ArcelorMittal_PV_FR_RU.pdf)

Il existe une infinité de combinaisons possibles en termes de diamètres et d'entraxes des cellules. Par exemple dans le cas d'une poutre à évidements circulaires on peut opter pour une optimisation du poids est une augmentation dans la hauteur, ou bien une optimisation du poids est une augmentation de la prise de charge comme présenté si dessous dans le Tableau I.2 :

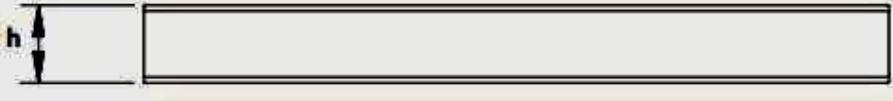
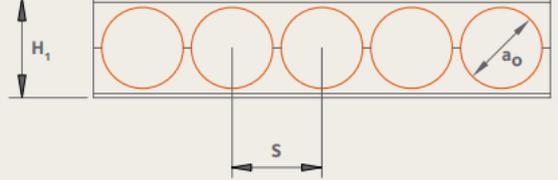
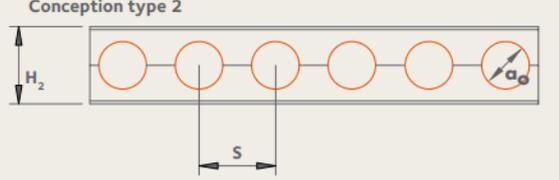
Objectif	Optimisation du ratio hauteur/poids	Optimisation du ratio charge/poids
Profilé de départ (hauteur $h$ )		
Conception		
$a_0$	1,0 à 1,3 $h$	0,8 à 1,1 $h$
$S$	1,1 à 1,3 $a_0$	1,2 à 1,7 $a_0$
$H$	1,4 à 1,6 $h$	1,3 à 1,4 $h$
Applications	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Couverture</li> <li>➤ Passerelles</li> <li>➤ Pannes grandes portées</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Planchers</li> <li>➤ Parking Offshore</li> <li>➤ Poteaux</li> </ul>
Nuances fréquentes	S235, S355	S355, HISTAR® 460 (S460)

Tableau I.2 : Dimension poutrelles alvéolaires circulaire en fonction d'utilisation

Source : (ArcelorMittal)

Un autre type a été développé par Arcelor Mittal afin de répondre à une proposition faite par l'architecte Claude Vasconi, elle est une poutrelle cellulaire architecturale caractérisée par de plus grandes ouvertures en forme d'œil, baptisée poutre Angelina, elle se caractérise par une grande portée qui peut aller jusqu'à 17 m et dotés de larges ouvertures pour le passage des câbles, offrant une nouvelle dimension architecturale. (Rédha, 2012)



Figure I.26 : Poutre Angelina

Source : [https://constructalia.arcelormittal.com/fr/catalogue\\_des\\_produits/angelina](https://constructalia.arcelormittal.com/fr/catalogue_des_produits/angelina)

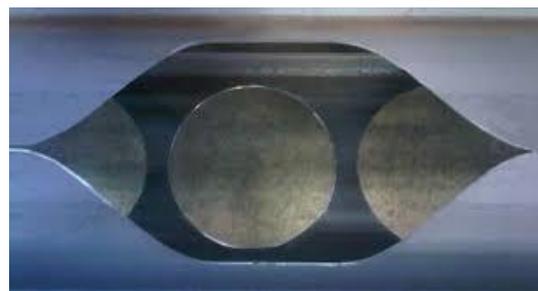


Figure I.27 : Comparaison d'ouverture poutre Angelina et poutre à évidements circulaires

Source : <https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcQNN-JONSj9NIoKTK0dNYWUL9piQf130vukmZb-mmGIfcH0z5Iq-g>

**c. Avantages de profilé a section creuse :**

- La réduction de poids pour l'ensemble d'une construction peut atteindre 30 à 50 % celle si entraîne une réduction :
  - o dans les mêmes proportions, des frais de transport de la forge à l'atelier, et de l'atelier au chantier ;
  - o des frais de montage (manutentions plus faciles, outillage de chantier moins important) ;
  - o de l'importance des fondations.
- La réduction des surfaces pleines accroît la luminosité des locaux et réduit les travaux de peinture.
- Les constructions rendues plus légères permettent l'utilisation de terrains de faible résistance ou très défectueux (terrains remblayés, marécageux, récupérés sur la mer).
- Les poutrelles ajourées sont particulièrement indiquées dans les rehaussements des constructions
- Les évidements de l'âme facilitent la pose de câbles ou de canalisations, ainsi que des armatures d'enrobage en béton existantes.



**Figure I.28 : poutre ajouré permettant le passage de canalisation suspendue et chemin de câble**

Source :

[http://img.archiexpo.fr/images\\_ae/photo-g/55693-7596181.jpg](http://img.archiexpo.fr/images_ae/photo-g/55693-7596181.jpg)

**I.6.3. Profilé Reconstituer Souder (PRS) :**

**a. Définition :**

À partir de tôles, de larges plats ou de plaques, on peut obtenir des poutres symétriques ou dissymétriques, de hauteur et de largeurs d'ailes constantes ou variables en soudant les pièces, à savoir les ailes et l'âme, les unes aux autres. Ainsi on conçoit de façon optimale une poutre en fonction des efforts qu'elle est censée reprendre. Ce type de poutre est particulièrement intéressant quand la portée augmente car la hauteur de poutre nécessaire devient alors plus importante. (Dico-BTP)

On peut aussi obtenir des poutres caisson de section carrée, rectangulaire ou trapézoïdale avec deux âmes soudées dont la rigidité est encore plus grande et peut être encore renforcée par des raidisseurs intérieurs. Ce type de poutre est souvent utilisé dans les ponts.

**b. Type de PRS**

❖ **Poutres composées à âme pleine**

Constituée de fers plats et/ou de tôles soudées pour obtenir une section en double té, utilisé pour les grands portés et les charpentes lourds. (BOUAFIA, 2010)



Figure I.29 : Poutres PRS

Source : [http://www.prafer.fr/wp-content/uploads/2018/06/prs\\_chem\\_roul\\_3-460x460.jpg](http://www.prafer.fr/wp-content/uploads/2018/06/prs_chem_roul_3-460x460.jpg)



Figure I.30 : Hangar portique en PRS à âme pleine

Source : [https://www.usinenouvelle.com/expo/img/structure-metallique-ossature-primaire-002229313-product\\_zoom.jpg](https://www.usinenouvelle.com/expo/img/structure-metallique-ossature-primaire-002229313-product_zoom.jpg)

❖ La variante en croix des PRS :

Permet de développer des résistances au flambement équivalentes dans les deux plan de flexion du composant, sa fabrication doit être réalisé avec précaution par une procédure judicieuse et rigoureuse, utilisée pour les poteaux de bâtiment industriel lourd de grande hauteur



Figure I.31 : Poteau PRS croix

Source : [https://pds.exblog.jp/pds/1/201112/26/45/e0040345\\_9585011.jpg](https://pds.exblog.jp/pds/1/201112/26/45/e0040345_9585011.jpg)

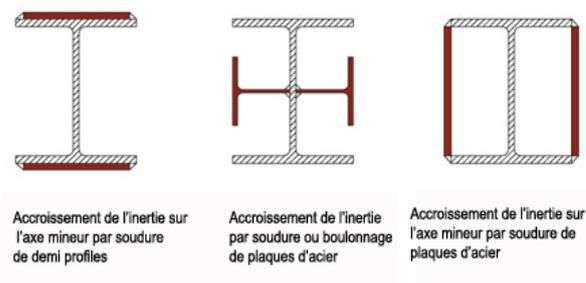


Figure I.32 : Accroissement de l'inertie PRS

Source : [https://www.civilmania.com/uploads/monthly\\_2018\\_03/image.png.54b2abcd30e17ef66f7628bbad30a505.png](https://www.civilmania.com/uploads/monthly_2018_03/image.png.54b2abcd30e17ef66f7628bbad30a505.png)



Figure I.33 : Élément PRS croix

Source : <https://encrypted-tbn0.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcQjkLr20mTujrkfL4LZMIIpmKef3KhXAOb14xFywCrZT8MDpMCE>

#### ❖ Le PRS en caisson

Pour des poutres de grande portée ou que les sollicitations en torsion sont importantes, il est utilisé pour les ponts métallique de grandes portées, pour les poutres de ponts roulants très lourds à usage intensif.



Figure I.34 : Poutre en PRS caisson

Source : [http://prefabhouse-fr.com/upload/2681/o/18\\_10\\_steel\\_frame\\_1.jpg](http://prefabhouse-fr.com/upload/2681/o/18_10_steel_frame_1.jpg)

#### c. *Avantage (Manfred, Rolf, & Alain, 2006)*

- Obtenir une hauteur de poutre supérieure à celle des profilés laminés
- Créer une poutre a hauteur variable.
- Utiliser des aciers de nuance différente pour l'âme et les semelles (section hybrides)

- Adapter les dimensions des semelles (épaisseur et largeur) aux moments de flexion.
- Adapter l'épaisseur de l'âme à l'effort tranchant.
- Réaliser des sections mono symétriques (semelles supérieures et inférieure différentes)

#### I.6.4. Section composée

##### a. Définition :

Les colonnes composées ou colonnes à étrésoillon, sont formés avec deux ou plusieurs profilés qui sont assemblés entre eux par des éléments de connexion (étrésoillons ou éléments diagonaux) qui va permettre à la colonne formée de travailler comme une seule entité, cette méthode est utilisé généralement pour les profilé formé à froid afin d'augmenté la résistance. (Kherbouche, 2019)

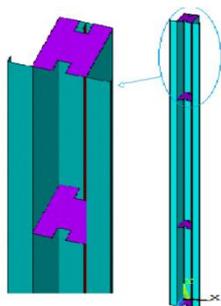


Figure I.35 : Modèle numérique d'un poteau composé en Z

Source : (KHERBOUCHE & MEGNOUNIF, 2018)

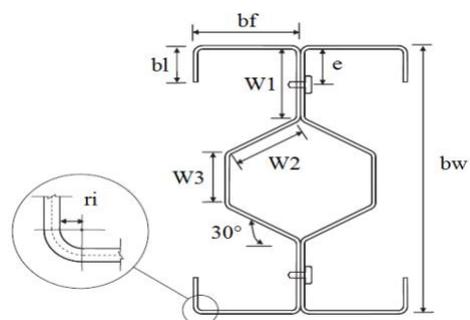


Figure I.36 : Section composé  $\Sigma$  de forme I

Source : (KHERBOUCHE & MEGNOUNIF, 2018)

##### b. Types de section composée :

Ces sections composées sont classées en deux types de sections transversales **ouvertes** ou **fermées** :



Figure I.37 : Profils ouverts reconstitués

Source : (Association Française de Normalisation (AFNOR), 2007)

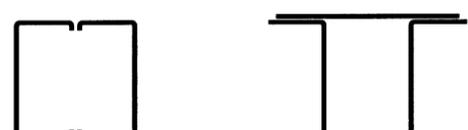


Figure I.38 : Profils fermés reconstitués

Source : (Association Française de Normalisation (AFNOR), 2007)

**d. Avantages des sections composées**

Les colonnes composées offrent des avantages à l'industrie de la construction, particulièrement dans les situations de grande portée et grand chargement.

**I.7. Type d'ossature :**

L'organisation d'une structure passe par la mise en place d'un certain nombre de sous-ensembles, aptes à assurer des fonctions précises du point de vue de la stabilité générale de l'ouvrage. Ces sous-ensembles, obtenus par l'assemblage, de composants élémentaires, peuvent être classés en configurations de systèmes constructifs et qui sont examinées dans les paragraphes qui suivent. Les structures métalliques sont de trois types :

- Les structures en portiques.
- Les structures en treillis.
- Les structures tridimensionnelles réalisées à partir de tubes ronds creux

**I.7.1. Les structure en portiques**

Le portique en acier constitue le type de structure le plus utilisé pour les ossatures principales. Les portiques peuvent être fabriqués soit à partir de profilés laminés à chaud, soit à partir de plats soudés automatiquement pour former des sections en I. (Lahlou, 2012)

Les portiques qui permettent d'assembler de manière continue les poutres ou les arbalétriers et les poteaux, sont l'un des éléments caractéristiques de la construction métallique.

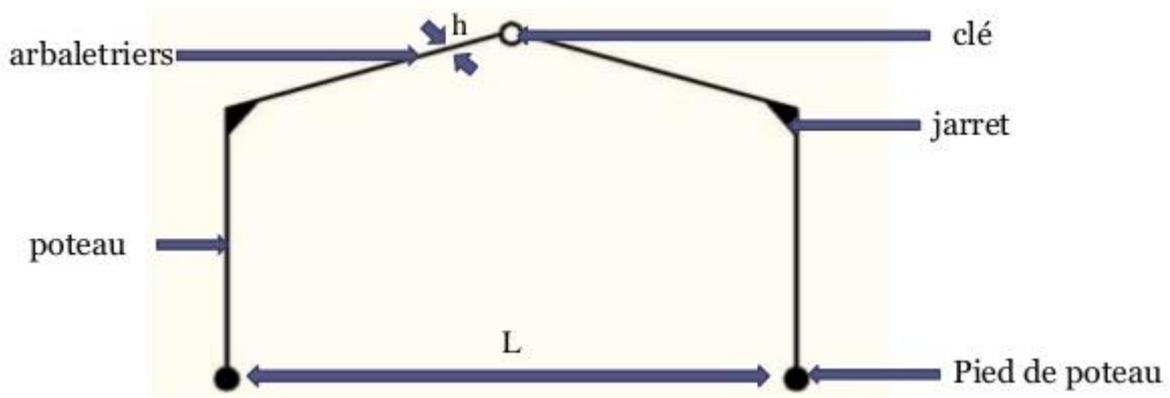


Figure I.39 : Composition d'un portique

Source : <https://image.slidesharecdn.com/charpente-mttalique-160219140446/95/charpente-mtallique-54-638.jpg?cb=1455890722>

Ils peuvent être constitués de **I** et de **H**, de **tubes**, de **PRS** à section variable ou non, de **caissons** ect...

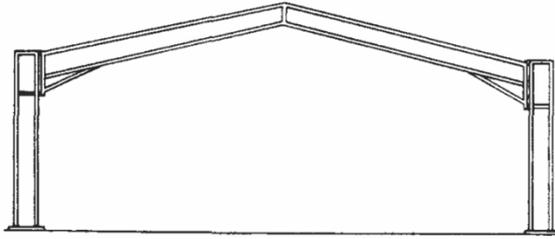


Figure I.40 : Portique section pleine

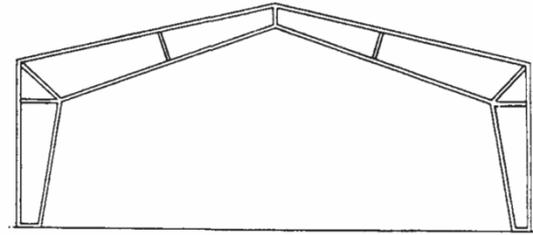


Figure I.41 : Portique en PRS

Source : <https://www.facebook.com/ATFP.SCM/posts/155558467894221757> Source : <https://www.facebook.com/ATFP.SCM/posts/1558467894221757>

Tous les éléments de ces types de structure participent à la résistance aux efforts verticaux aussi bien qu'horizontaux. Ils exercent donc des efforts horizontaux sur leurs appuis. Par ailleurs, la plus grande inertie des éléments poutre et poteaux des portiques est nécessairement dans le plan du portique, de manière à assurer la plus grande résistance en flexion dans ce plan.

Ils peuvent avoir deux ou trois articulations, ou être complètement rigides. Lorsque plusieurs panneaux sont rigidifiés dans une même file ou sur plusieurs étages superposés, on obtient des « portiques multiples ».

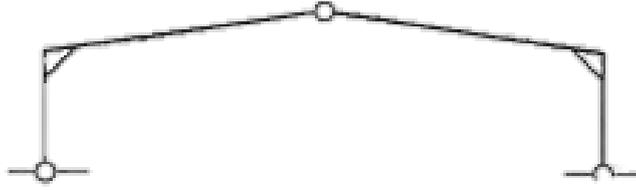
#### *a. Types de portique*

On distingue quatre types de portiques à rez-de-chaussée suivant que les liaisons sont articulées ou rigides. Notons que les assemblages réels sont la plupart du temps semi-rigides.

#### ❖ **Le portique à trois articulations**

Ce portique est isostatique. Il présente la caractéristique d'avoir un moment nul à la clef quel que soit le cas de charge. La dimension est réduite à cet endroit et permet ainsi d'optimiser la hauteur libre. En outre, les tassements différentiels et les variations thermiques peuvent être absorbés par cette structure. En revanche, sous l'effet de charges horizontales, la déformation de ce portique est plus importante que pour les modèles suivants.

Ce type de portique se retrouve fréquemment dans les halles et les toitures à versants inclinés, moins dans les bâtiments à étages.



**Figure I.42 : Portique à trois articulations**

Source : <https://sites.google.com/site/abcelearning02/syllabus/6---calcul-pratique-des-hangars-industriels/6-3-portiques-a-ames-pleines/6-3-1-conception-technologique>

❖ **Le portique à pieds de poteaux articulés**

Ce portique articulé à la base des poteaux est hyperstatique. C'est la rigidification des assemblages poteaux-poutres qui assure la stabilité des panneaux (cadres). Il utilise moins de matière que le portique à trois articulations. Avec une traverse brisée ou en biais, il est utilisé dans les halles ; avec une traverse droite, on le retrouve dans les bâtiments à étages.



**Figure I.43 : Pieds de poteaux articulés**

Source : <https://sites.google.com/site/abcelearning02/syllabus/6---calcul-pratique-des-hangars-industriels/6-3-portiques-a-ames-pleines/6-3-1-conception-technologique>

❖ **Le portique à pieds de poteaux encastrés**

Du fait des encastrements en pied, les sections peuvent être moins importantes que dans les cas précédents pour résister aux moments de flexion.

La limitation des déplacements sous l'action des forces horizontales conduit à l'augmentation des sections des poutres et des poteaux.

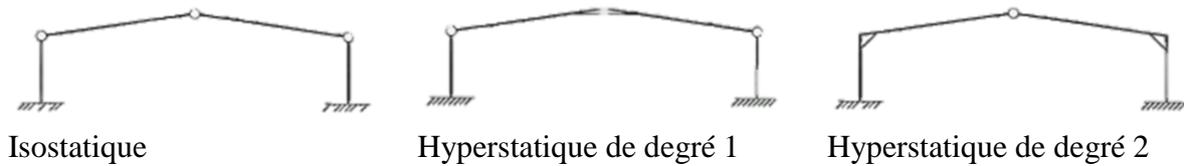


Figure I.44 : Portique à pieds de poteaux encastrés

Source : <https://sites.google.com/site/abcelearning02/syllabus/6---calcul-pratique-des-hangars-industriels/6-3-portiques-a-ames-pleines/6-3-1-conception-technologique>

### ❖ Le portique totalement encastré

Ces portiques ont un degré d'hyperstaticité supérieur. Ils sont utilisés lorsque des charges très importantes sont mises en œuvre et lorsque la portée doit être très grande. En revanche, cette structure absorbe peu les tassements différentiels et les variations thermiques. C'est une forme courante dans les bâtiments à étages. Cependant les « nœuds » (assemblages) peuvent être gênants, au niveau des planchers par exemple, à cause des goussets ou des équerres nécessaires à l'assemblage. Les bases des portiques peuvent être fixées sur des infrastructures en béton armé ou des fondations, ou sur des poteaux et des poutres de l'étage inférieur.

Ce sont des structures relativement coûteuses (environ 15 à 20 % de plus que des structures avec des contreventements), mais elles présentent l'avantage d'un moindre encombrement de l'espace et d'un usage plus flexible dans le temps en cas de changement d'affectation des locaux ou des immeubles.



Figure I.45 : Portique totalement encastré

Source : <https://sites.google.com/site/abcelearning02/syllabus/6---calcul-pratique-des-hangars-industriels/6-3-portiques-a-ames-pleines/6-3-1-conception-technologique>

## I.7.2. Les fermes en treillis

### a. Définition

Ce sont des systèmes de barres rectilignes situées dans un même plan et assemblées entre elles selon des triangles (d'où leur appellation : systèmes triangulés). On peut considérer que les treillis ont des nœuds fixes. Le modèle le plus récent est à

l'élargissement des mailles et à l'emploi de sections tubulaires avec assemblages soudés sans goussets. Elles sont constituées de :

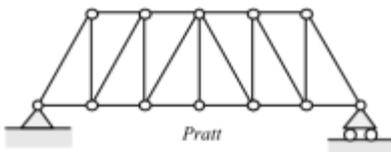
- membrure supérieure (arbalétrier)
- membrure inférieure (entrait)
- âme à treillis (étrésillons), constituée d'éléments verticaux (montants) et obliques (diagonales)

**b. Comportement des structures treillis**

Le dimensionnement est déterminé, à partir des actions sollicitant le système triangulé, les efforts de compression ou de traction dans les barres

- les barres sont rigides et indéformables.
- les nœuds sont considérés comme des articulations parfaites, sans frottement. Il faut que la rigidité des barres corresponde à ce critère.
- Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds où elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé par rapport aux forces extérieures sollicitant la structure
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan de la structure et appliquées aux nœuds.

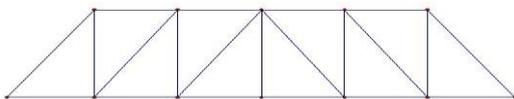
**c. Type de ferme en treillis (vie, 2012)**



**Figure I.46: Ferme Pratt**

Source : [https://fr.wikipedia.org/wiki/Treillis\\_\(assemblage\)#/media/Fichier:Treillis\\_isostatiques.svg](https://fr.wikipedia.org/wiki/Treillis_(assemblage)#/media/Fichier:Treillis_isostatiques.svg)

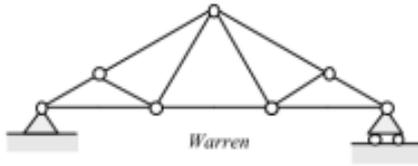
**Treillis Pratt:** dans ce treillis, les diagonales sont en traction sous l'action des charges gravitaires. Il est donc utilisé pour des actions descendantes prédominantes



**Figure I.47 : Ferme Howe**

Source : [http://www.geldfritz.net/cdn/23/1991/171/howe-truss-bridge-design\\_155750.JPG](http://www.geldfritz.net/cdn/23/1991/171/howe-truss-bridge-design_155750.JPG)

**Treillis Howe:** les diagonales sont tendues sous l'action des charges ascendantes. Cette solution est utilisée pour des situations où le soulèvement est prédominant (bâtiments ouverts par exemple)



**Figure I.48: Ferme Warren**

Source : [https://fr.wikipedia.org/wiki/Treillis\\_\(assemblage\)#/media/Fichier:Treillis\\_isostatiques.svg](https://fr.wikipedia.org/wiki/Treillis_(assemblage)#/media/Fichier:Treillis_isostatiques.svg)

**Treillis Warren:** dans ce type de treillis, les diagonales sont, soit tendues, soit comprimées. Cette forme est également utilisable comme treillis horizontal de poutres de roulement.

Tous ces types de treillis peuvent être utilisés, soit dans les portiques en treillis, soit dans les structures en treillis simple, pour de grandes portées allant de 20 à 100 m



**Figure I.49: Ferme Double Warren**

Source : <http://trussbridge2012.blogspot.com/2012/10/truss-bridges.html>

**Treillis en X:** il en existe deux types:  
Si les diagonales sont calculées pour résister en compression, ce treillis est la superposition de deux treillis Warren.

Si la résistance des diagonales comprimées est ignorée, le comportement est le même que celui d'un treillis Pratt. Cette forme est plus couramment utilisée pour les poutres au vent où les diagonales sont très longues.



**Figure I.50: Ferme avec barres secondaires**

Source : <https://docplayer.fr/14409446-Treillis-1-ere-partie.html>

Il est possible d'ajouter des barres secondaires pour:  
-créer des points d'appuis intermédiaires,  
-limiter la longueur de flambement des barres comprimées (sans influencer le comportement global de la structure)

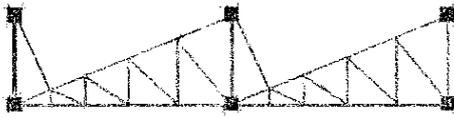


**Figure I.51: treillis à deux versants**

Source : <https://docplayer.fr/14409446-Treillis-1-ere-partie.html>

Pour chaque forme représentée ci-dessus, on peut donner une simple ou une double pente à la membrure supérieure d'un treillis supportant une toiture. Ici, l'exemple d'un treillis à deux versants.

Tous ces types de treillis peuvent être utilisés, soit dans les portiques en treillis, soit dans les structures en treillis simple.



Membrane supérieure à simple pente pour ces treillis triangulaires faisant partie d'une toiture en «sheds». Les ouvertures sont orientées au Nord

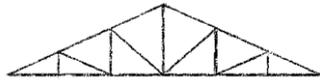


Figure I.52: Treillis Fink

Source : <https://docplayer.fr/14409446-Treillis-1-ere-partie.html>



Figure I.53: Ferme à entrain retourné

Source : <https://docplayer.fr/14409446-Treillis-1-ere-partie.html>

**Treillis Fink :**

Ce type de treillis est plus couramment utilisé pour des toitures de maisons individuelles et pour les plus petites portées (de 10 à 15 m)

**Ferme à entrain retourné :**

Ce type de ferme est utilisable pour supporter Une toiture à double pente. Il peut être utilisé pour des portées plus grandes.

D'autre type :

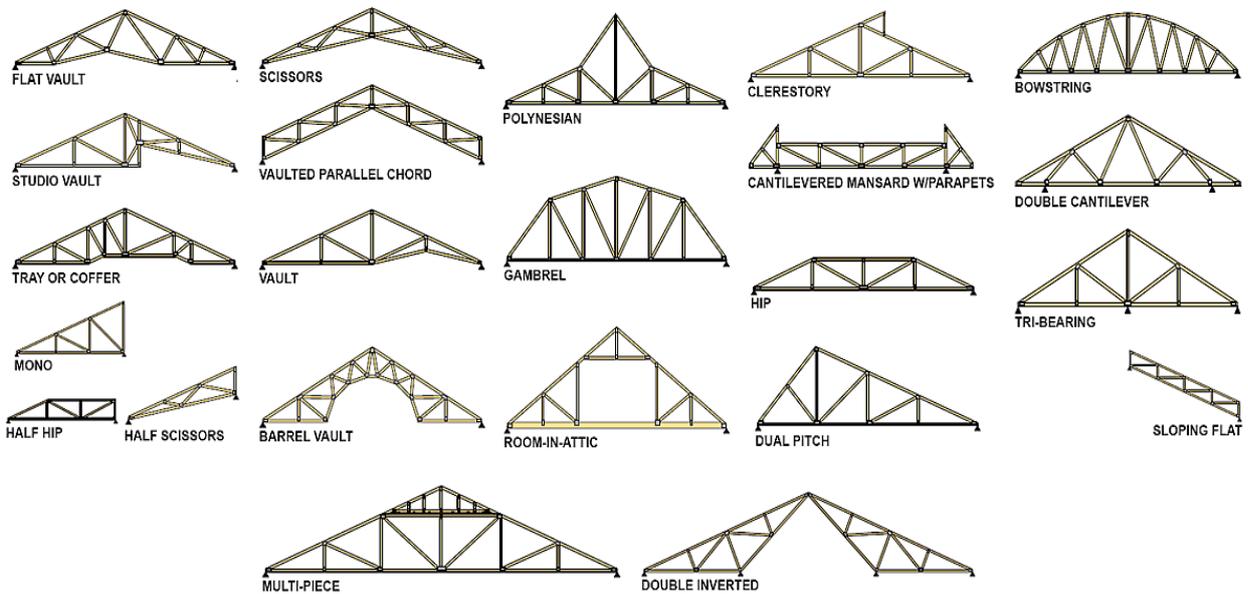


Figure I.54 : Autre type de ferme en treillis

Source : <https://newvitruvian.com/images/truss-clip-cantilever-roof-2.png>

## I.8. Critère de dimensionnement

### I.8.1. Contrainte

La structure métallique subit des sollicitations ou actions extérieures qui provoquent des déformations, mais aussi des efforts internes. Les contraintes sont principalement de cinq natures différentes: la flexion, la traction, la compression, le cisaillement et la torsion.

#### a. Sollicitation simple

##### ❖ Traction

On dit qu'une poutre travaille en extension simple quand elle est soumise à deux forces axiales directement opposées, appliquées au centre de surface des sections extrêmes qui tendent à l'allonger.

Afin de calculer la résistance en traction

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd})$$

Avec :

$N_{pl,Rd}$  : Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$N_{u,Rd}$  : Résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}}$$

$N_{net,Rd}$  : Résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons précontraints à l'ELU

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

##### ❖ Compression

On dit qu'une poutre travaille en compression simple quand elle est soumise à deux forces axiales directement opposées, appliquées au centre de surface des sections extrêmes qui tendent à la raccourcir.

Afin de calculer la résistance en compression

- Pour les sections de classe 1, 2 ou 3 :

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd}$$

$N_{pl,Rd}$  : Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

► Pour les sections de classe 4 :

$$N_{c,Rd} = N_{0,Rd}$$

$N_{0,Rd}$  : Résistance de calcul de la section brute au voilement local

$$N_{0,Rd} = \frac{A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

### ❖ Flexion pure (circulaire)

La flexion est la déformation d'un objet sous l'action d'une charge. Elle se traduit par une courbure. Dans le cas d'une poutre, elle tend à rapprocher ses deux extrémités. Dans le cas d'une plaque, elle tend à rapprocher deux points diamétralement opposés sous l'action. (Claude, Frédy, & Bruno, 1997)

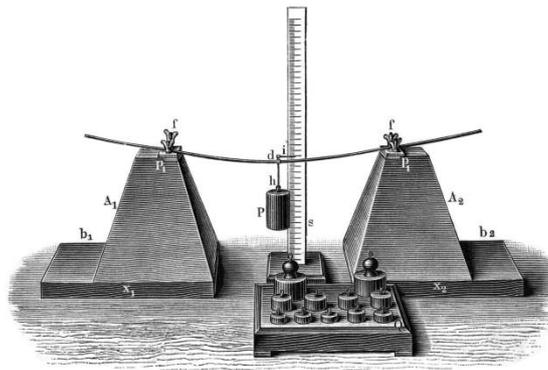


Figure I.55 : Représentation d'un élément soumis à la flexion

Source :

[https://fr.wikipedia.org/wiki/Flexion\\_\(matériau\)#/media/File:Versuchsaufbau\\_Biegung.png](https://fr.wikipedia.org/wiki/Flexion_(matériau)#/media/File:Versuchsaufbau_Biegung.png)

Lorsqu'un matériau subit une flexion, sa surface subit en réalité une compression au niveau de l'arc de flexion, et une traction à son opposé.

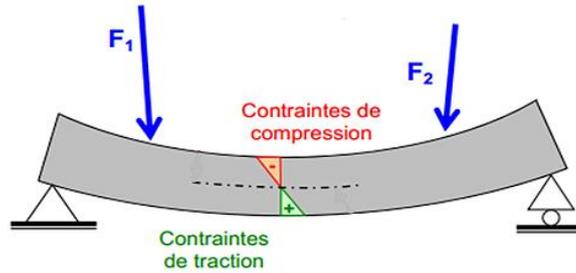


Figure I.56 : Représentation schématique d'une poutre en flexion

Afin de calculer le moment résistant à la flexion :

- Pour les sections de classe 1 ou 2 :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd}$$

$M_{pl,Rd}$  : Moment résistant plastique

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Pour les sections de classe 3 :

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd}$$

$M_{el,Rd}$  : Moment résistant élastique

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- Pour les sections de classe 4 :

$$M_{c,Rd} = M_{0,Rd}$$

$M_{0,Rd}$  : Moment résistant au voilement local

$$M_{0,Rd} = \frac{W_{eff} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

### ❖ Torsion

Une poutre est sollicitée à la torsion simple si elle est soumise à deux couples de moments opposés portés par la ligne moyenne.

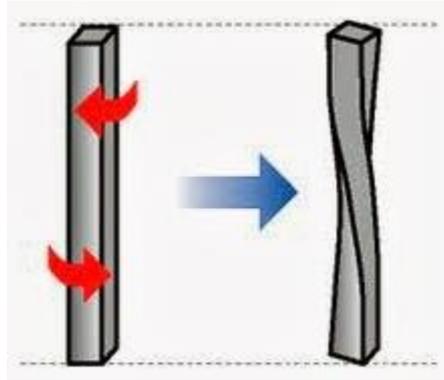


Figure I.57 : Élément en torsion

Source : <http://superior-esit-metodos-hilados.blogspot.com/p/torsiones-por-pulgada.html>

Afin de calculer la résistance à l'effort tranchant

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M_0}}$$

$A_v$  : L'aire de cisaillement qui dépend du type de section

- Profils laminés I ou H :  $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$
- Profils laminés U :  $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + r) \times t_f$
- Profils reconstitués soudés I ou H :  $A_v = (h - 2 \times t_f) \times t_w$

### ❖ Cisaillement

Il y a cisaillement lorsqu'une pièce est sollicitée par deux forces égales, de même droite d'action mais de sens contraires qui tendent à faire glisser l'une sur l'autre les deux parties de la pièce.

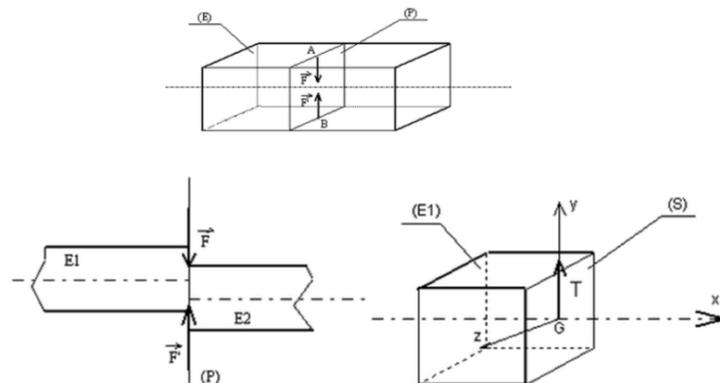


Figure I.58 : Représentation d'une pièce en cisaillement

Source : <https://www.technologuepro.com/resistance-des-materiaux-2/chapitre-4-cisaillement-simple.pdf>

Sous l'action de ces deux forces la poutre tend à se séparer en deux tronçons E1 et E2 glissant l'un par rapport à l'autre dans le plan de section droite (P). Une section droite (S) d'une poutre (E) est sollicitée au cisaillement simple si les éléments de réduction au centre de surface G de (S) du torseur des efforts de cohésion sont :

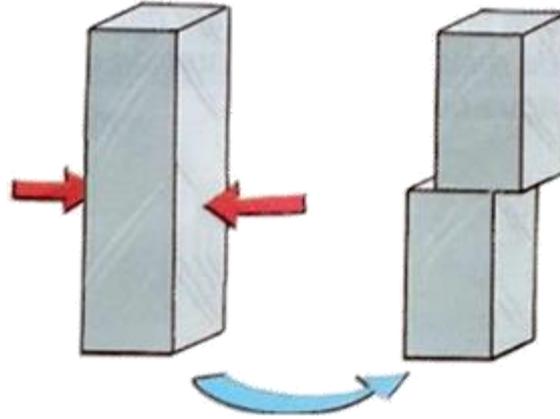


Figure I.59 : Élément en cisaillement

Source : <http://menayo-fusin.blogspot.com/2011/01/esfuerzo-de-cortadura-en-un-solido.html>

### ***b. Sollicitation composées***

#### **❖ Flexion simple**

Etat de sollicitation d'une section soumise uniquement à un moment fléchissant et à un effort tranchant (l'effort normal étant nul) dus à des charges dirigées dans un plan principal de la pièce. V. ill. Flexion simple.

#### **❖ Flexion dévié**

Etat de sollicitation d'une section soumise uniquement à un moment fléchissant et à un effort tranchant (l'effort normal étant nul) dus à des charges dont la résultante est dirigée dans un plan non principal de la pièce (panne d'une toiture inclinée par ex.). V. ill. Flexion déviée.

#### **❖ Flexion composé**

Etat de sollicitation d'une section soumise simultanément à un moment fléchissant, à un effort tranchant et à un effort normal de compression ou de traction. V. ill. Flexion composée.

## **I.8.2. Les phénomènes d'instabilité**

Afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, Il y a lieu de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles. Deux cas de figure se présentent :

- Le cas de petites déformations Tant que l'on reste dans le domaine des petites déformations, on admet que les sollicitations ne varient pas (ou peu) sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.
- Le cas des grandes déformations Dans ce cas, les déplacements modifient considérablement les sollicitations qui les ont initiées et nécessités des calculs spécifiques.

**a. Flambement**

❖ **Définition :**

Le phénomène d'instabilité transversale sous un effort de compression porte le nom de flambement, il provoque la non linéarité de l'élément, on remarque alors le déplacement totale de la section transversale dans les partie libre par rapporte aux partie bloqué par des appuis Figure I.60 (c).

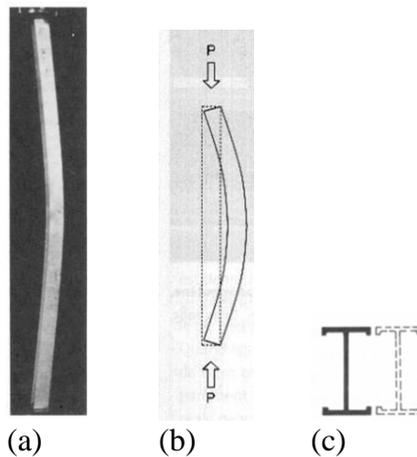


Figure I.60 : flambement de barre sous l'effet de compression

Il en résulte deux cas de flambement, le flambement simple et le flambement avec flexion.

❖ **Flambement simple :**

L'analyse théorique du phénomène se fonde en tout premier lieu sur l'étude due à la théorie d'Euler.

Lorsqu'une structure est soumise à un effort normal de compression, elle a tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression.

Suivant cette théorie, pour une poutre bi-articulée soumise à un effort de compression centré N, apparaît un moment de flexion additionnel :

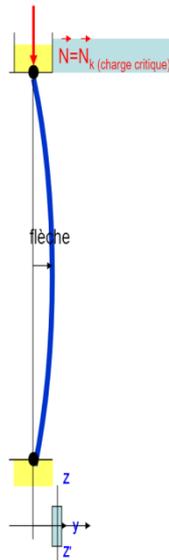


Figure I.61 : Flambement d'une barre sous effort axial

Source : <https://slideplayer.fr/slide/7644111/24/images/5/Exemple+de>

L'équilibre vis-à-vis de la force de compression passe donc par une amplification de la courbure.

La conséquence pratique immédiate est que la ruine des barres comprimées intervient systématiquement par cumul de l'effort normal et des effets de cette déformation et non par atteinte de la capacité de la section à l'effort normal.

L'analyse mathématique de l'équilibre d'une barre comprimée bi-articulée de longueur  $l_0$  et d'inertie  $I$ , permet de mettre en évidence un niveau de chargement particulier tel que le flambement n'est plus possible, c'est la charge critique d'Euler.

$$N_k = \frac{EI\pi^2}{l_0^2}$$

Et la contrainte critique :

$$\sigma_k = \frac{EI\pi^2}{A l_0^2} = \frac{E\pi^2}{\lambda^2}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$  : est égale à la longueur suite à la condition d'appuis qui sont (articulé-articulé).

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Lorsque la charge appliquée atteint cette valeur, la barre n'offre plus de rigidité vis-à-vis de la déformation latérale.

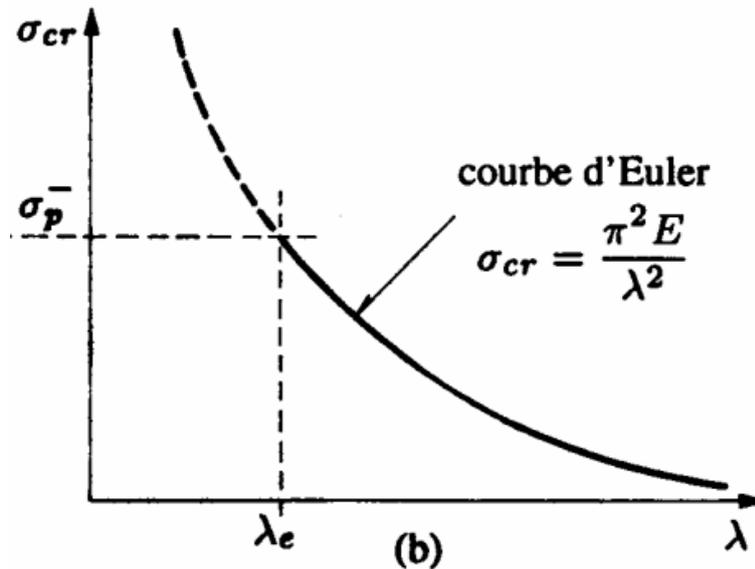


Figure I.62 : contrainte critique d'euler

Source : <http://homepages.ulb.ac.be/~pbouilla/cours/II-14-instabilites.pdf>

- Lorsque  $\sigma_k > \sigma_e$  aucun risque de flambement n'est à craindre et la ruine survient pour  $\sigma = \sigma_e$
- Lorsque  $\sigma_k < \sigma_e$  il y a ruine par flambement dès lors que  $\sigma = \sigma_k$

L'observation expérimentale du comportement réel des barres soumises à la compression simple apporte une confirmation imparfaite de la prévision fondée sur le modèle d'Euler. La ruine s'observe pour des efforts normaux inférieurs à la valeur critique théorique. L'explication de ces discordances réside bien entendu dans le fait que la réalité diffère des hypothèses adoptées par Euler.

En effet :

- Les pièces après leur traitement en laminoirs et leur diverses manutentions et transports, ne sont pas rigoureusement rectilignes (défauts de rectitude)
- Leurs inerties ne sont pas constantes (tolérances de laminage)
- Les efforts normaux de compression et les appuis ne sont jamais rigoureusement centrés (défauts de centrage)

- Les poteaux, sur chantier, ne sont jamais parfaitement verticaux (tolérances de montage)
- Le module d'élasticité E de l'acier n'est pas vraiment constant, du fait des contraintes résiduelles de laminage (défauts d'homogénéité) Ces cinq types de défauts, réels et inévitables, contribuent à affaiblir les éléments en raison des moments de flexion parasites qu'ils créent et qui majorent considérablement la contrainte.

Ces cinq types de défauts, réels et inévitables, contribuent à affaiblir les éléments en raison des moments de flexion parasites qu'ils créent et qui majorent considérablement la contrainte.

Le CCM 97 distingue entre différentes familles de profils et même entre les axes de flambement. Il est clair en effet que les imperfections sont à l'origine du comportement élasto-plastique des barres réelles et sont largement conditionnées par le processus de fabrication de ces barres et que leur incidence sur la charge de ruine n'est pas identique suivant que le flambement s'effectue selon l'une ou l'autre des directions.

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,76

**Tableau I.3 : Facteur d'imperfection**

Source : C.C.M.97

La vérification est la suivante :

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

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$\beta_A = \begin{cases} 1, & \text{Pour les sections de classe 1 2 ou 3} \\ \frac{A_{eff}}{A}, & \text{Pour les section de classe 4} \end{cases}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

### ❖ Flambement flexion

De manière très fréquente dans les ossatures métalliques, la compression des barres s'accompagne de moments de flexion. En comparaison au flambement simple, il y a dans ce cas une amplification de la déformé, la prise en compte de l'interaction des deux sollicitations est donc essentielle.

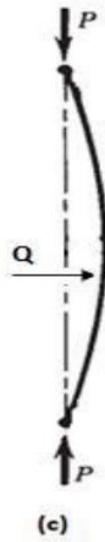


Figure I.63 : Flambement par flexion

Source : <http://dSPACE.univtlemcen.dz/bitstream/112/10377/1/Ms.Gc.Benaissa%2B%20Khadraoui.pdf>

Le moment fléchissant total dans la poutre vaut :

$$M(x) = M_0(x) + N_y$$

La formule de stabilité des barres comprimées et fléchies dans le plan de flambement adoptée par l'Eurocode 3 est constituée du cumul linéaire de deux ratios formellement très similaires, l'un relatif à l'effort normal et l'autre relatif à la flexion.

La vérification est la suivante :

$$\frac{N}{\chi \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K \cdot M_f}{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

Avec :

$$k = 1 - \frac{N \cdot \mu}{\chi \cdot A \cdot f_y} \leq 1,5$$

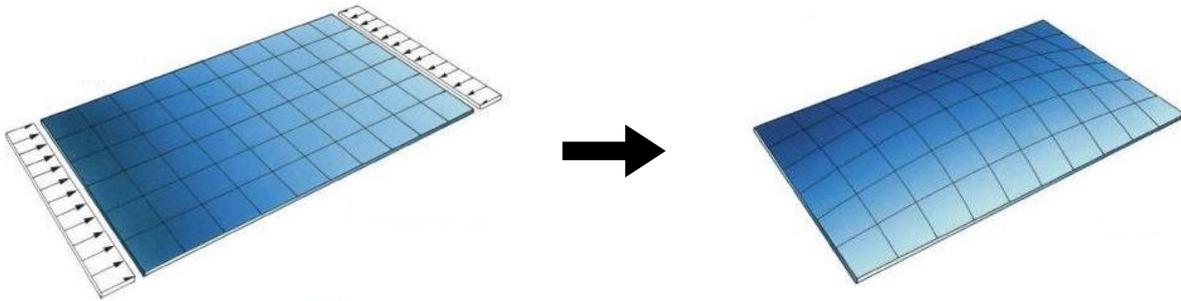
$$\mu = \bar{\lambda} (2\beta_M - 4) \left( \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,9$$

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent, dépend du diagramme du moment fléchissant.

Pour les sections de classe 3, on substitue les résistances plastiques par les résistances élastiques des sections complètes. Et pour les sections de classe 4, on les substitue par les résistances des sections efficaces.

### ***b. Voilement***

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement. Il s'agit du phénomène de voilement, qui peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple.



**Figure I.64 : voilement d'une plaque soumise à la compression**

Source : <http://www.freelem.com/tutoriel/analyse/contraintes/voilement.jpg>

Les essais montrent également que les âmes, bien que voilées, résistent encore à des efforts additionnels, autrement dit, le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale de ces pièces, ce qui en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles:

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

Les profilés laminés normalisés en construction métallique ne sont pas sujets au voilement, leurs âmes étant dimensionnées largement pour éviter tout risque à ce sujet.

### ***c. Déversement***

Les pièces soumises à la flexion simple autour de l'axe d'inertie principale maximale de leurs sections transversales sont affectées par un phénomène d'instabilité, le déversement, dès lors que l'inertie principale minimale est sensiblement inférieure à l'inertie principale maximale. Cette circonstance est rencontrée pour la majorité des profils utilisés en construction métallique. L'instabilité en cause n'est rien d'autre que le flambement latéral de la partie de la section transversale soumise, du fait de la flexion, à des contraintes de compression.

En résistance des matériaux, le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion.

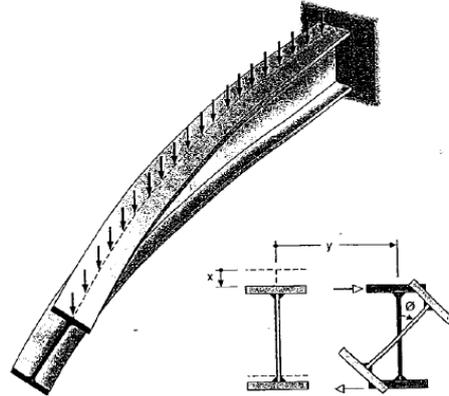


Figure I.65 : Profilé soumié à l'instabilité de déversement

Source : [https://www.civilmania.com/uploads/monthly\\_2016\\_11/DEVERSEMENT.PNG](https://www.civilmania.com/uploads/monthly_2016_11/DEVERSEMENT.PNG).

796cf85ff967b19075ac2fa765626739.PNG

Tout comme pour le flambement, l'étude théorique de la stabilité d'une pièce dépourvue d'imperfection et constituée d'un matériau idéal, parfaitement homogène et indéfiniment élastique, soumise à un moment de flexion constant sur sa longueur, conduit à une valeur critique de ce moment, pour laquelle apparaît le déversement. Ce moment critique est :

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_z GJ \left(1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GJ}\right)}$$

Cette expression de base doit être modifiée pour prendre en compte les caractéristiques très diverses pouvant être rencontrées dans la pratique et qui influent directement sur la valeur critique du moment maximum le long de la poutre : conditions de liaison aux extrémités, variation du moment de flexion le long de la poutre.

Afin d'éviter ce phénomène on est amené à vérifier:

$$M \leq \frac{\chi_{LT} \times \sigma_e \times \beta_w \times W_{pl,y}}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$$\beta_w = \begin{cases} 1, & \text{Classe 1 ou 2} \\ \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}, & \text{Classe 3} \\ \frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}}, & \text{Classe 4} \end{cases}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times \left( 1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}}$$

Le coefficient  $\alpha_{LT}$  permet, comme en flambement, de tenir compte de la variation de l'importance des imperfections en fonction des conditions de fabrication des profilés. Il ne retient que deux possibilités :

$$\alpha_{LT} = \begin{cases} 0,21 & \text{Pour les sections laminées} \\ 0,49 & \text{Pour les sections reconstituées soudées} \end{cases}$$

Pour les sections de classes 3, on remplace le moment de résistance plastique  $M_{pl}$  par le moment de résistance élastique  $M_{el}$  de la section complète et  $M_{el}$  de la section efficace pour la classe 4.

#### d. Gauchissement

Le gauchissement est une forme particulière de la planéité où l'un des angles d'un composant ne se situe pas dans le même plan que les trois autres.

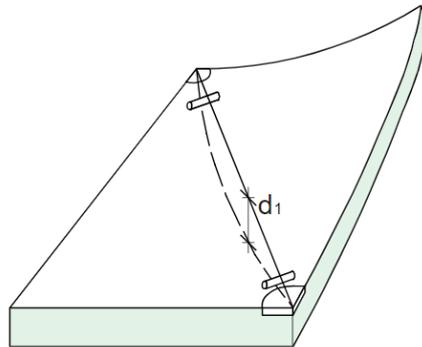


Figure I.66 : Gauchissement d'un élément

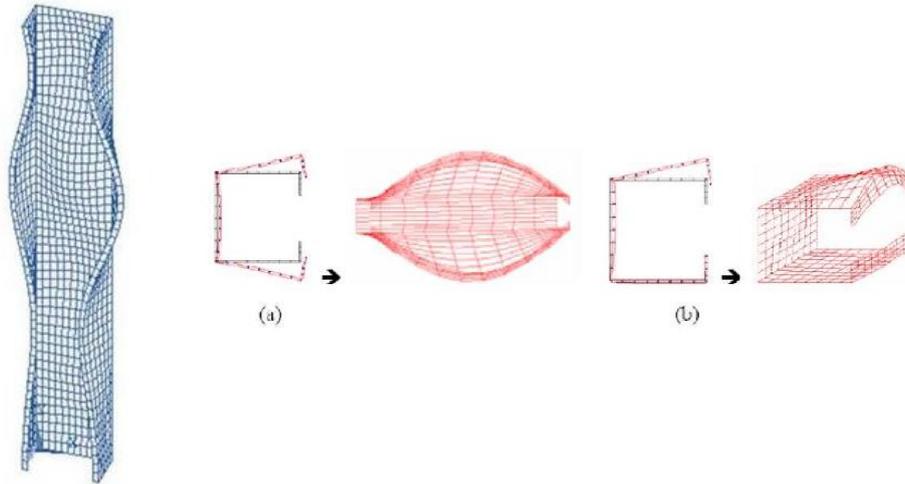
Source : [https://www.cstc.be/homepage/index.cfm?cat=services&sub=standards\\_regulation&pag=tolerances&art=fiche\\_measuring\\_methods&niv01=7](https://www.cstc.be/homepage/index.cfm?cat=services&sub=standards_regulation&pag=tolerances&art=fiche_measuring_methods&niv01=7)

#### e. Critère dimensionnel

Les calculs ne sont conduits qu'en élasticité, l'utilisation des propriétés plastiques de l'acier ne s'appliquant pas aux poutres ajourées (mais il est certain que sous des charges extrêmes des rotules plastiques peuvent apparaître dans ce genre de système).

### *f. Distorsion*

L'instabilité distorsionnelle induit des déplacements et des rotations au niveau des lignes d'intersection des plaques (voir l'exemple dans la figure 2.13 pour la section en C). Elle se caractérise par la déformation d'une partie de la section accompagnée d'un déplacement en mode rigide de l'autre partie.



**Figure I.67 : Déformation d'une colonne en C en mode distorsionnel**

Source : [https://www.researchgate.net/figure/La-deformation-dune-colonne-en-C-en-mode-distorsionnel-a-sous-la-compression-b-sous\\_fig2\\_323172705](https://www.researchgate.net/figure/La-deformation-dune-colonne-en-C-en-mode-distorsionnel-a-sous-la-compression-b-sous_fig2_323172705)

## **I.9. Conclusion**

A travers l'étude des concepts liés à la charpente métallique caractéristiques nous avons dégagés que pour les bâtiments à un seul niveau, l'acier offre les atouts suivants :

- La rentabilité de la construction
- Une maintenance faible pendant toute la durée de vie du bâtiment,
- De grandes portées aptes à s'adapter à des changements d'occupants et d'activités, allongeant ainsi la vie économique du bâtiment.
- Les bâtiments en acier à un niveau représentent l'un des secteurs les plus efficaces de l'industrie de la construction, avec des approches optimisées pour l'ossature principale, les structures secondaires et le bardage provenant de fournisseurs spécialisés.

L'exposition des principes fondamentaux d'organisation des structures, et la description des dispositions constructives des ossatures courantes nous a permis d'acquérir des bases nécessaires pour l'élaboration de notre travail.

## **Chapitre II : Contexte et objectif de l'étude**

## II.1. Introduction

Dans le présent chapitre, nous présenterons notre conception d'un hangar commercial, celui-ci sera l'objet de notre étude afin d'atteindre nos objectifs. Nous élaborons une étude architecturale qui nous permet de créer le projet ensuite nous passerons à la confection du modèle structurelle génies civils.

Le dynamisme des entreprises est compétitif et se caractérise par la forte capacité d'innovation du secteur. À la pointe des avancées technologiques la construction des bâtiments métalliques dédiés au secteur de l'industrie est le nouveau créneau porteur à l'avenir pour les sociétés de construction. Autorisant des constructions de grande portée, démontables, les charpentes métalliques laissent libre cours à toutes les audaces architecturales et permettent également de dégager des mètres carrés supplémentaires et la création d'espaces entièrement modulables.

## II.2. Contexte de l'étude

### II.2.1. Motivation du choix

La ville d'Oran ne cesse de s'élargir et l'économie est le facteur de cet élargissement, une multitude d'activités d'entreprises sont à prévoir dans le futur immédiat ce qui donne son sens à la programmation d'un équipement qui puisse répondre aux besoins et aux exigences des activités et du point de vue fonctionnalité et répondre en même temps aux besoins de la ville. (Yazid, 2015)

- La ville jouit d'une grande attractivité économique et industrielle; elle attire beaucoup d'investisseurs et d'hommes d'affaires, et occupe une place de choix sur l'échiquier économique et industriel national.

Es Senia un ancien tissu industriel public a subi une désorganisation puis l'abandon de la gestion de ces zones. Actuellement les entreprises privées sont devenues majoritaires dans cette zone avec l'implantation de nouvelles entités économique. (Djamel, 2012)

L'implantation **d'un centre commercial** de ce fait intègre dans sa conception le souci de créer une zone d'attractivité qui s'exercera à la fois sur la population d'Oran ainsi qu'auprès des visiteurs de passage.

### II.2.2. Situation

Es Senia fait intégralement partie de l'agglomération de la grande ville d'Oran, c'est un secteur mi industrielle mi urbain.

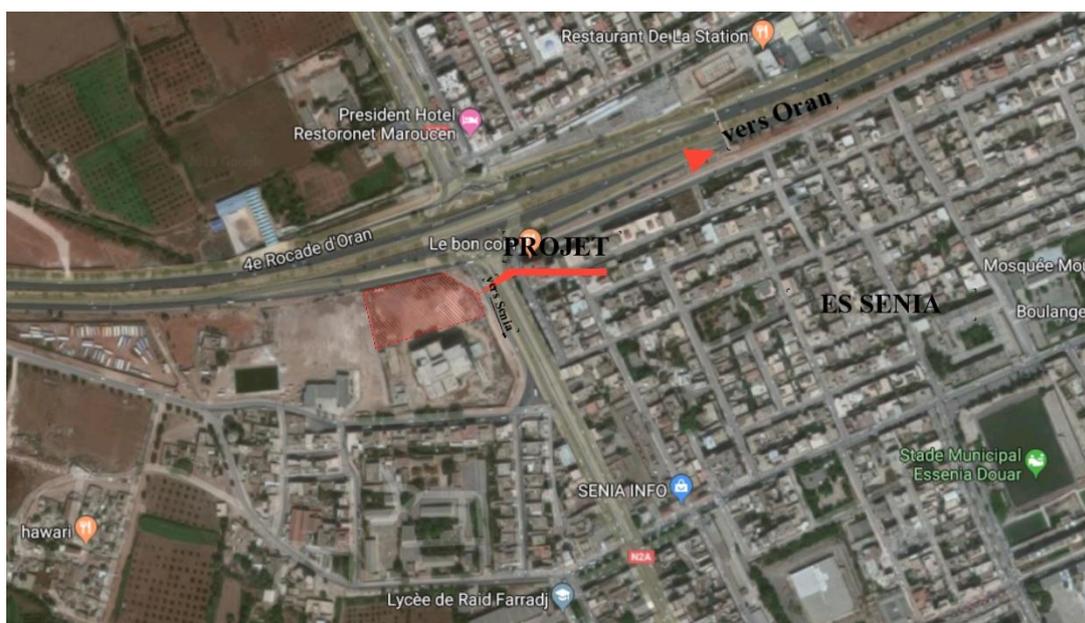


**Figure II.1 : Localisation de la commune Es Senia dans la wilaya d'Oran.**

Source : [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/a/a1/DZ\\_31\\_Es\\_Senia.svg/800px-DZ\\_31\\_Es\\_Senia.svg.png](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/a/a1/DZ_31_Es_Senia.svg/800px-DZ_31_Es_Senia.svg.png)

Notre choix pour l'implantation du centre commercial est porté dans un terrain qui se situe à l'entrée de la zone urbaine d'Es Senia. Le terrain choisit présente multiples avantages :

- C'est un terrain visible et bien repéré.
- Une superficie qui permet de contenir notre projet.
- Transport assuré.
- Bonne accessibilité via la rocade et la voie qui la relie a Es senia.



**Figure II.2 : Délimitation du site d'intervention**

Source : google earth , modifier par auteurs.

### II.2.3. **Élaboration du programme :**

Pour commencer la planification architecturale il faut savoir répondre aux questions : quoi, pour qui et pourquoi?

- **Quoi ?** C'est un centre commercial.

- **Pour qui ?** Dans ce centre il y'a deux types d'usagers

1. Les usagers permanents : les commerçants dans différentes activités, gestionnaires.
2. Les usagers temporaires : Les clients et consommateurs.

Les consommateurs qui fréquentent le centre commercial sont de provenances sociales et géographiques diverses.

- **Pourquoi ?** L'équipement aura pour but de répondre à l'objectif principal et essentiel : Donner une attractivité et une animation au site et un pousse de l'économie dans la région. Le projet vise donc à apporter un nouveau souffle dans cette ancienne zone industrielle qui était autrefois le fleuron de la vie économique et sociale. Le hangar va garder un cachet d'origine de la zone avec un nouvel objectif favorable socioculturel et économique.

Le fait que le commerce soit devenu le principal pilier de l'économie mondiale d'une part et le rapport étroit entre loisir et frénésie de consommation d'autre part, a incité notre volonté de projeter dans le cadre du projet un centre commercial.

#### **a. Programme de base**

1. Décomposition du programme de base en fonction

Les dessertes en transports en communs et l'accessibilité sont présentes

- Les fonctions principales

- Fonction commerciale : permet d'offrir aux clients les commodités. Les espaces de vente, les magasins doivent offrir une bonne visibilité aux clients et à la surveillance.
- Les Fonctions de détente et de loisir : Le loisir est une activité qui apporte des satisfactions, ses objectifs sont d'assurer un équilibre psychologique et physique. Il doit être accessible à tous. Le centre sera doté d'un cheminement intérieur bordé de commerce et d'une zone de détente extérieur, qui profitera de la présence d'un espace vert.

- Les fonctions secondaires

- Fonction de service :

- Stationnement : l'espace suffisant avec respect des normes de stationnement.
  - Installations sanitaires publiques. Les toilettes deviennent des arguments commerciaux. En dépit d'une réglementation peu contraignante, les toilettes sont des services essentiels dans les centres commerciaux.
  - Les normes de sécurité: Tenir compte de la sécurité dans cet espace mondain (ex : Protection contre l'incendie), les allées et issues selon normes.
- Fonction de restauration : l'espace de consommation café fast-food.
  - Fonction dépôt : Les Espaces de stockage : Les aspects logistiques concernant le flux des produits et des matériaux doivent se trouver à proximité de la conception.

2. Elaboration du programme spécifique :

Une attraction peut être créée par l'implantation de spécialistes dans des secteurs divers et nécessitant des surfaces de moyenne importance (de 1 000 à 5 000 m<sup>2</sup>). Ces magasins, dits spécialisés, sont généralement des chaînes nationales ou régionales et leur activité se répartit dans des domaines variés (électroménager, alimentaire, épicerie, parfumerie, produits d'hygiène vestimentaire, droguerie, bricolage, et loisirs, etc.) le programme établie prend une capacité comme étant maximale en prévoyant une surface à la fois respectueuse du « maximum » fixé et suffisante pour rencontrer les besoins et ambitions identifiés.

- Organigramme fonctionnel : Cet organigramme présente la relation qui doit être établie entre les fonctions qui compose le centre commercial.

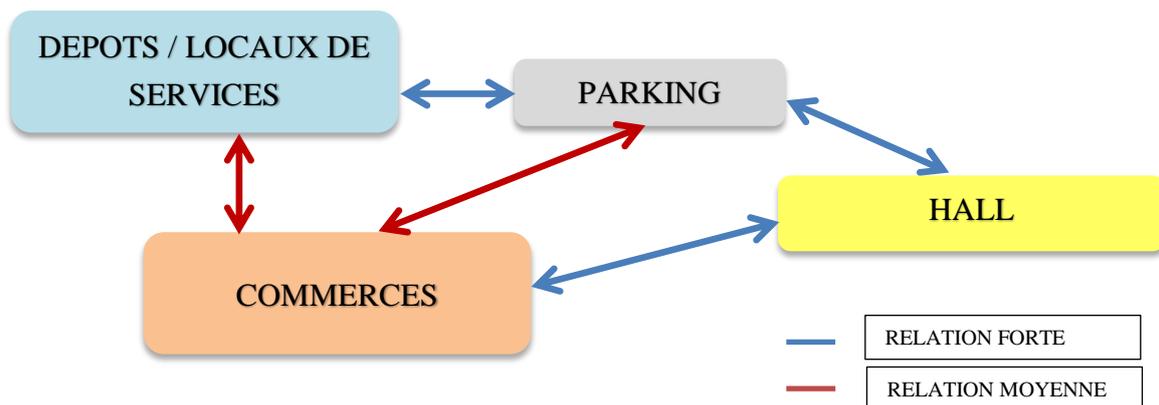


Figure II.3 : Organigramme fonctionnel

Source : Auteurs

## II.2.4. Programme spécifique

<i>Fonction</i>	<i>Espace</i>	<i>Surface [m<sup>2</sup>]</i>
Commerces	▪ Hypermarché	824
	▪ 08 Boutiques	804,5
Restauration	▪ Cafeteria & Fast Food	330
Sanitaires	▪ Wc femme	15
	▪ Wc homme	15
Dépôt	▪ 08 locaux de services	102,13
Loisirs	▪ Espace vert et détente	1 200
Circulation 25 %		660
Parking	▪ 120 places	12,5 m <sup>2</sup> / place
Surface totale		9 860

Tableau II.1 : Programme spécifique avec surfaces

Source : Auteurs

## II.2.5. Description



Figure II.4 : Vue sur le centre commercial

Source : Auteurs

Le centre commercial concentre de nombreux commerces, possède un grand parking, ainsi que des accès aisés pour les consommateurs et les livraisons.

A l'entrée un espace doté d'aménagements extérieur (bancs, végétations...) constitue une attractivité.

Le hall disposé à l'entrée ramène toutes les informations et publicités nécessaires aux consommateurs.

Le large cheminement doté d'espace de repos se poursuit par les commerces, un hyper marché, un restaurant-café et les fonctions de service. (Voir annexe E)

### II.2.6. Données géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- La hauteur totale (au faitage)  $H_1 = 10,85 \text{ m}$ .
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière)  $H_2 = 8,00 \text{ m}$ .
- La pente de versant  $\alpha = 8,997^\circ$
- La longueur de la structure  $L_1 = 78,00 \text{ m}$ .
- La largeur de la structure  $L_2 = 36,00 \text{ m}$ . (Voir annexe E)

### II.2.7. Présentation du modèle structural

Si la conception architecturale est cruciale pour un ouvrage le modèle structural l'est encore plus ! le rôle de l'ingénieur est de définir, de concevoir et de dimensionner le modèle structural en veillant à ce que la stabilité de l'ouvrage soit assurée tout en tenant compte bien évidemment du facteur économique. La présente de façon sommaire le modèle structural.

### II.2.8. Localisation et données concernant le site du projet

#### a. Cordonnée

Le projet est implanté dans un terrain plat à la commune Es Senia dans la Wilaya d'Oran. Celle-ci est à une altitude de 95 m par rapporte au niveau de la mer.



Figure II.5 : Localisation de la commune Es Senia dans la wilaya d'Oran.

Source : [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/a/a1/DZ\\_31\\_Es\\_Senia.svg/800px-DZ\\_31\\_Es\\_Senia.svg.png](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/a/a1/DZ_31_Es_Senia.svg/800px-DZ_31_Es_Senia.svg.png)

**b. Zone de neige**

Dans l'annexe 1 du règlement neige et vent version 2013 dans la partie une intitulée Actions de la neige définie la région étant classée dans la zone B.

**c. Zone du vent**

Suite à l'annexe 1 du règlement neige et vent version 2013 dans la partie deux intitulée Actions du vent la région est classée dans la zone II.

**d. Zone sismique :**

Notre structure est catégorisée dans une zone sismique de IIa, selon l'annexe 1 du règlement parasismique Algérien 99 version 2003.

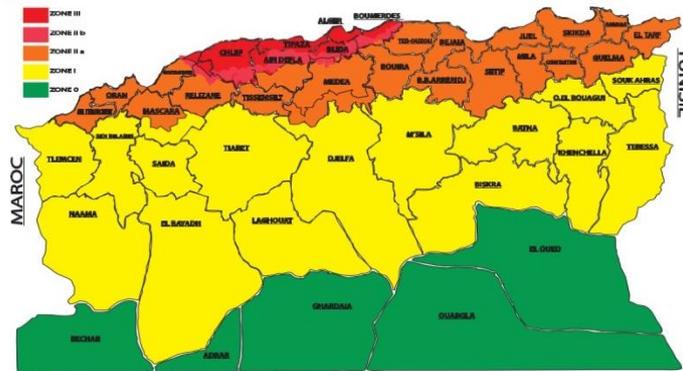


Figure II.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

Source : RPOA 2008

**II.2.9. Étude de sol**

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol) ou le projet sera implanté nous renseignent sur la contrainte admissible du sol tirée de la portance  $\sigma_{adm} = 1 \text{ bar}$ . à une profondeur d'ancrage de 1,2 m. Le sol étant meuble de type S3 selon la classification du RPA 99 version 2003.

**II.2.10. L'ossature**

La structure de la charpente métallique de support primaire est constituée dans notre cas d'éléments en forme de ligne tels que les colonnes et les poutres qui sont organisés sur une grille régulière afin de créer de grandes surfaces pour la fourniture de biens et la flexibilité du mouvement. Les charges verticales sont transmises sous forme de charges ponctuelles. Les éléments sont souvent des profilés

L'assemblage des différents éléments est réalisée au moyen de boulons ou par soudage.

### II.2.11. Joints de dilatation

Les joints sont appliqués consciemment dans la construction afin d'absorber les mouvements. Les joints ont en commun qu'ils rétrécissent et s'élargissent par le mouvement de la construction dans laquelle ils se trouvent. Ces mouvements peuvent être causés par :

- des vibrations dues à la circulation de véhicules, machines ;
- la déformation de la construction due à des charges de vent ;
- la dilatation et la compression des matériaux de construction dues à l'absorption et la perte d'humidité; la dilatation et la compression des matériaux de construction dues aux changements de température (dilatation et contraction thermique).

Dans notre hangar nous avons tenu compte de ces mouvements, suivant le tableau dans l'annexe F nous prenons un joint de 10 cm.

$$78 \times 1,2 = 9,36$$

### II.2.12. Les matériaux utilisés

#### a. L'acier de construction

- Nuance d'acier : FE 360.
- La limite élastique  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- La limite de rupture à la traction  $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La masse volumique:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Le module d'élasticité longitudinale  $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de Poisson  $\nu = 0,3$ .
- Le module d'élasticité transversale  $G = 81\,000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de dilatation  $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$

#### b. Le béton armé

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

- Le béton armé est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$ .
- Le béton de propreté est dosé à  $150 \text{ kg/m}^3$ .

Ces caractéristiques sont:

- La résistance caractéristique à la compression  $f_{c,28} = 35 \text{ MPa}$ .
- La résistance caractéristique à la traction  $f_{t,28} = 0,06 \times f_{c,28} + 0,6 = 2,7 \text{ MPa}$ .
- Poids volumique  $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Module d'élasticité  $E = 30\,000 \text{ MPa}$ .

### II.2.13. LES ASSEMBLAGES

Les principaux modes d'assemblages sont:

#### *a. Le boulonnage*

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 ( $f_y = 900 \text{ MPa}$ ,  $f_u = 1000 \text{ MPa}$ ) pour les assemblages rigides des portiques autostables. Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

#### *b. Le soudage*

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

### II.2.14. Règlements utilisés

Les règlements utilisés pour le dimensionnement de notre structure sont :

- **CCM 97**: Règles de calcul des constructions en acier.
- **EUROCODE 3**: Calcul des structures en acier.
- **RNV99-V2013**: Règle définissant les effets de la neige et du vent.
- **RPA 99** : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- **BAEL 91**: Béton armé aux états limites.
- **C.B.A.93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- **DTR BC.2.2**: Document charge et surcharge

## II.3. OBJECTIF DE L'ETUDE

La logique de construction d'un système à charpente métallique avec portique ordinaire est très différente de celle à portique avec ferme en treillis. Ayant une compréhension de base de cette logique permet d'évaluer lequel des deux systèmes est l'option la plus appropriée dans notre cas.

### II.3.1. Description et justification des variantes

Disposition des portiques : Le choix de la forme du cadre dépend des critères de conception de la halle, de la portée, du système statique retenu, du mode de construction, etc. Dans notre projet, nous avons choisi deux types de portiques :

**a. Variante 1 : Portique ordinaire (âme pleine)**

Les portiques sont à âme pleine et à inertie constante avec renforts dans les zones les plus sollicitées. Ce type de portiques présente les avantages suivants :

- D'être moins onéreux, sauf pour des grandes portées
- D'être moins encombrants : transport et manutention facilités, volume intérieur de bâtiment moindre, donc économie de chauffage.
- D'être plus esthétique
- D'être plus simple : assemblage simple par platines et boulons, entretien et peinture amoindris.

**b. Variante 2 : Portique avec ferme en treillis**

Les portiques sont constitués de ferme à treillis. Les fermes à treillis constituent souvent la solution la plus légère pour réaliser les traverses des cadres. Elles sont utilisées pour de grandes portées. Elles sont beaucoup plus performantes techniquement que des profils pleins, leur rendement est assez proche des portiques ordinaires et elles consomment un minimum d'acier.

## **II.4. Conclusion**

A travers ce chapitre nous avons élaboré un centre commercial sous forme d'un hangar en charpente métallique, cette conception a été choisie de manière à s'intégrer dans le contexte industriel de la zone Es Senia. L'utilisation de la grande portée a permis de répondre aux besoins fonctionnels. Les hypothèses de calcul choisi vont servir à vérifier pour les deux variantes « portique ordinaire » et « portique avec ferme en treillis » la résistance et la stabilité auxquels devra satisfaire cette conception.

## **Chapitre III : Charges et surcharges**

### III.1. Introduction

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges et surcharges appliquées sur une structure. Cette évaluation constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence.

Ces charges sont définies par l'ensemble suivant :

- Le poids propre de la structure (éléments porteurs et secondaires).
- Les charges utiles dans la structure (selon la destination de l'ouvrage).
- Les actions climatiques (Neige et Vent).
- Les actions accidentelles (séismes, chocs, ...).

### III.2. Charge permanente

Dans le but de réaliser une parfaite isolation thermique et phonique, nous avons opté pour une couverture en panneau Sandwich qui est une gamme de matériau de construction monobloc.



Figure III.1 : Panneaux sandwich TL75 G

Source :

<http://www.hodnametal.dz/assets/images/pro/2.png>

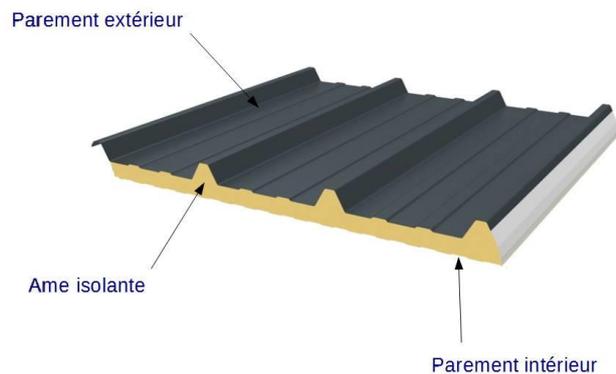


Figure III.2 : Composant panneaux sandwich TL75 G

Source : [https://www.couverture-plantoureux.fr/wp-content/uploads/2018/07/Panneaux\\_sandwich\\_en\\_acier.jpg](https://www.couverture-plantoureux.fr/wp-content/uploads/2018/07/Panneaux_sandwich_en_acier.jpg)

[https://www.couverture-plantoureux.fr/wp-content/uploads/2018/07/Panneaux\\_sandwich\\_en\\_acier.jpg](https://www.couverture-plantoureux.fr/wp-content/uploads/2018/07/Panneaux_sandwich_en_acier.jpg)

Dans ce panneau sandwich bac acier, l'isolant est soit pris entre deux feuilles d'acier nervuré, soit entre une feuille d'acier nervuré à l'extérieur et d'une feuille d'aluminium en face intérieure. La feuille extérieure, exposée aux intempéries, assure l'étanchéité du complexe et est en général plus fortement nervurée que la feuille inférieure. (toiture.pro)

Léger, robuste, économique, facile de montage par emboîtement, il offre aussi selon la gamme diverses qualités d'endurance des résistances des matériaux, étanchéité, résistance au feu, et d'esthétique architecturale.

### III.2.1. Charge sur la toiture

Couverture en TL75 .....	14,2 kg/m <sup>2</sup> (Voir Annexe A)
Equipements et autres accessoires.....	5 Kg/m <sup>2</sup>

### III.2.2. Charge du au bardage

Couverture en TL75 .....	14,2 kg/m <sup>2</sup> (Voir Annexe A)
Equipements et autres accessoires.....	5 Kg/m <sup>2</sup>

## III.3. Charge d'exploitation

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (D.T.R-B.C.2.2). Elle se présente comme surcharges d'entretien qui est définies comme, charges ponctuelles de 1kN au 1/3 et 2/3 de la portée de chaque panne.

## III.4. Charge climatique

### III.4.1. Actions de la neige

Altitude du site	<b>95 m</b>
Pente de la toiture	15,83%
Zone neige selon l'annexe 1 (DTR C 2.4.7 / RNV.2013)	<b>B</b>

Tableau III.1 : Donnée pour le calcul de la charge du vent

Source : Auteurs

#### a. Charge de neige sur le sol

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100} \quad (\text{DTR C 2.4.7 / RNV.2013})$$

$$S_k = \frac{0,04 \times 95 + 10}{100} = 0,138 \text{ kN/m}^2$$

#### b. Coefficient de forme de la charge de neige

On a une toiture à deux versants qui est incliné d'un angle  $\alpha = 8,995^\circ$ , qui est entre  $0^\circ$  et  $30^\circ$ , selon le tableau 2 du DTR C 2.4.7 / RNV.2013:  $\mu_1 = \mu_2 = 0,8$

#### c. Charge caractéristique de neige

$$S = \mu \times S_k \quad \text{Équation 1 dans DTR C 2.4.7 / RNV.2013}$$

$$S = 0,8 \times 0,138 = 0,110 \text{ kN/m}^2$$

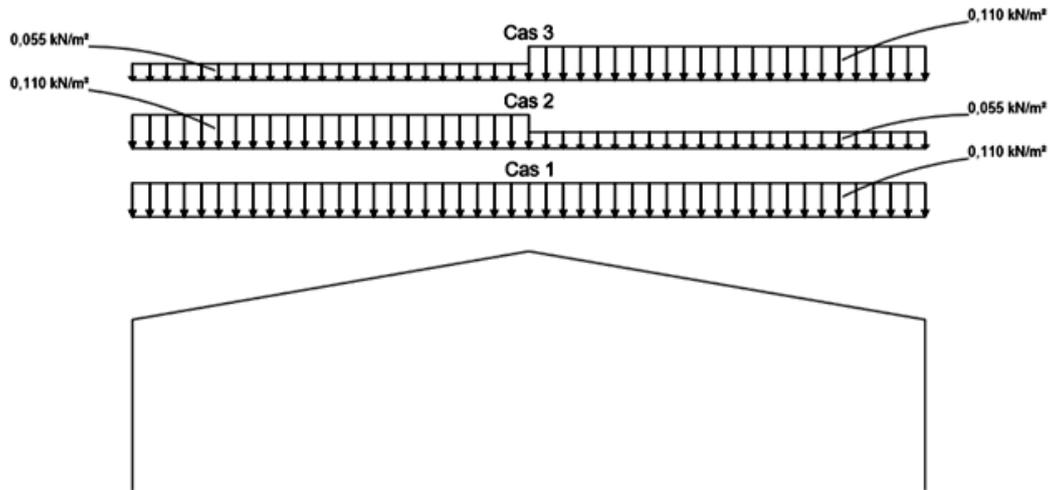


Figure III.3 : Action de la neige

Source: Auteurs

### III.4.2. Actions du vent

Hauteur totale de la toiture	<b>10,85 m</b>
Pente de la toiture	15,83%
Zone de vent (Tableau A.2, DTR C 2.4.7 / RNV.2013)	<b>II</b>
Catégorie du terrain	<b>II</b>

Tableau III.2: Donnée pour le calcul de la charge du vent

Source : Auteurs

**a. Coefficient dynamique :**

$$Cd = 1 \text{ Car } h_t = 10,85m < 15m \quad (\text{\S}3.2 \text{ DTR C } 2.4.7 / \text{RNV.2013})$$

**b. Pression dynamique de référence :**

$$q_{ref} = 435N/m^2 \quad (\text{Tableau 2.2. DTR C } 2.4.7 / \text{RNV.2013})$$

**c. Valeurs de paramètres dépendant de la catégorie du terrain**

$K_T$	$Z_0 [m]$	$Z_{min} [m]$	$\epsilon$
0,19	0,05	2	0,52

Tableau III.3: Paramètres dépendant de la catégorie du terrain

Source : DTR C 2.4.7 / RNV.2013

**d. Coefficient de rugosité**

On a:  $Z_{min} = 2m < Z = 10,85m < 200m$

Donc :  $C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$  selon l'équation (2.3) du R.N.V 2013.

$$C_r = 0,19 \times \ln\left(\frac{10,85}{0,05}\right) = 1,022$$

**e. Coefficient de topographie**

Le terrain est presque plat ( $\phi < 0,05$ ) donc  $C_t = 1$  selon l'équation 2.4 du DTR C 2.4.7 / RNV.2013.

**f. Intensité de turbulence**

On a:  $Z_{min} = 2m < Z = 10,85m$

Donc :

$$I_v = \frac{1}{1 + \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (\text{Équation 2.4 du DTR C 2.4.7 / RNV. 2013})$$

$$I_v = \frac{1}{1 + \ln\left(\frac{10,85}{0,05}\right)} = 0,186$$

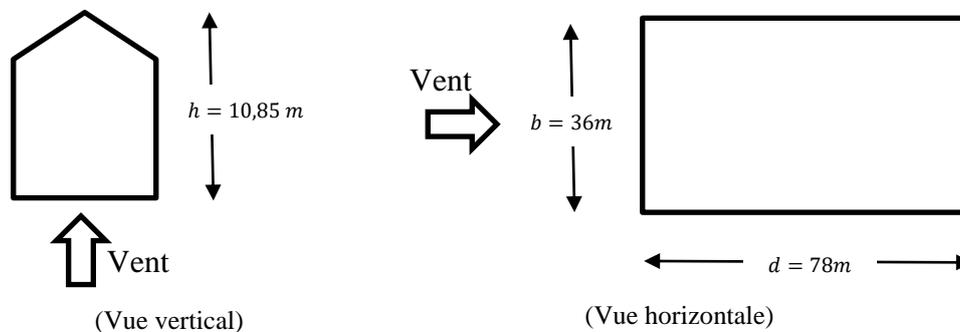
**g. Coefficient d'exposition**

$$C_e = C_t^2 \times C_r^2 \times (1 + 7 \times I_v) \quad (\text{Équation 2.4 du DTR C 2.4.7 / RNV. 2013})$$

$$C_e = 1^2 \times 1,022^2 \times (1 + 7 \times 0,186) = 2,404$$

**h. Coefficient de pression externe**

❖ **Vent sur pignon**



**Figure III.4 : Direction du vent sur pignon**

Source : Auteurs

$$e = \min(b, 2h)$$

$$e = 14m < d = 78m$$

$$S = 36 \times 7 > 1m^2$$

➤ *Parois*

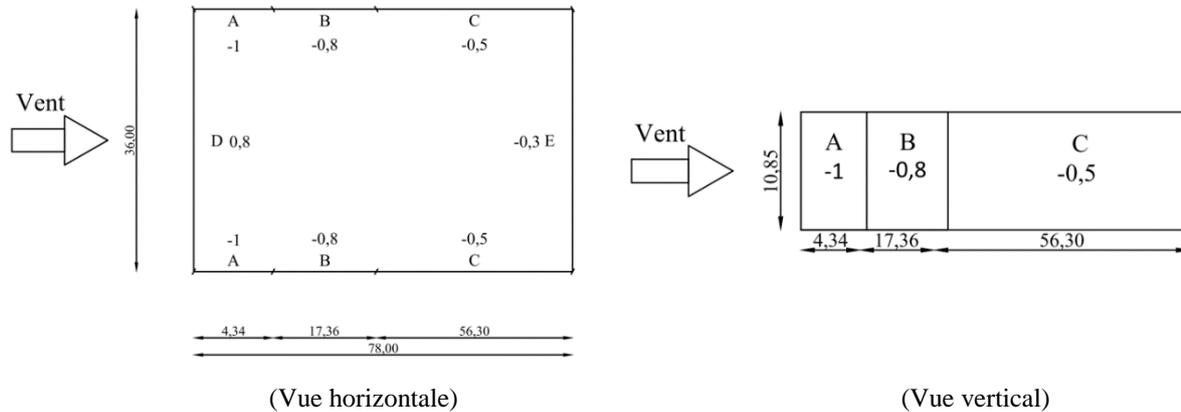


Figure III.5 : Les valeurs des coefficients de pression extérieure sur paroi dû à l'action du vent sur pignon

Source : Auteurs

➤ *Toiture :  $\theta = 90^\circ$*

La pente de la toiture est de 15,833 %, ce qui vaut à un angle de 8,997°.

$\alpha = 8,997^\circ > 5^\circ$  Donc notre toiture est prise comme toiture inclinée. (§5.3.1 DTR C 2.4.7 / RNV.2013)

Zone	F	G	H	I
$Cp_e$	-1,480	-1,300	-0,660	-0,560

Tableau III.4 : Coefficient d'exposition toiture,  $\theta = 90^\circ$

Source : (DTR C 2.4.7 / RNV.2013)

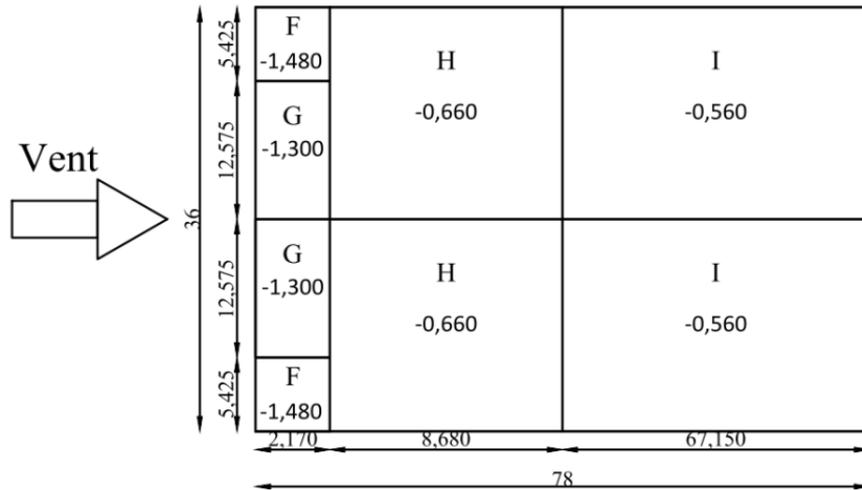


Figure III.6 : Les valeurs des coefficients de pression extérieure sur toiture dû à l'action du vent sur pignon

Source : Auteurs

❖ Vent sur long-pan

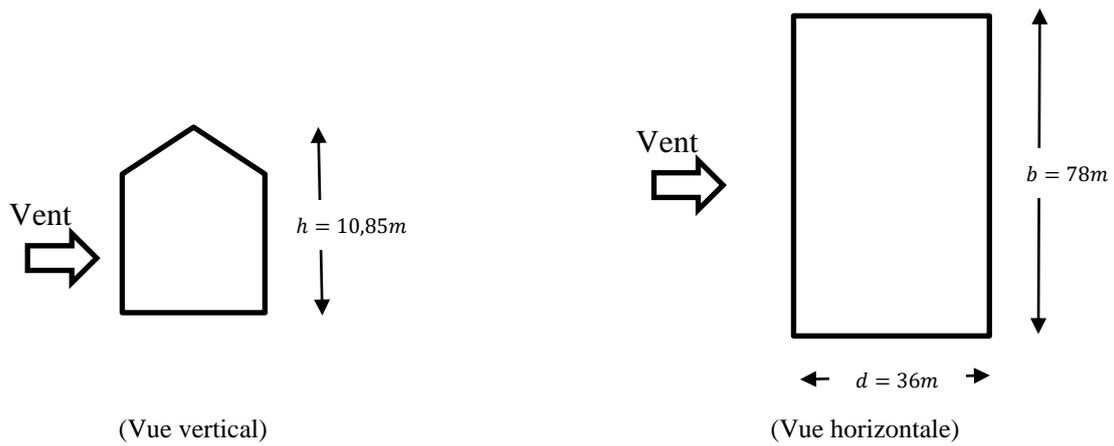


Figure III.7 : Direction du vent sur long-pan

Source : Auteurs

$$e = \min(b, 2h) = 14m < d = 23m$$

$$S = 78 \times 10,85 > 1m^2$$

➤ *Parois*

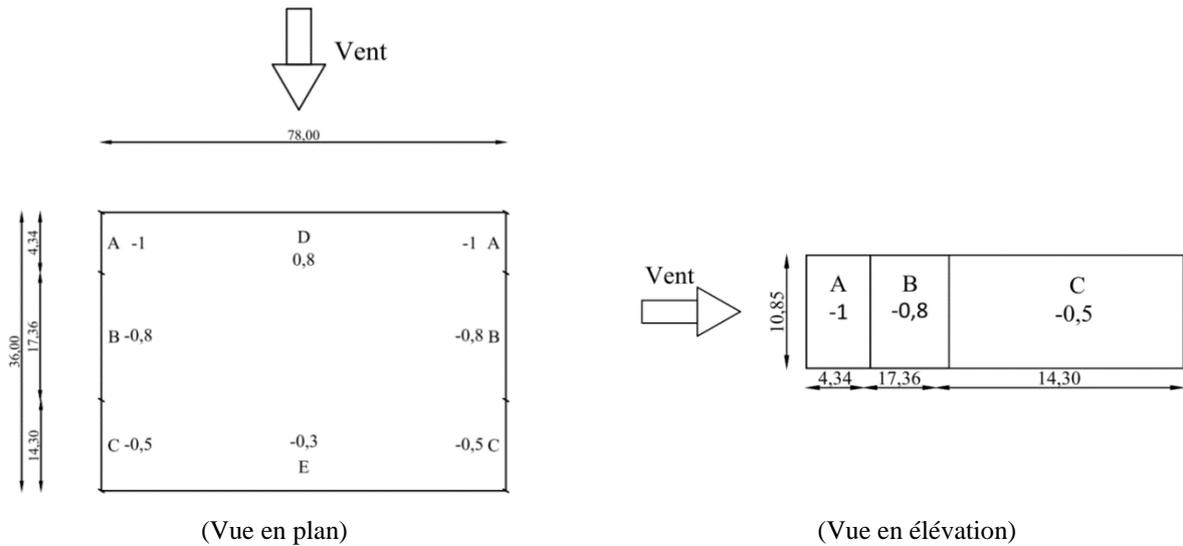


Figure III.8 : Les valeurs des coefficients de pression extérieure sur paroi dû à l'action du vent sur long-pan

Source : Auteurs

➤ *Toiture :  $\theta = 0^\circ$*

Zone	F	G	H	I	J
$Cp_e$	-1,380	-1,040	-0,480	-0,520	-0,280
	0,080	0,080	0,080	-0,360	-0,360

Tableau III.5 : Coefficient d'exposition toiture,  $\theta = 0^\circ$

Source : (DTR C 2.4.7 / RNV.2013)

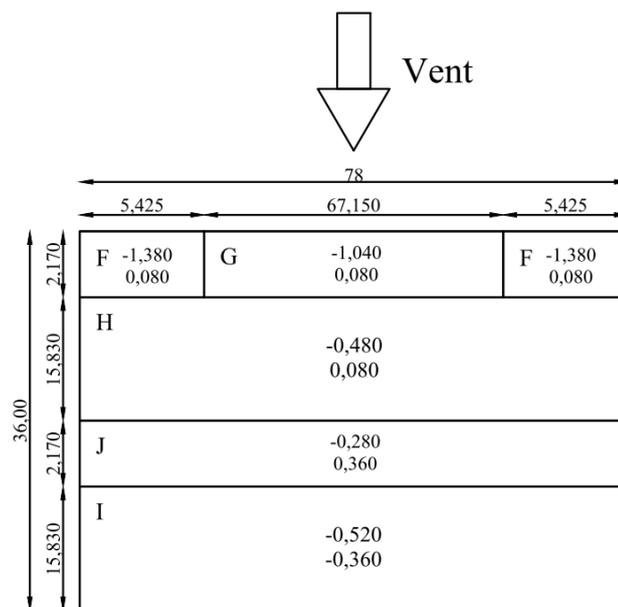


Figure III.9 : Les valeurs des coefficients de pression extérieure sur toiture dû à l'action du vent sur long-pan

Source : Auteurs

**i. Coefficient de pression intérieure**

Superficie des ouvertures :

- Superficie de toutes les ouvertures :  $\sum S_{ouverture} = 169,208m^2$
- Superficie d'ouverture sur pignon (façade) :  $\sum S_{AB} = 65,208 m^2$
- Superficie d'ouverture sur pignon (arrière) :  $\sum S_{CD} = 0 m^2$
- Superficie d'ouverture sur le long-pan gauche :  $\sum S_{BC} = 52 m^2$
- Superficie d'ouverture sur le long-pan droit :  $\sum S_{DA} = 52 m^2$

Suite aux valeurs de  $\mu_p$  calculer selon §5.2.2.2 du DTR C 2.4.7 / RNV.2013 et les valeurs  $(h/d)$  on détermine les valeurs  $C_{pi}$  déterminer à partir de la courbe « Figure 5.14 » du DTR C 2.4.7 / RNV.2013.

Face	$\mu_p$	h/d	$C_{pi}$
AB	0,615	0,139	0,009
BC	0,301	0,693	-0,081
CD	1	0,139	-0,3
DA	0,301	0,693	-0,081

Tableau III.6 : Valeur des coefficients extérieurs

Source : Auteurs

**j. Pressions aérodynamiques**

En ce qui suit les pressions aérodynamiques sont données en  $[kN/m^2]$ .

❖ **Vent sur pignon façade**

➤ *Parois*

Zone	A	B	C	D	E
$P [kN/m^2]$	-1,055	-0,846	-0,533	0,827	-0,323

Tableau III.7 : Tableau récapitulative de la pressions aérodynamiques sur paroi du au vent sur façade

Source : Auteurs

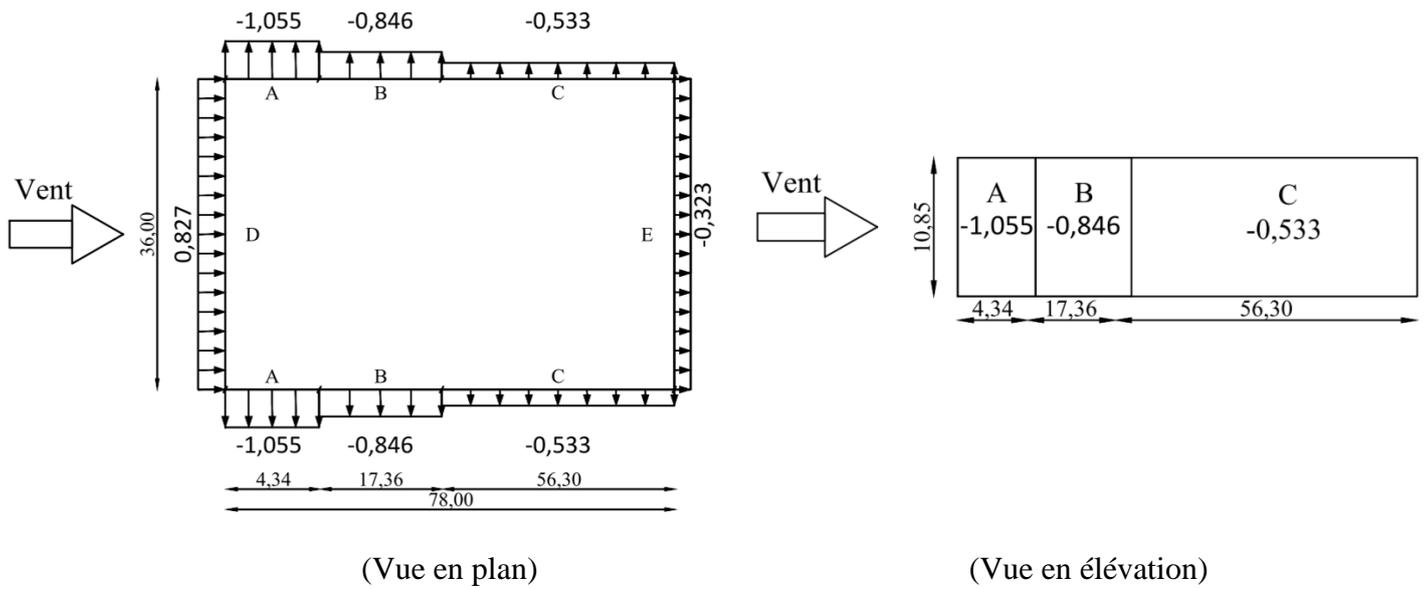


Figure III.10 : Représentation de la pressions aérodynamiques sur paroi du au vent sur façade

Source : Auteurs

► Toiture :  $\theta = 0^\circ$

Zone	F	G	H	I
$P [kN/m^2]$	-1,558	-1,369	-0,700	-0,595

Figure III.11 : Tableau récapitulative de la pressions aérodynamiques sur la toiture du au vent sur façade

Source : Auteurs

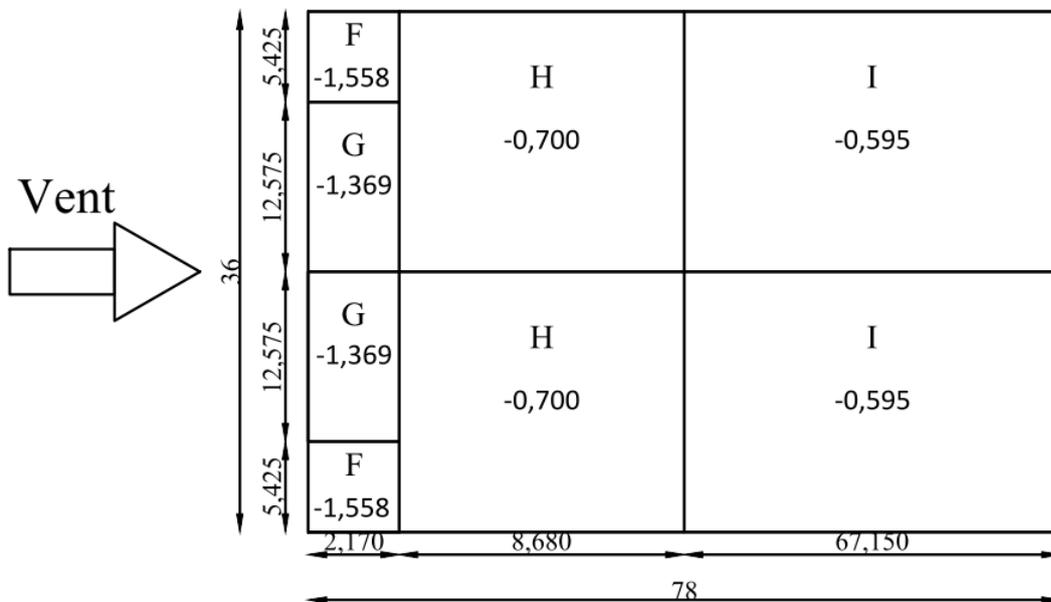


Figure III.12 : Représentation de la pressions aérodynamiques sur la toiture du au vent sur façade

Source : Auteurs

❖ Vent sur pignon dos

➤ Parois

Zone	A	B	C	D	E
$P [kN/m^2]$	-0,732	-0,523	-0,209	1,150	0

Tableau III.8 : Tableau récapitulative de la pressions aérodynamiques sur parois du au vent sur le dos de la structure

Source : Auteurs

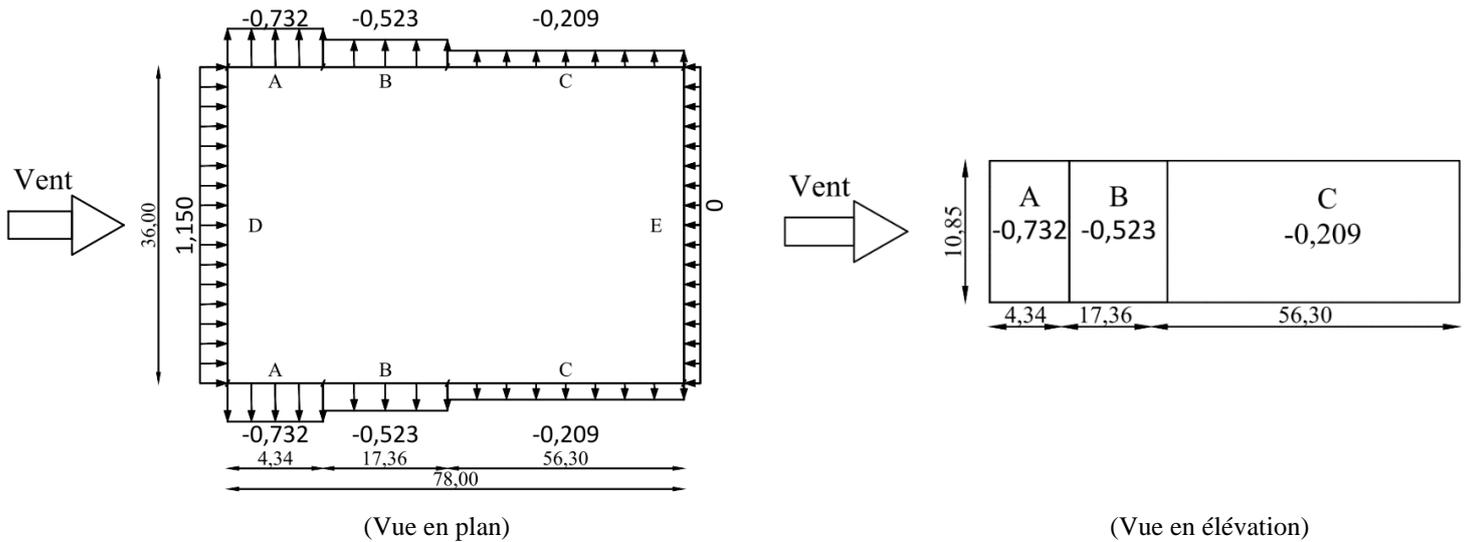


Figure III.13 : Représentation de la pressions aérodynamiques sur paroi du au vent sur le dos de la structure

Source : Auteurs

➤ Toiture

Zone	F	G	H	I
$P [kN/m^2]$	-1,234	-1,046	-0,377	-0,272

Tableau III.9 : Tableau récapitulative de la pressions aérodynamiques sur la toiture du au vent sur le dos de la structure

Source : Auteurs

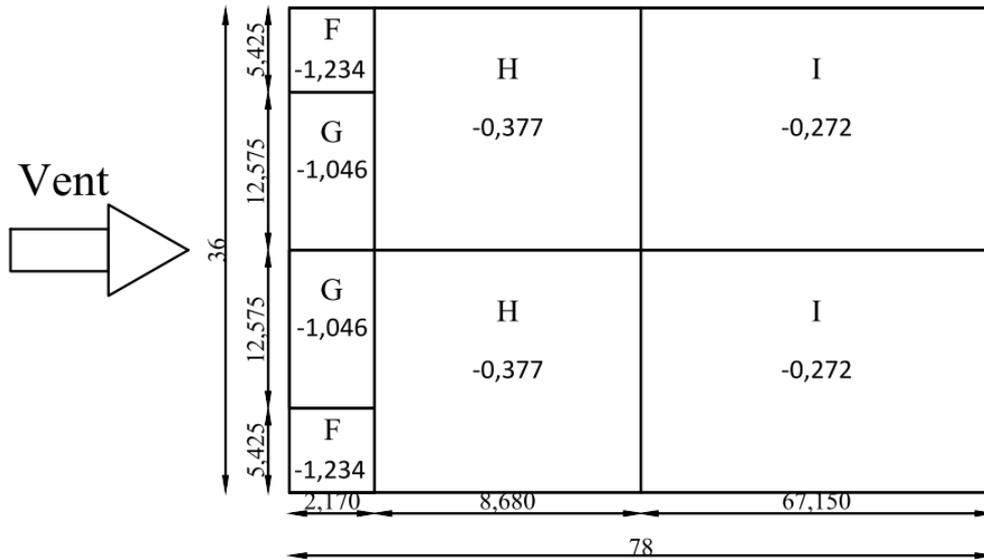


Figure III.14 : Représentation de la pressions aérodynamiques sur la toiture du au vent sur le dos de la structure

Source : Auteurs

❖ Vent sur long pan

➤ Parois

Zone	A	B	C	D	E
$P [kN/m^2]$	-0,961	-0,752	-0,438	0,922	-0,229

Tableau III.10 : Tableau récapitulative de la pressions aérodynamiques sur parois du au vent sur le long-pan

Source : Auteurs

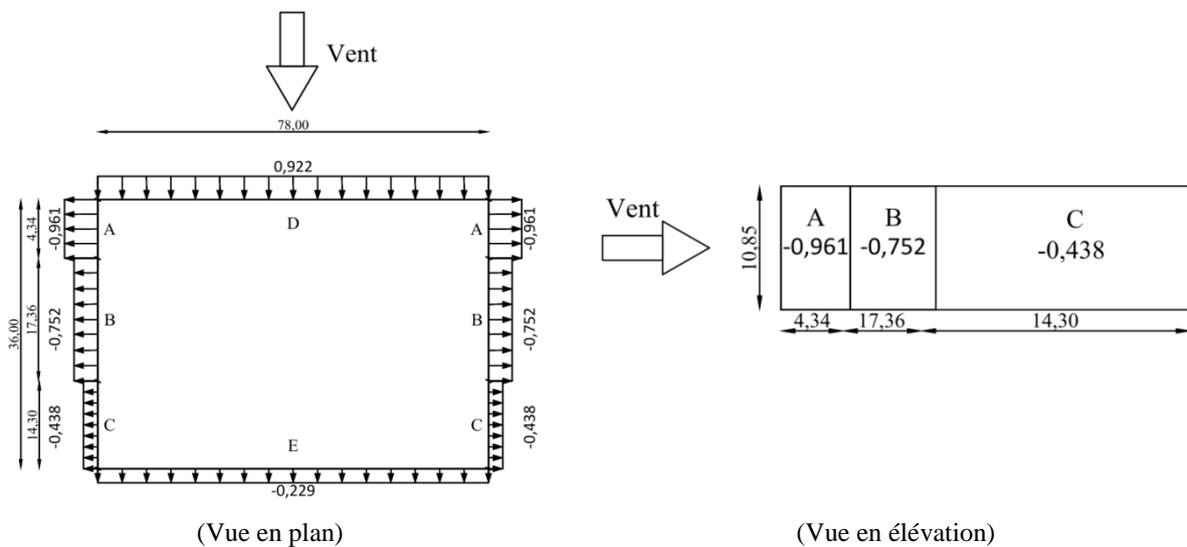


Figure III.15 : Représentation de la pressions aérodynamiques sur paroi du au vent sur le long-pan

Source : Auteurs

► Toiture

Zone	F	G	H	I	J
$P [kN/m^2]$	-1,358	-1,003	-0,417	-0,459	-0,207
	0,169	0,169	0,169	-0,292	-0,292

Tableau III.11 : Tableau récapitulative de la pressions aérodynamiques sur la toiture du au vent sur le long-pan

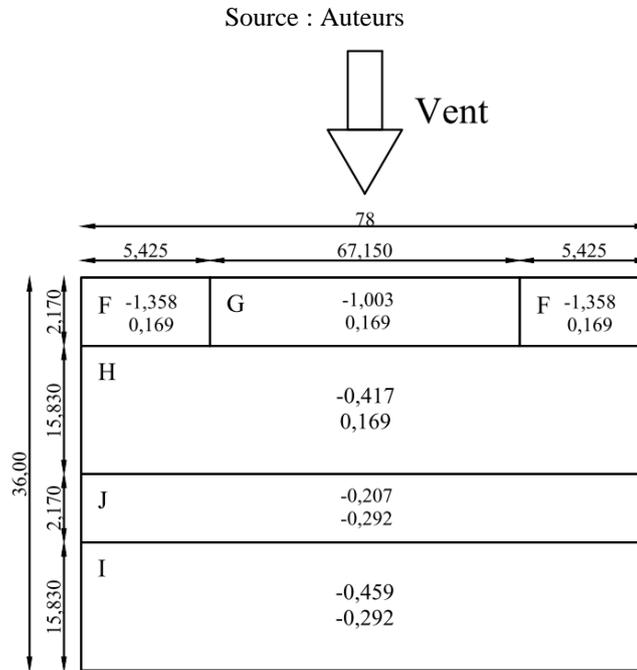


Figure III.16 : Représentation de la pressions aérodynamiques sur la toiture du au vent sur le long-pan

Source : Auteurs

Sense du vent	Parois		Toiture		
	Zone	Action du vent [kN/m <sup>2</sup> ]	Zone	Action du vent [kN/m <sup>2</sup> ]	
Vent sur pignon (façade)	A	-1,055	F	-1,558	
	B	-0,846	G	-1,369	
	C	-0,533	H	-0,700	
	D	0,827	I	-0,595	
	E	-0,323			
Vent sur pignon (dos)	A	-0,732	F	-1,234	
	B	-0,523	G	-1,046	
	C	-0,209	H	-0,377	
	D	1,150	I	-0,272	
	E	0			
Vent sur long-pan	A	-0,961	F	-1,358	0,169
	B	-0,752	G	-1,003	0,169
	C	-0,438	H	-0,417	0,169
	D	0,922	I	-0,459	-0,292
	E	-0,22*	J	-0,207	-0,292

Tableau III.12 : Tableau récapitulative des action du au vent

**k. Force de frottement**

Dans le cas des structures allongées, ou élancées ; on tient compte d'une force complémentaire due au frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Ces frottements peuvent être négligés dans le cas où l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent, comme indiqué dans §2.6.3 du règlement « DTR C 2.4.7 / RNV.2013 », c'est-à-dire que :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

Avec :

b : la dimension de la construction perpendiculaire au vent [m]

h : la hauteur de la construction [m]

d : la dimension de la construction parallèle au vent [m]

**❖ Vent sur pignon**

$$\begin{cases} 2 \times (d \times h) = 2 \times (78 \times 10,85) = 1692,6m^2 \\ 4(2b \times h) = 4 \times (2 \times 36 \times 10,85) = 3124,8m^2 \end{cases} \Rightarrow 2 \times (d \times h) < 4(2b \times h)$$

La condition est vérifiée.

**❖ Vent sur long-pan**

$$\begin{cases} 2 \times (d \times h) = 2 \times (36 \times 10,85) = 781,2m^2 \\ 4(2b \times h) = 4 \times (2 \times 78 \times 10,85) = 6770,4 m^2 \end{cases} \Rightarrow 2 \times (d \times h) < 4(2b \times h)$$

La condition est vérifiée.

Donc il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

### III.5. Étude sismique

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version2003- (D.T.R-B.C-2.48), ce dernier nous propose trois méthodes de calcul :

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

#### III.5.1. Zone sismique

Notre structure qui se situe dans la wilaya d'Oran est catégorisé dans une zone sismique de IIa, selon l'annexe 1 du règlement parasismique Algérien 99 version 2003.

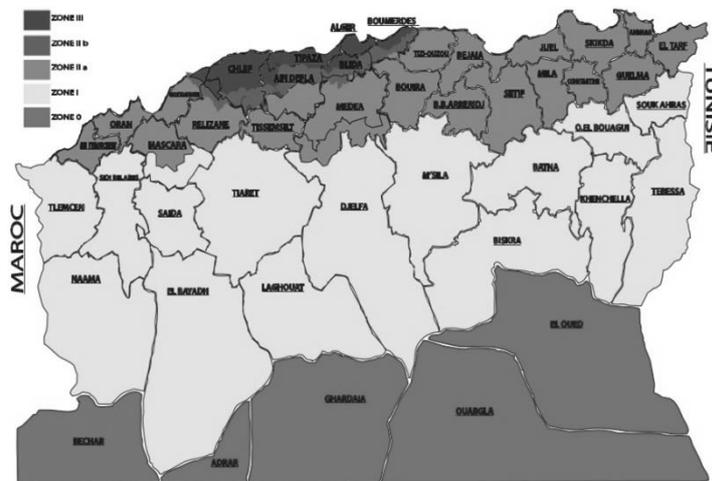


Figure III.17 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

Source : RPOA 2008

#### III.5.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Le fonctionnement de cet hangar est dans le cadre commercial, sa capacité d'accueil plus de 300 personnes, il est classé selon son importance dans le groupe 1B. (§3.2 D.T.R.-B.C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)

#### III.5.3. Régularité en plan

- Notre structure est parfaitement symétrique suivant les deux directions orthogonales, le centre de gravité des masses est presque aligné avec le centre de rigidités, la distance entre ces deux points est inférieur de 15% de la longueur de la structure.
- Le rapport entre longueur et largeur est de :

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{78}{38} = 2,167 < 4$$

- Il n'y a pas de partie rentrante.

- Notre toiture est considérée comme étant rigide grâce à la présence des éléments de stabilités horizontaux.

Suite à ces critères notre structure est considérée régulière en plans (§3.5.2 D.T.R.-B.C. 2.48 RPA 99 / Version 2003).

#### III.5.4. Régularité en élévation

La structure a été réalisé avec des contreventements continus, ces derniers transmettent la charge aux fondations, de ce fait on peut conclure que la structure étudié est régulière en élévation, les conditions b2, b3 et b4 cité dans le R.P.A.99/V2003 ne sont pas tenue en compte puisque notre structure ne comporte que le rez-de-chaussée.

#### III.5.5. Méthode de l'étude sismique

La structure dotée d'une hauteur de 10,85 m de classe IIa, elle est régulière en plan et en élévation, donc elle satisfait toutes les conditions d'application de la méthode statique équivalente. (§4.1.2. (a) D.T.R.-B.C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)

#### III.5.6. Principe de la méthode statique équivalent

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

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 toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statique 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
- la capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures (D.T.R.-B.C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)

### III.5.7. Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul

#### a. Coefficient d'accélération

- Zone sismique IIa
- Groupe d'usage 1B

$A = 0,20 \dots$  (Tableau 4.1 D.T.R.-B.C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)

#### b. Coefficient de comportement global de la structure $R$

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de «  $R$  » est en fonction du système contreventé, dans notre structure on a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en  $X$  donc  $R = 4$  (Tableau 4.3 D.T.R.-B.C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)

#### c. Le pourcentage d'amortissement critique $\xi$

La valeur «  $\xi$  » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, notre structure est dans un système portique construite en acier donc  $\xi = 4 \%$ . (Tableau 4.2 D.T.R.-B.C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)

#### d. Facteur de correction d'amortissement $\eta$

La valeur de «  $\eta$  » est calculée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots \text{(eq 4.3 D. T. R. -B. C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1,08$$

#### ❖ Période $T_1, T_2$ du site :

Notre site est pris comme étant meuble, donc il est de catégorie  $S_3$ .

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \dots \text{(Tableau 4.1 D. T. R. -B. C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)}$$

#### e. Facteur de qualité $Q$

La valeur du facteur «  $Q$  » est calculée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots \text{(Eq 4.4 D. T. R. -B. C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)}$$

Avec :

$P_q$  : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

**f. Conditions minimales sur les files de contreventement**

D'après le R.P.A.99/V2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est inférieur à 1,5

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{6}{6} = 1 < 1,5 \dots (\text{Vérfifié})$$

**g. Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{6}{6} = 1 < 1,5 \dots (\text{Vérfifié})$$

**h. Contrôle de la qualité des matériaux**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne bénéficient d'aucun contrôle.

**i. Contrôle de la qualité de l'exécution**

Le contrôle de suivi au chantier lors de la réalisation n'est pas assuré donc on conclus qu'il n'y a pas de contrôle de la qualité de l'exécution.

Suite au tableau 4.4 du R.P.A.99/V2003 on détermine les valeurs des pénibilités Tableau III.13 : Valeurs des pénibilités  $P_q$  Tableau III.13.

Critères « q »	Observation	$P_q$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Observé	0
2. Redondance en plan	Observé	0
3. Régularité en plan	Observé	0
4. Régularité en élévation	Observé	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,10
		$\sum_{q=1}^6 P_q = 0,15$

Tableau III.13 : Valeurs des pénibilités  $P_q$

Source : Auteurs

$$Q = 1 + 0,15 = 1,15$$

***j. Spectre de réponse de calcul***

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & , \quad 0 < T < T_1 \\ 2,5 \times \eta \times 1,25 \times A \times \left( \frac{Q}{R} - 1 \right) & , \quad T_1 < T < T_2 \\ 2,5 \times \eta \times 1,25 \times A \times \frac{Q}{R} \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & , \quad T_1 < T < 0,3 \dots \\ 2,5 \times \eta \times 1,25 \times A \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \frac{Q}{R} & , \quad T > 0,3 \end{cases}$$

(eq 4.13 D. T. R. –B. C. 2.48 RPA 99 / Version 2003)

**III.6. Conclusion**

À travers ce chapitre, nous avons analysé la fonction de l'ouvrage et l'utilisation qui en sera faite, pour quantifier les charges que notre bâtiment devra supporter. Les différentes charges dans le cas statiques et dynamiques ont été établies suites aux règlements.

Les facteurs de sécurité sont appliqués aux charges calculées. Les résultats obtenus seront utilisés pour le dimensionnement, dans les prochains chapitres, des éléments de notre structure.

Le comportement sismique diffère selon le type de structure, de ce fait l'analyse modale et les vérifications seront établies après la détermination de tous les éléments qui composent chaque type de structure étudié.

## **Chapitre IV : Étude des éléments secondaires**

## IV.1. Introduction

L'ensemble des éléments d'un bâtiment industriel que ce soit les éléments secondaires ou primaires sont d'une importance capitale et sont intimement liés les uns aux autres.

Ils constituent un ensemble indissociable pour la conception d'un ouvrage qui influe sans équivoque, sur le choix de la structure principale porteuse.

En effet, les éléments secondaires tels que les pannes lisses et les potelets sont aussi importants que les éléments primaires et constituent le support pour envelopper la structure. Pour cela nous allons développer la procédure de calcul et de vérification de ces éléments.

## IV.2. Chéneaux et descente des eaux pluviales

Le chéneau est un canal ménagé à la base du versant pour recevoir les eaux pluviales et éviter leur stagnation pour assurer l'étanchéité de la toiture. (voir plan de toiture annexe E)

### IV.2.1. Calcul de la section et du diamètre du chéneau

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{d \cdot p}}$$

Avec :

- s : section transversale du chéneau en  $\text{cm}^2$
- S : surface couverte du chéneau en  $\text{m}^2$
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
- p : pente du chéneau
- Afin de respecter l'abaca « Calcul du diamètre des dessertes d'eau » (Annexe C) on a opté pour une trame de 26 m qui divise la longueur en trois parties, ces dernières découlent dans trois décentes.
- Les chéneaux choisis sont de type moignon cylindrique-sans trop plein
- On a une section de  $S = 18,22 \times 26 = 473,72 \text{ m}^2$
- La pente est de  $p = 2 \text{ mm/m}$  (2‰)

Suivant l'abaque « Calcul des sections des chéneaux » (Annexe C) on prend le chéneau de section:  $510 \text{ cm}^2$

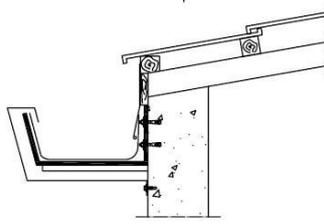


Figure IV.1 : Chéneau

Source : <https://www.cheneaux-metalliques.fr/produits/?fbclid=IwAR1Xg9xz3yj326OYSmfiSMkrWi43b-01xtzok1T8hNe0DHgBwSI8YEtP8jk>

**a. Calcul du diamètre des descentes :**

- On choisit pour le tuyau de décente un moignon cylindrique
- On a une section de  $S = 18,22 \times 26 = 473,72 \text{ m}^2$
- Suivant l'abaque « Calcul du diamètre des descentes d'eau » (Annexe C) on prend le chéneau de diamètre:  $d = 36\text{mm}$

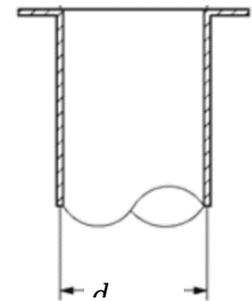


Figure IV.2 : Coupe de descentes des eaux pluviale

Source : Auteurs

**IV.3. Pannes**

Les pannes dont la fonction est de supporter la couverture, sont généralement constituées de poutrelles laminées IPE. Elles peuvent également être réalisées en profilés minces en section Z, U ou  $\Sigma$ . Elles sont assemblées aux fermes par boulonnage, les appuis sont considérer libre et articulés, afin d'éviter leur glissement ou leur basculement à la pose du fait de la pente des versants, elles sont assemblées par l'intermédiaire de pièce en équerre (échantignoles).

**IV.3.1. Espacements entre pannes**

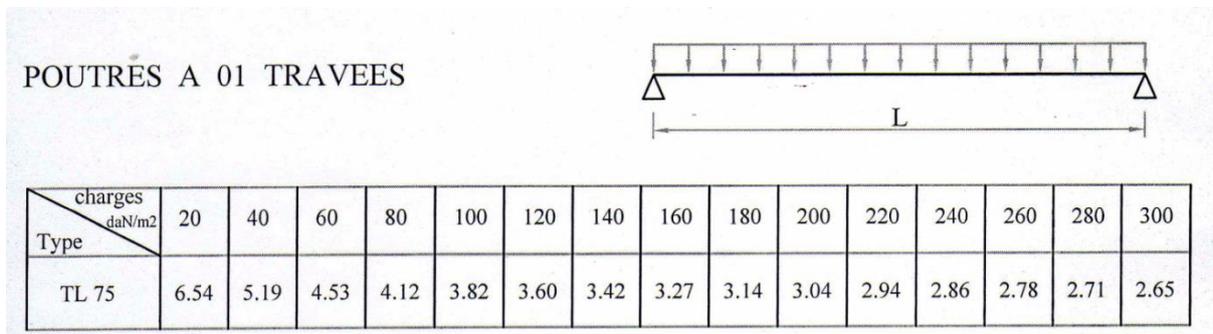


Figure IV.3: Espacement d'appuis permis des tôles TL75 sous différent charge du vent

Source : Annexe A

On a une charge maximale du au vent de  $155,8 \text{ daN/m}^2$ , de ce fait on est limité à un espacement de  $3,42\text{m}$ .

Suite à ce là on prend un espacement de  $1,6 \text{ m}$ .

### IV.3.2. Dimensionnement des pannes

Après introduction des charges sur la structure, le « Robot Structural Analysis » nous a proposé comme profilé IPE 140 pour les pannes, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	$P$ [kg/m]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$h$ [mm]	$b$ [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	$d$ [mm]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$W_{ply}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{plz}$ [cm <sup>3</sup> ]	$i_y$ [cm]	$i_z$ [cm]
IPE 140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541	44,9	88,3	19,3	5,74	1,65

Tableau IV.1 : Caractéristiques de l'IPE 140

Source ; (ArcelorMittal )

### IV.3.3. Sollicitations dû à la Charge permanente avec prise en considération du poids propre

#### a. Charge sur la panne

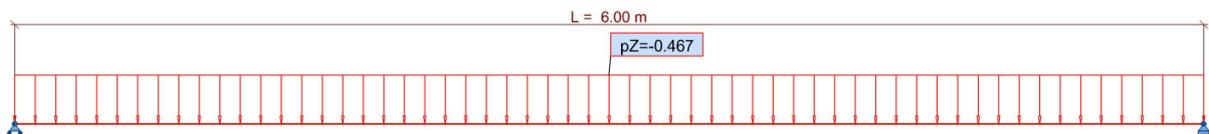


Figure IV.4 : Charge prise par pannes dû au poids propre avec poids propre

Source : Auteurs

#### b. Les diagrammes des moments de la panne la plus sollicitée

##### ❖ Cas le plus défavorable de l'état limites ultimes (1,35 G + 1,5 V)

- Par rapport à l'axe y-y :

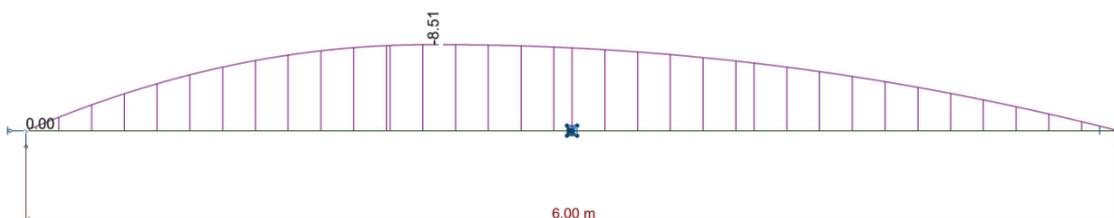


Figure IV.5 : Diagramme de moment dans l'axe y-y de la panne à l'ELU

Source : Auteurs

- Par rapport à l'axe z-z :

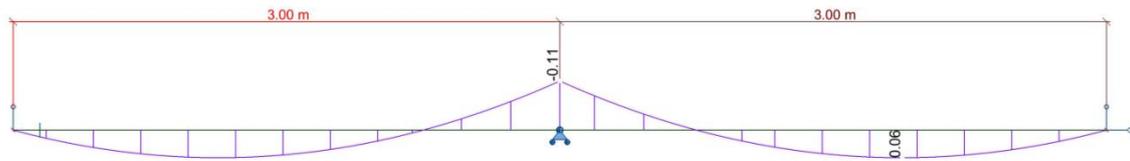


Figure IV.6 : Diagramme de moment dans l'axe z-z de la panne à l'ELU

Source : Auteurs

❖ Cas le plus défavorable de l'état limites de service ( $G + V$ )

- Par rapport à l'axe y-y :

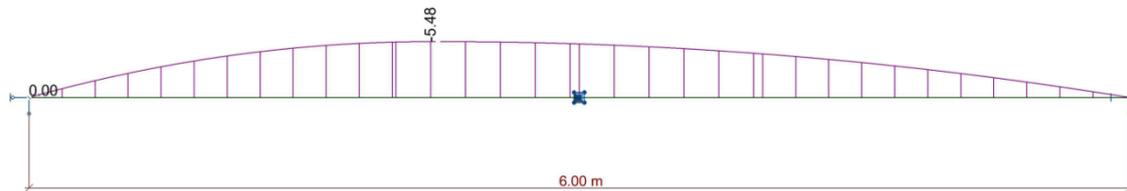


Figure IV.7 : Diagramme de moment dans l'axe y-y de la panne à l'ELS

Source : Auteurs

- Par rapport à l'axe z-z :

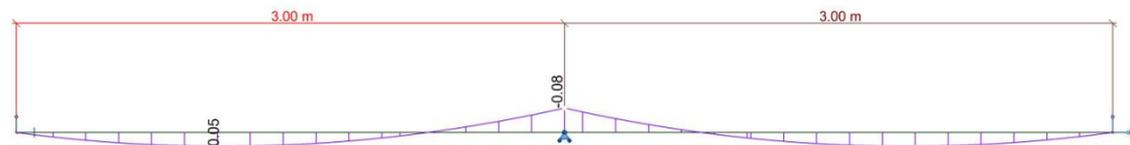


Figure IV.8 : Diagramme de moment dans l'axe z-z de la panne à l'ELS

Source : Auteurs

❖ Détermination des moments maximaux :

A la suite de l'interprétation des diagrammes des moments, on exprime dans le tableau 3.1 les valeurs des moments maximaux

	$M_y$ [kN.m]	$M_z$ [kN.m]
ELU	-8,51	0,11
ELS	-5,48	0,08

Tableau IV.2 : Récapitulatif des moments sur la panne sollicitée

Source : Auteurs

## IV.3.4. La classe de la section transversale

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

*a. Semelle comprimé*

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{73}{2 \times 6,9} = 5,290$$

On a :

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon$$

Donc suite au Tableau 53.1 du (D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97) La semelle comprimé est de classe 1.

*b. L'âme fléchie*

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,872$$

On a :

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

Donc suite au Tableau 53.1 du D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 l'âme fléchie est de classe 1.

On peut conclure que notre section est de classe 1

## IV.3.5. Vérification à l'état limites de service

*a. Flèche par rapport au plan y-y :*

À l'aide de l'outil « Robot Structural Analysis » la flèche obtenue par rapport à l'axe y-y est :

$$f_{max_y} = 18,085 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

On a alors  $f_{max_y} < f_{adm}$  donc la section est vérifiée pour la flexion par rapport à l'axe y-y.

*b. Flèche par rapport au plan z-z :*

À l'aide de l'outil « Robot Structural Analysis » la flèche obtenue par rapport à l'axe z-z est :

$$f_{max,y} = 0,201 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm}$$

On a alors  $f_{max,y} < f_{adm}$  donc la section est vérifiée pour la flexion par rapport à l'axe z-z.

#### IV.3.6. Vérification à l'état limites ultimes

Les pannes de cette structure sont soumises à une flexion bi-axiale sous les différentes combinaisons ce qui nous amène selon le D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 à devoir vérifier :

- La résistance des sections transversales
- La stabilité au déversement
- La stabilité au voilement par cisaillement
- La stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

##### a. Résistance des sections transversales

La sollicitation est une flexion bi axiale, selon le §5.4.5.4 du D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97, il faut vérifier la résistance de cette section transversales avec l'équation (5.35) du situer dans § 5.4.8.1 (10) du D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 comme suite :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,sd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,sd}} \right]^\beta \leq 1$$

- Calcul Moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial, cela suite à l'équation (5.25) et (5.26) du § 5.4.8.1(4) de D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 qui précise que:

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5a} \quad \text{Avec : } M_{Ny,Rd} < M_{pl,y,Rd}$$

Et

$$\begin{cases} M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} & \text{Si: } n \geq a \\ M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right) \right] & \text{Si: } n < a \end{cases}$$

D'où :

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

Et

$$a = \frac{A-2bt_f}{A} \quad \text{Avec: } a \leq 0,5$$

De ce fait :

$n = 0$  (Car il n'y a pas d'effort normal appliqué sur la panne.)

Et

$$a = \frac{1640 - 2 \times 73 \times 6,9}{1640} = 0,386$$

Selon §5.4.5.1. (1). (a) du D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97, le moment de résistance plastique se calcul par :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donc le moment de résistance plastique selon l'axe y-y est :

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{88,34 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 18,873 \text{ kN.m}$$

Et le moment de résistance plastique selon l'axe z-z est :

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{19,25 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 4,113 \text{ kN.m}$$

Donc le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial suivant l'axe y-y est :

$$M_{Ny.Rd} = 18,87 \times \frac{1}{1 - 0,5 \times 0,386} = 23,38 \text{ kN.m}$$

Puisque  $M_{Ny.Rd} > M_{pl.y.Rd}$  alors on prend  $M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.Rd} = 18,87 \text{ kN.m}$

Et le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial suivant l'axe z-z est :

$$M_{Nz.Rd} = 4,113 \times \left[ 1 - \left( \frac{-0,386}{1 - 0,386} \right) \right] = 6,69 \text{ kN.m}$$

- Moment sollicitant :

$$M_{y,sd} = 8,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = 0,11 \text{ kN.m}$$

$$\left[ \frac{8,51}{18,87} \right]^2 + \left[ \frac{0,11}{6,69} \right]^1 = 0,22 < 1$$

Donc résistance des sections transversales du profiler IPE 140 est vérifiée.

### **b. Stabilité au déversement**

En se basant sur le §2 du (Dehard, 2009, p. 3), les poutres en acier qui sont maintenues latéralement ne sont pas affectées par le phénomène d'instabilité déversement, et par la suite

dans le même référent qu'un maintien approprié continu contre la torsion de la section réalisé par des tôles nervurées fixées efficacement sur des profilés de faible hauteur inférieur a 200mm est considéré comme un maintien latérale. Et puisque notre poutre a une hauteur de 140mm et elle est maintenue à une tôle par des accroches se la veut dire qu'on peut négliger la vérification de la stabilité au déversement.

**c. Stabilité au voilement par cisaillement**

Selon le § 5.6.1.(1) du D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 le voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport  $d/t_w$  supérieur à  $69\varepsilon$ .

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,872$$

On a :

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

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

**d. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme**

Selon le § 5.7.7. (1) D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 la stabilité au flambement est assurée si la condition suivante est vérifiée

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

$d$  : Distance entre nus intérieurs des semelles.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme

$A_w$  : Aire de l'âme du profilé

$$A_w = (h - 2t_f) \times t_w$$

$$A_w = (140 - 2 \times 6,9) \times 4,7 = 593,14 \text{ mm}^2$$

$A_{fc}$  : Aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = b \times t_f$$

$$A_{fc} = 73 \times 6,9 = 503,7 \text{ mm}^2$$

$f_{yt}$  : Limite d'élasticité de la semelle comprimée

$$f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$$

$E$  : Module d'élasticité qui vaut :

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

$k$  : Coefficient pris égal à 0,30 pour une semelle de classe 1 se référer au § 5.7.7.(2) D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97.

$$k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,30 \times \frac{210\,000}{235} \times \sqrt{\frac{503,7}{593,14}} = 247,047$$

$$\frac{d}{t_w} = 23,872$$

Puisque:

$$\frac{d}{t_w} = 23,872 < k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 247,047$$

Alors Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme est vérifiée.

#### IV.3.7. Calcul des liernes

##### a. Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 la panne sablière

$$q = (1,35G + 1,5Q) \times \sin(8,997)$$

$$Q = \frac{PL}{3} \times \frac{8}{L^2} = \frac{1 \times 6}{3} \times \frac{8}{6^2} = 0,444 \text{ kN/m}$$

$$q = (1,35 \times 0,467 + 1,5 \times 0,444) \times \sin(8,997) = 0,203 \text{ kN/m}$$

Selon l'abaque de Macquart (Formulaire-des-poutres, p. 8)

$$R = \frac{5}{4} \times q \times \frac{l}{2}$$

Donc :

$$R = \frac{5}{4} \times 0,203 \times \frac{6}{2} = 0,761 \text{ kN}$$

$$\theta = \arctng\left(\frac{1,6}{3}\right) = 28,07^\circ$$

Effort dans les tronçons des liernes:

$$T_1 = \frac{R}{2} = 0,381 \text{ kN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 1,142 \text{ kN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 1,903 \text{ kN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 2,664 \text{ kN}$$

$$T_5 = T_4 + R = 3,426 \text{ kN}$$

$$T_6 = T_5 + R = 4,187 \text{ kN}$$

$$T_7 = T_6 + R = 4,948 \text{ kN}$$

$$T_8 = T_7 + R = 5,709 \text{ kN}$$

$$T_9 = T_8 + R = 6,471 \text{ kN}$$

$$T_{10} = T_9 + R = 7,232 \text{ kN}$$

$$T_{11} = \frac{T_{10}}{2 \times \cos(\theta)} = 4,098 \text{ kN}$$

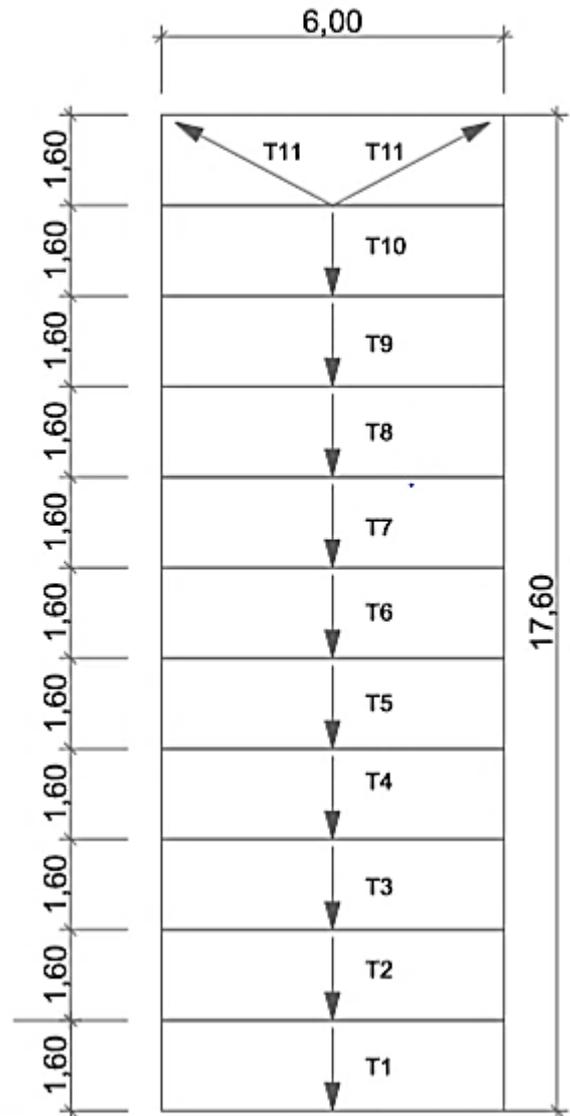
### b. Dimensionnement des liernes

$$A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_s \geq \frac{7,232 \times 10^3 \times 1,1}{235} = 33,852 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{min} = 2 \times \sqrt{\frac{A_{smin}}{\pi}} = 6,565 \text{ mm}$$

Nous allons prendre les liernes de diamètre  $\phi_{12}$ .



### IV.3.8. Échantignoles

#### a. Dimensionnement de l'échantignolle

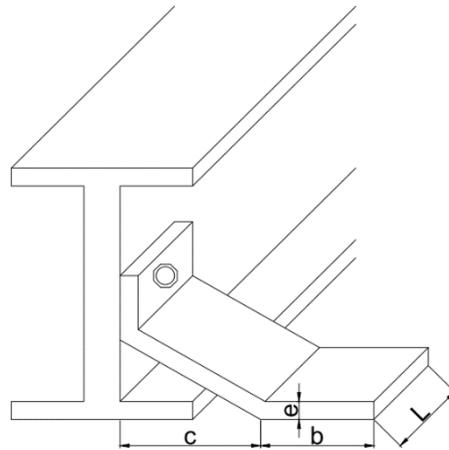


Figure IV.9 : Echantignole

Source : auteurs

#### ❖ L'excentrement « $t = b + c$ »

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

$$2 \times \frac{b_f}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b_f}{2}$$

$$2 \times \frac{73}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{73}{2}$$

$$73 \text{ mm} \leq t \leq 109,5 \text{ mm}$$

On prend un excentrement de  $t = 100 \text{ mm}$ , la longueur est de  $l = 100 \text{ mm}$  et soit  $b = c = 50 \text{ mm}$ .

#### ❖ Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « $e$ »

##### ➤ Calcul du moment de renversement

$$M_r = F_y \times c + F_z \times \frac{h}{2}$$

$$G = 0,192 \text{ kN/m}^2$$

$$G_y = 0,192 \times \cos(8,997) = 0,19 \text{ kN/m}^2$$

$$G_z = 0,192 \times \sin(8,997) = 0,03 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} F_y = [1,35 \times 0,192 \times \sin(8,997) + 1,5 \times (-1,558)] \times \frac{6}{2} = -6,889 \text{ kN} \\ F_z = [1,35 \times 0,192 \times \cos(8,997)] \times \frac{6}{2} = 0,768 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_r = -6,889 \times 0,05 + 0,768 \times \frac{0,14}{2} = -0,291 \text{ daN/m}$$

► *Module de résistance de l'échantignole*

$$w = \frac{I}{V}$$

Avec :

$$- I = \frac{l \times e^3}{12}$$

$$- V = \frac{e}{2}$$

Donc :

$$w = \frac{I}{V} = \frac{l \times e^2}{6}$$

► *En déduire l'épaisseur de l'échantignolle « e »*

$$\frac{M_r}{w} \leq f_y$$

$$\frac{6 \times M_r}{l \times e^2} \leq f_y \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \times M_r}{l \times f_y}}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \times 0,291}{100 \times 235}} = 8,62 \text{ mm}$$

On prend une échantignole d'épaisseur  $e = 10 \text{ mm}$ .

#### ❖ **Boulon d'attache**

► *Dimensionnement*

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Suite au §6.6.5. (5) D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 il sera dimensionné de telle façon à satisfaire l'équation (6.3) dans le même paragraphe:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Sd}} \leq 1$$

On prend un boulon de classe 10.9, de caractéristique suivante :

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2 \text{ Tableau 3.3 D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97.}$$

$$\gamma_{M_b} = \begin{cases} 1,5 & \text{pour des boulons sollicités à la traction} \\ 1,25 & \text{pour des boulons sollicités autre qu'à la traction} \end{cases} \dots (\S 6.1.1. (2) \text{ D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97})$$

On a :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}}$$

Donc :

$$\frac{1}{f_{ub} \times A_s} \times \left( \frac{F_{v,Sd}}{0,5 \times \gamma_{M_b}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,26 \times \gamma_{M_b}} \right) \leq 1$$

$$A_s \geq \frac{1}{f_{ub}} \times \left( \frac{F_{v,Sd}}{0,5 \times \gamma_{M_b}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,26 \times \gamma_{M_b}} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1}{1000} \times \left( \frac{6,889 \times 10^3}{0,5 \times 1,25} + \frac{0,768 \times 10^3}{1,26 \times 1,5} \right)$$

$$A_{min} = 11,429 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre  $\phi = 12 \text{ mm}$  d'une section résistante  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ .

➤ *Calcul de la résistance du boulon*

- *Résistance du boulon au cisaillement par plan de cisaillement*

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 84,3}{1,25} \times 10^{-3} = 33,72 \text{ kN}$$

- *Résistance du boulon à la traction*

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 84,3}{1,5} \times 10^{-3} = 50,58 \text{ kN}$$

- *Résistance des pièces assemblées au poinçonnement*

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M_b}}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 20,5 \times 10 \times 1000}{1,25} \times 10^{-3} = 309,133 \text{ kN}$$

- Résistance des pièces a la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{1000}{360}; 1\right) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 86,4 \text{ kN}$$

➤ Vérification du boulon

Suite au §6.5.5. (5) (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97) il y a lieu de faire les vérifications suivante :

- Vérification 1 :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{t,Rd}} = \frac{6,889}{50,58} = 0,136 < 1 \dots (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification 2 :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{6,889}{33,72} + \frac{0,768}{1,4 \times 50,58} = 0,215 < 1 \dots (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification 3 :

$$\frac{F_{t,Sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{0,768}{309,133} = 2,5 \times 10^{-3} < 1 \dots (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification 4 :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{6,889}{86,4} = 0,08 < 1 \dots (\text{condition vérifiée})$$

On conclue que boulon de diamètre  $\varnothing = 12 \text{ mm}$  vérifie largement toutes les conditions imposées par le règlement D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97.

❖ **Cordon de soudure:**

➤ Calcul de la gorge

L'épaisseur minimale entre l'échantignole a soudé et la traverse est celle de l'échantignole qui est de  $10 \text{ mm}$



Figure IV.10 : Échantignole (soudure)

D'après le graphe (Annexe B) la gorge doit être entre :

$$3 \text{ mm} < a < 7 \text{ mm}$$

On prend une épaisseur de la gorge de soudure de  $a = 6 \text{ mm}$

$$a \times \sum l = 6 \times (100 + 50 + 50) = 1200 \text{ mm}^2$$

$$\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{F\sqrt{3}}{f_u} = 1 \times \frac{0,219 \times \sqrt{3}}{360} = 1,05 \text{ mm}^2$$

On a :

$$a \times \sum l > \beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{F\sqrt{3}}{f_u}$$

Donc le cordon de soudure avec un gorge de  $a = 6 \text{ mm}$  assure la résistance de notre assemblage.

#### IV.4. Lisses de bardage

Les lisses sont des éléments de profilé laminé qui sont constitué principalement de poutrelle en (IPE, UAP), ils sont disposé horizontalement, ils portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques.

##### IV.4.1. Espacement

On a une charge maximale du au vent de  $105,5 \text{ daN/m}^2$ , suite au bardage choisie TL75 (annexe A) on est limité à un espacement de  $3,42 \text{ m}$ .

On prend un espacement de  $1,6 \text{ m}$ .

**a. Dimensionnement**

Après introduction des charges sur la structure, le « Robot Structural Analysis » nous a proposé comme profilé UPN140 pour les lisses de bardage, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	$P$ [kg/m]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$h$ [mm]	$b$ [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	$d$ [mm]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$W_{ply}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{plz}$ [cm <sup>3</sup> ]	$i_y$ [cm]	$i_z$ [cm]
UPN140	16	20,4	140	60	10	7	98	605	62,7	103	28,3	5,45	1,75

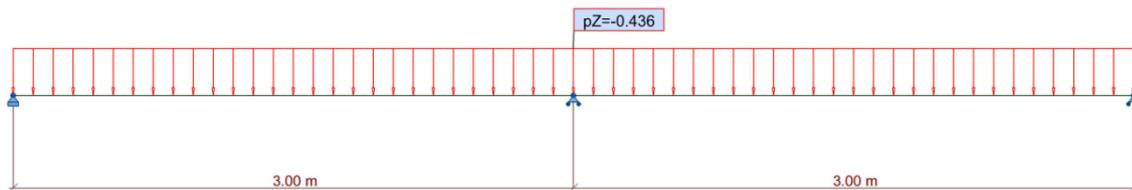
Figure IV.11 : Caractéristiques de l'UPN 140

Source : (ArcelorMittal )

**IV.4.2. Sollicitations du à la charge permanente avec prise en considération du poids propre**

**a. Poids propre**

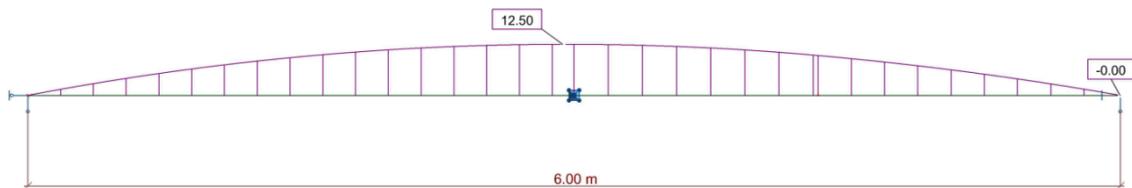
En plus des charges du bardage, on ajoute le poids de la lisse qui est de 12.9 kg/ml



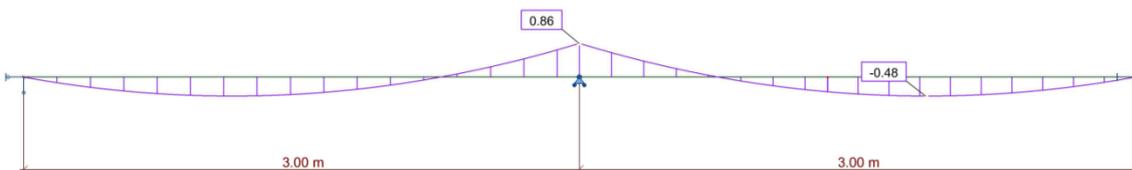
**b. Sollicitations (diagrammes des moments)**

❖ Cas le plus défavorable de l'état limites ultimes

- Par rapport à l'axe y-y :

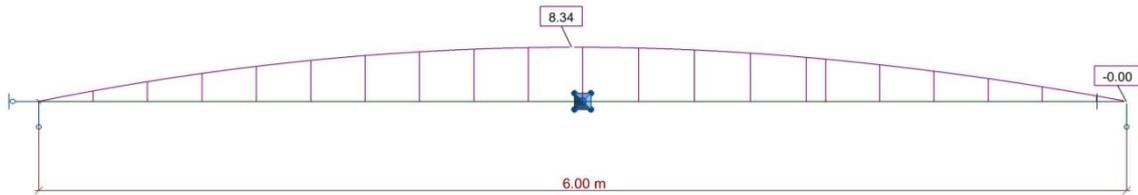


- Par rapport à l'axe z-z :

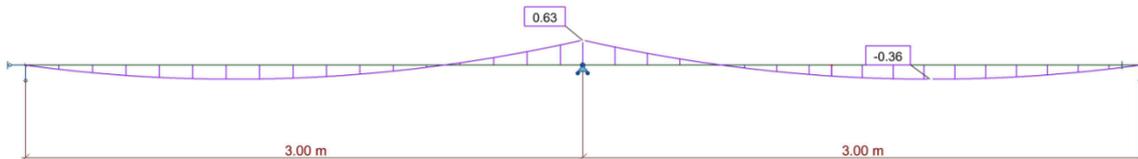


❖ Cas le plus défavorable de l'état limites de service

- Par rapport à l'axe y-y :



- Par rapport à l'axe z-z :



**c. Détermination des moments maximaux :**

A la suite de l'interprétation des diagrammes des moments, on exprime dans le tableau 3.1 les valeurs des moments maximaux

	$M_y$ [kN.m]	$M_z$ [kN.m]
ELU	-12,50	0,86
ELS	-8,34	0,63

Tableau IV.3 : Récapitulatif des moments sur la lisse sollicitée

Source : Auteurs

**IV.4.3. La classe de la section transversale**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

**a. Semelle comprimé**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{60}{2 \times 10} = 3$$

On a :

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon$$

Donc suite au Tableau 53.1 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 La semelle comprimé est de classe 1.

**b. L'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14$$

On a :

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

Donc suite au Tableau 53.1 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 L'âme fléchie est de classe 1.

On peut conclure que notre section est de classe 1

**IV.4.4. Vérification à l'état limites de service****a. Flèche par rapport au plan y-y**

À l'aide de l'outil « Robot Structural Analysis » la flèche obtenue par rapport à l'axe y-y est :

$$f_{max,y} = 24,612 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

On a alors  $f_{max,y} < f_{adm}$  donc la section est vérifiée pour la flexion par rapport à l'axe y-y.

**b. Flèche par rapport au plan z-z**

À l'aide de l'outil « Robot Structural Analysis » la flèche obtenue par rapport à l'axe z-z est :

$$f_{max,y} = 1,121 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ mm}$$

On a alors  $f_{max,y} < f_{adm}$  donc la section est vérifiée pour la flexion par rapport à l'axe z-z.

**IV.4.5. Vérification à l'état limites ultimes**

Les lisses de cette structure sont soumises à une flexion bi-axiale sous les différentes combinaisons ce qui nous amène selon le D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 à devoir vérifier :

- La résistance des sections transversales
- La stabilité au déversement
- La stabilité au voilement par cisaillement
- la stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

**a. Résistance des sections transversales :**

La sollicitation est une flexion bi axiale, selon le §5.4.5.4 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97, il faut vérifier la résistance de cette section transversales avec l'équation (5.35) du situer dans § 5.4.8.1 (10) du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 comme suite :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

- Calcul Moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial, cela suite à l'équation (5.25) et (5.26) du § 5.4.8.1(4) de D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 qui précise que:

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl.y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5a} \quad \text{Avec : } M_{Ny,Rd} < M_{pl.y,Rd}$$

Et

$$\begin{cases} M_{Nz,Rd} = M_{pl.z,Rd} & \text{Si: } n \geq a \\ M_{Nz,Rd} = M_{pl.z,Rd} \times \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right) \right] & \text{Si: } n < a \end{cases}$$

D'où :

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

Et

$$a = \frac{A-2bt_f}{A} \quad \text{Avec: } a \leq 0,5$$

De ce fait :

$n = 0$  (Car il n'y a pas d'effort normal appliqué sur la panne)

Et

$$a = \frac{2040 - 2 \times 60 \times 10}{2040} = 0,412$$

Selon §5.4.5.1. (1). (a) du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97, le moment de résistance plastique se calcul par :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donc le moment de résistance plastique selon l'axe y-y est :

$$M_{pl.y,Rd} = \frac{103 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 22,005 \text{ kN.m}$$

Et le moment de résistance plastique selon l'axe z-z est :

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{28,3 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 6,046 \text{ kN.m}$$

Donc le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial suivant l'axe y-y est :

$$M_{Ny.Rd} = 22,005 \times \frac{1}{1 - 0,5 \times 0,412} = 27,714 \text{ kN.m}$$

Puisque  $M_{Ny.Rd} > M_{pl.y.Rd}$  alors on prend  $M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.Rd} = 22,005 \text{ kN.m}$

Et le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial suivant l'axe z-z est :

$$M_{Nz.Rd} = 6,046 \times \left[ 1 - \left( \frac{-0,412}{1 - 0,412} \right) \right] = 10,282 \text{ kN.m}$$

- Moment sollicitant :

	$M_y$ [kN.m]	$M_z$ [kN.m]
ELU	-12,50	0,86
ELS	-8,34	0,63

$$M_{y,sd} = 12,50 \text{ kN/m}$$

$$M_{z,sd} = 0,86 \text{ kN/m}$$

$$\left[ \frac{12,50}{22,005} \right]^2 + \left[ \frac{0,86}{10,282} \right]^1 = 0,406 < 1$$

Donc résistance des sections transversales du profiler UPN 140 est vérifiée.

### ***b. Stabilité au déversement***

En se basant sur le §2 du (Dehard, 2009, p. 3), les poutres en acier qui sont maintenues latéralement ne sont pas affectées par le phénomène d'instabilité déversement, et par la suite dans le même référent qu'un maintien approprié continu contre la torsion de la section réalisé par des tôles nervurées fixées efficacement sur des profilés de faible hauteur inférieur à 200mm est considéré comme un maintien latérale. Et puisque notre poutre a une hauteur de 140mm et elle est maintenue à une tôle par des accroches se la veut dire qu'on peut négliger la vérification de la stabilité au déversement.

### ***c. Stabilité au voilement par cisaillement***

Selon le § 5.6.1.(1) du D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 le voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport  $d/t_w$  supérieur à  $69\varepsilon$ .

$$\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14$$

On a :

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

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

**d. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme**

Selon le § 5.7.7.(1) D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97, la stabilité au flambement est assurée si la condition suivante est vérifiée

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

**d** : Distance entre nus intérieurs des semelles.

**t<sub>w</sub>** : Épaisseur de l'âme

**A<sub>w</sub>** : Aire de l'âme du profilé

$$A_w = (h - 2t_f) \times t_w$$

$$A_w = (140 - 2 \times 10) \times 7 = 840 \text{ mm}^2$$

**A<sub>fc</sub>** : Aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = b \times t_f$$

$$A_{fc} = 60 \times 10 = 600 \text{ mm}^2$$

**f<sub>yt</sub>** : Limite d'élasticité de la semelle comprimée

$$f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$$

**E** : Module d'élasticité qui vaut :

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

**k** : Coefficient pris égal à 0,30 pour une semelle de classe 1 se référer au § 5.7.7.(2) D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97

$$k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,30 \times \frac{210\,000}{235} \times \sqrt{\frac{840}{600}} = 317,203$$

$$\frac{d}{t_w} = 14$$

Puisque:

$$\frac{d}{t_w} = 14 < k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 317,203$$

Alors la stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme est vérifiée.

#### IV.4.6. Calcul des suspentes

Effort de traction dans le tronçon de suspente:

$$q = 1,35G$$

$$q = 1,35 \times 0,467 = 0,63 \text{ kN/m}$$

Selon l'abaque de Macquart (Formulaire-des-poutres, p. 8)

$$R = \frac{5}{4} \times q \times \frac{l}{2}$$

Donc :

$$R = \frac{5}{4} \times 0,545 \times \frac{6}{2} = 2,364 \text{ kN}$$

$$\theta = \arctng\left(\frac{1,6}{3}\right) = 28,07^\circ$$

Effort dans les tronçons des suspentes:

$$T_1 = \frac{R}{2} = 1,182 \text{ kN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 3,546 \text{ kN}$$

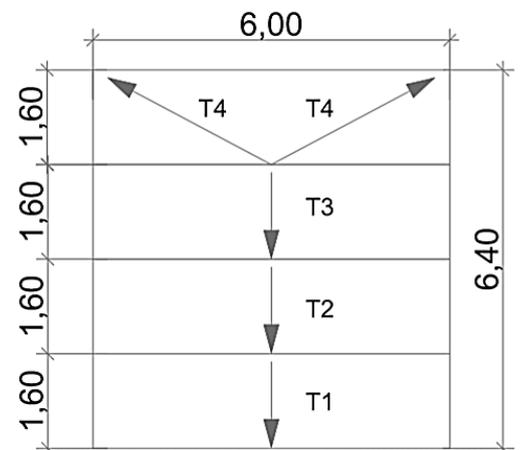
$$T_3 = T_2 + R = 5,91 \text{ kN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 8,274 \text{ kN}$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \times \cos(\theta)} = 4,688 \text{ kN}$$

Dimensionnement des suspentes

$$A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$



$$A_s \geq \frac{8,274 \times 10^3 \times 1,1}{235} = 38,729 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{min} = 2 \times \sqrt{\frac{A_{s_{min}}}{\pi}} = 7,022 \text{ mm}$$

De se fait les lièrnes seront prises en profilés  $\phi_{12}$ .

#### IV.4.7. Calcul des attaches des lisses

La fixation des lisses sur les poteaux ou les potelets est réalisée par des chutes de cornières soudée sur les semelles des poteaux et boulonnées avec les lisses de bardage.

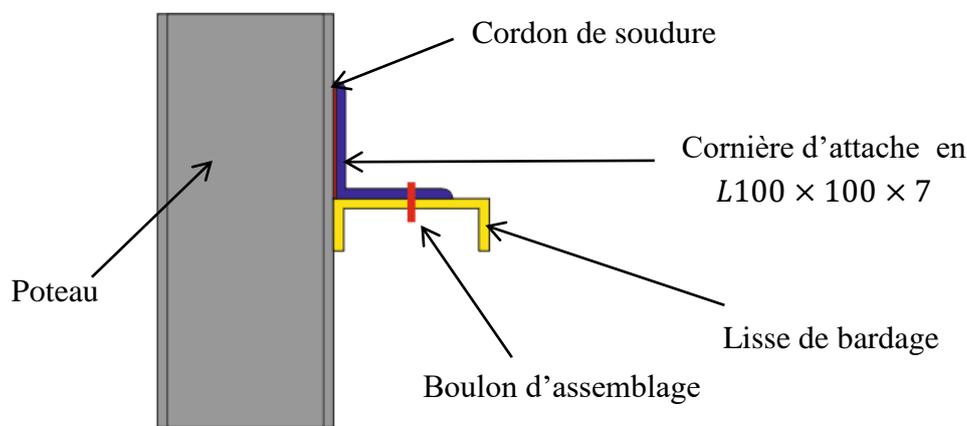


Figure IV.12 :Représentation de l'assemblage des lisses

Source : Auteurs

##### a. Boulon d'attache

##### ❖ Dimensionnement

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Suite au §6.6.5. (5) D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 il sera dimensionné de telle façon à satisfaire l'équation (6.3) dans le même paragraphe:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Sd}} \leq 1$$

On prend un boulon de class 10.9, de caractéristique suivante :

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2 \text{ Tableau 3.3 D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97.}$$

$$\gamma_{M_b} = \begin{cases} 1,5 \text{ pour des boulons sollicités à la traction} \\ 1,25 \text{ pour des boulons sollicités autre qu'à la traction} \end{cases}$$

(§6.1.1. (2) D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97)

On a :

- Les efforts sollicitants

$$F_{v,Sd} = 1,5 \times F_z \times \frac{l}{2} = 1,5 \times 1,68 \times \frac{6}{2} = 7,56 \text{ kN}$$

$$F_{t,Sd} = 1,35 \times F_y \times \frac{l}{2} = 1,35 \times 0,47 \times \frac{6}{2} = 1,903 \text{ kN}$$

- Les efforts résistants

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Donc :

$$\frac{1}{f_{ub} \times A_s} \times \left( \frac{F_{v,Sd}}{0,5 \times \gamma_{Mb}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,26 \times \gamma_{Mb}} \right) \leq 1$$

$$A_s \geq \frac{1}{f_{ub}} \times \left( \frac{F_{v,Sd}}{0,5 \times \gamma_{Mb}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,26 \times \gamma_{Mb}} \right)$$

$$A_s \geq \frac{1}{1000} \times \left( \frac{7,56 \times 10^3}{0,5 \times 1,25} + \frac{1,903 \times 10^3}{1,26 \times 1,5} \right)$$

$$A_{min} = 13,103 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre  $\varnothing = 12 \text{ mm}$  d'une section résistante  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$ .

#### ❖ Calcul de la résistance du boulon

- Résistance du boulon au cisaillement par plan de cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 84,3}{1,25} \times 10^{-3} = 33,72 \text{ kN}$$

- Résistance du boulon à la traction

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 84,3}{1,5} \times 10^{-3} = 50,58 \text{ kN}$$

- Résistance des pièces assemblées au poinçonnement

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

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 20,5 \times 10 \times 1000}{1,25} \times 10^{-3} = 309,133 \text{ kN}$$

► Résistance des pièces a la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{1000}{360}; 1\right) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 86,4 \text{ kN}$$

► Vérification du boulon

Suite au §6.5.5. (5) D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97 il y a lieu de faire les vérifications suivante :

- Vérification 1 :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{t,Rd}} = \frac{7,56}{50,58} = 0,149 < 1 \dots (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification 2 :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} = \frac{7,56}{33,72} + \frac{1,9}{1,4 \times 50,58} = 0,251 < 1 \dots (\text{condition vérifiée})$$

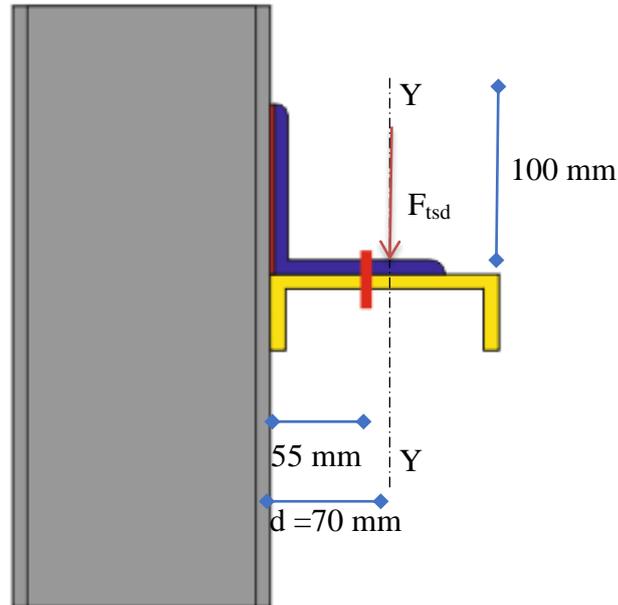
- Vérification 3 :

$$\frac{F_{t,Sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{1,9}{309,133} = 6,146 \times 10^{-3} < 1 \dots (\text{condition vérifiée})$$

- Vérification 4 :

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{7,56}{86,4} = 0,088 < 1 \dots (\text{condition vérifiée})$$

On conclue que boulon de diamètre  $\emptyset = 12 \text{ mm}$  vérifie largement toutes les conditions imposées par le règlement D.T.R.-B.C.-2.44 C.C.M 97.



#### ❖ Cordon de soudure:

##### ➤ Calcul de la gorge

L'épaisseur minimale entre le poteau et cornière de l'assemblage est de 10 mm

D'après le graphe (Annexe B) la gorge doit être entre :

$$3 \text{ mm} < a < 7 \text{ mm}$$

On prend une épaisseur de la gorge de soudure de  $a = 6 \text{ mm}$

$$a \times \sum l = 6 \times (100 + 50 + 50) = 1200 \text{ mm}^2$$

$$\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{F\sqrt{3}}{f_u} = 1 \times \frac{0,219 \times \sqrt{3}}{360} = 1,05 \text{ mm}^2$$

On a :

$$a \times \sum l > \beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{F\sqrt{3}}{f_u}$$

Donc le cordon de soudure avec un gorge de  $a = 6 \text{ mm}$  assure la résistance de notre assemblage.

#### IV.5. Potelet

Les potelets sont plus souvent de profilés en I ou H destinées 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 ondulées) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités comme la figure si dessous montre

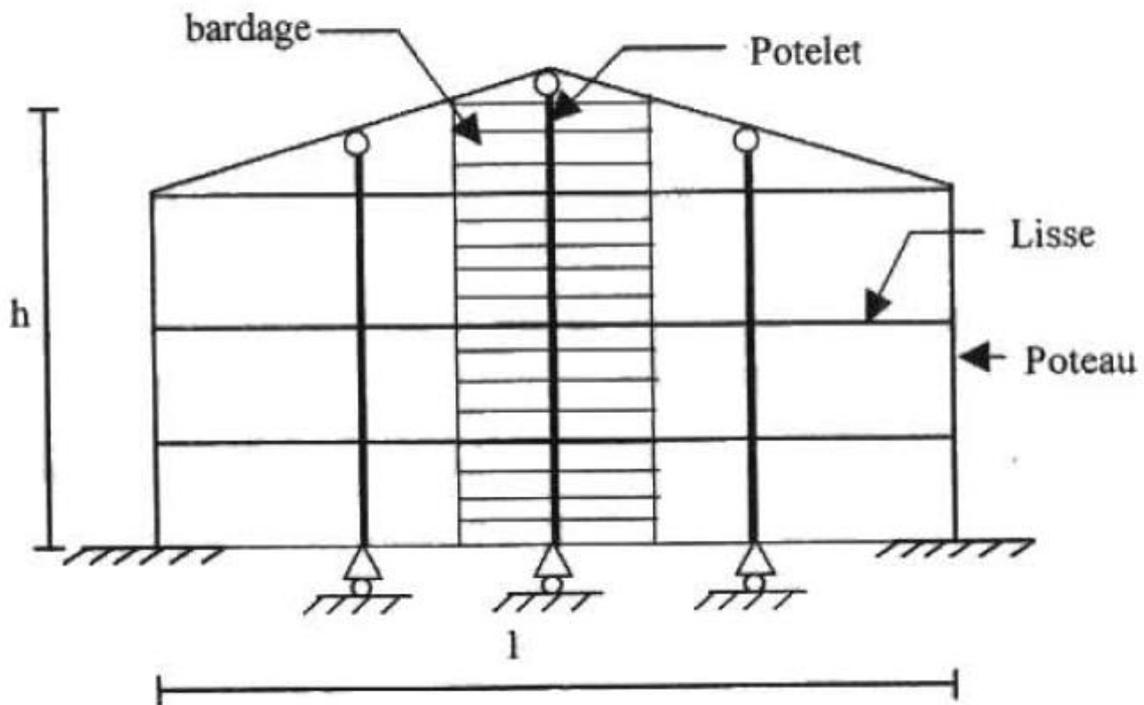


Figure IV.13 : Représentation des potelets

Source :Auteurs

Le potelet travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et a 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.

#### IV.5.1. Dimensionnement des potelets

#### IV.5.2. Effort sollicitant

- Poids du bardage ( $0,192 \text{ kN/m}^2$ )
- Poids des lisses UPN ( $0,16 \text{ kN/ml}$ )
- Action du vent sur pignon ( $w = 0,961 \text{ kN/m}^2$ )

#### IV.5.3. Condition de flèche

Espacement le plus défavorable est  $\text{esp} = 6 \text{ m}$

$$q_w = 6 \times 0,961 = 5,76 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200}$$

$$\begin{aligned} \delta \leq \delta_{\max} &\Rightarrow I \geq \frac{1000 \times q_w \times l^3}{384 \times E} \\ &\Rightarrow I \geq \frac{1000 \times 5,76 \times 1037^3}{384 \times 2,1 \times 10^6} \\ &\Rightarrow I \geq 7965,41 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

#### IV.5.4. Choix du profilé

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	$P$ [kg/m]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$h$ [mm]	$b$ [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	$d$ [mm]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$W_{ply}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{plz}$ [cm <sup>3</sup> ]	$i_y$ [cm]	$i_z$ [cm]
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	248,6	8356	604	628	125	12,5	3,35

Tableau IV.4 : Caractéristiques de l'IPE 300

Source : (ArcelorMittal)

Le profilé IPE300 convient comme potelet.

#### IV.5.5. Moment sollicitant de flexion $M_{sd}$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{(0,961 \times 6) \times 10,37^2}{8} = 77,5 \text{ kN.m}$$

#### IV.5.6. Classe du profilé

a. Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon$$

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

$$- d = 248,6 \text{ mm}$$

$$- t_w = 7,1 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \\ 36\varepsilon = 36 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon \Rightarrow \text{l'âme est de classe 1}$$

b. Classe de la semelle

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

Avec :

$$- C = 75 \text{ mm}$$

$$- t_f = 10,7 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{75}{10,7} = 7 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$$

On conclue que la section globale est de classe 1.

#### IV.5.7. Vérification de la flèche

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 5,76 \times 1037^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 4,94 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{1037}{200} = 5,18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta < \delta_{max}$$

La condition de la flèche est vérifiée

#### IV.5.8. Vérification des contraintes

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

Avec :

$M_{sd}$ : Moment sollicitant ( $M_{sd} = 77,5 \text{ kN.m}$ )

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

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ \frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \left[ \frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

##### a. Calcul de l'effort normal sollicitant $N_{sd}$

- Poids du bardage (0,192 kN/m<sup>2</sup>)
- Poids des lisses UPN (0,16 kN/ml)
- Poids propre du potelet (0,422 kN/ml)
- Espacement du potelet le plus défavorable (6 m)
- Hauteur du bardage (10,85 m)
- Hauteur du potelet (10,37 m)
- Nombre des lisses (5)

$$N_{sd} = (0,192 \times 6 \times 8) + (0,16 \times 6 \times 5) + (0,422 \times 10,37) = 21,67 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{A \times f_y} = \frac{21,67 \times 1,1}{53,8 \times 23,5} = 0,018$$

$$A_w = A - 2b_f \cdot t_f = 53,8 - 2 \times 15 \times 1,07 = 21,7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) = 0,4$$

$$M_{N,Rd} = 628,4 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \left[ \frac{(1-0,018)}{(1-(0,5 \times 0,4))} \right] = 164,79 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 77,5 \text{ kN.m} < M_{N,Rd} = 164,79 \text{ kN.m} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**b. Résistance du potelet au flambement**

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$ : Résistance au flambement.
- $A$  : Section du profilé.
- $\beta_A = 1$  (pour les sections de classe 1).
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- $\chi$  : Coefficient de réduction dépend de  $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$ : Elancement réduit

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

- $\lambda$  : calculé a la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{array} \right.$$

Plan (y-y) :

$$\text{axe } (y-y) \Rightarrow \text{courbe } (a) \Rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1037}{12,46} = 83,22 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{83,22}{93,9} = 0,88$$

Plan (z-z) :

$$\text{axe } (z-z) \Rightarrow \text{courbe } (b) \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{1037}{3,35} = 309,55 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{309,55}{93,9} = 3,29$$

Donc :

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 3,29$$

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{0,0994 \times 1 \times 5380 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 114,24 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 21,67 \text{ kN} < 114,24 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**c. Résistance au voilement par cisaillement**

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 248,6 \text{ mm}$
- $t_w = 7,1 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

Donc pas de vérification le voilement par cisaillement

**d. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :**

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

Avec :

- $A_w$ : Aire de l'âme  $A_w = t_w \times d = 7,1 \times 248,6 = 1765,06 \text{ mm}^2$
- $A_{fc}$ : Aire de la semelle comprimée  $A_{fc} = b_f \cdot t_f = 150 \times 10,7 = 1605 \text{ mm}^2$
- $f_{yt}$ : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ( $f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$ )
- $K$  : Coefficient pris égal a 0,3 pour une semelle de classe 1

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{1765,06}{1605}} = 281,13 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} < K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

(Condition vérifiée)

**e. Résistance du potelet au déversement**

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$  section de classe 1

$\chi_{lt}$  est le facteur de réduction pour le déversement

$\gamma_{M1} = 1,1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$ : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$  (charge uniformément répartie)
- $I_t$ : Moment d'inertie de torsion ( $I_t = 20,12 \text{ cm}^4$ )
- $I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement ( $I_w = 125,9 \times 10^3 \text{ cm}^6$ )
- $I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ( $I_z = 603,8 \text{ cm}^4$ )

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 603,8}{1037^2} \cdot \sqrt{\frac{125,9 \times 10^3}{603,8} + \frac{1037^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 20,12}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 603,8}}$$

$$M_{cr} = 52753834,96 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 628,4 \times 235 \times 10^2}{52753834,96}} = 0,53$$

On calcul :

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

Avec :

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

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,53 - 0,2) + 0,53^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,67$$

$$\Rightarrow \chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,53^2}\right)} = 0,92$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,92 \times 1 \times 628,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 123,51 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 77,5 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 123,51 \text{ kN.m}$  (Condition vérifiée)

## IV.6. Les Contreventements

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

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

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

### IV.6.1. Poutre au vent

A l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis » on a déterminé l'effort sollicitant du à la combinaison  $1,35 G + 1,5 V$  qui influence le plus sur les poutres au vent, de valeur :  $N_{c,sd} = 147,469 \text{ kN}$  dans le cas de compression et  $N_{t,sd} = -122,93 \text{ kN}$

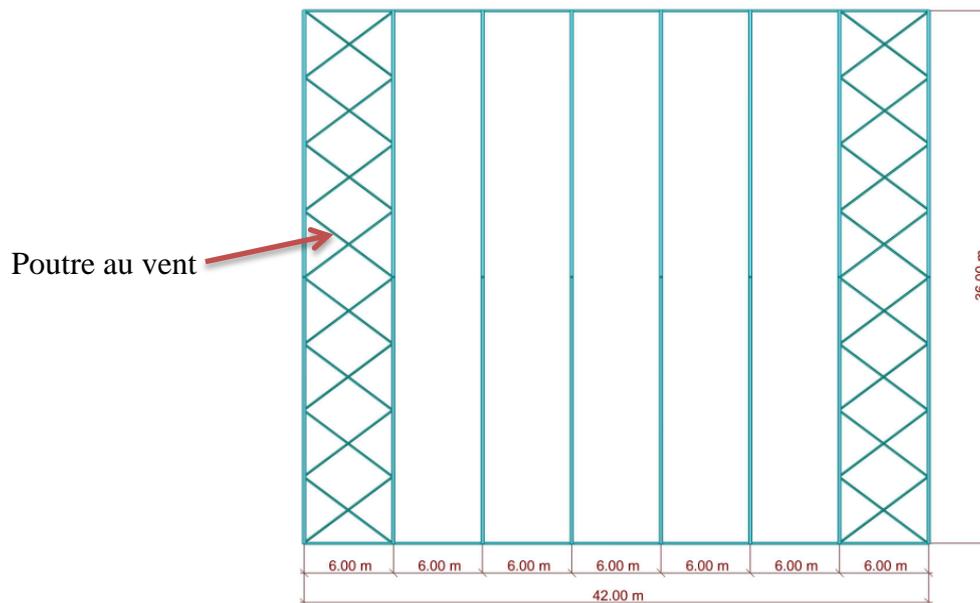


Figure IV.14 : Toiture du hangar

Source : Auteurs

$$F_i = 1,5 \times V \times S_i$$

Avec :

- $S_i$  : Surface afférente de chaque force d'où

$$S_i = e_i \times \frac{h_i}{2}$$

- $V$  : Charge du au vent la plus défavorable

- $e_i$  : Distance entre axes
- $h_i$  : Hauteur par rapport au niveau du sol

Calcul des réactions

**a. Dimensionnement**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} > N_{sd}$$

De ce fait :

$$A_{min} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_{min} \geq \frac{147,469 \times 10^3 \times 1,1}{235} \times 10^{-2} = 6,903 \text{ cm}^2$$

Suite au calcul on prend cornière  $L 65 \times 65 \times 6$  qui a une section de  $A = 7,53 \text{ cm}^2$ , mais après calcul on a été amené à prendre une cornière de  $L 130 \times 130 \times 10$  afin de satisfaire le flambement, les caractéristique de ce dernier tirer du document (ArcelorMittal , p. 50) sont résumé dans Tableau IV.5 :

Désignation	$G$ [kg/ml]	$h = b$ [mm]	$t$ [mm]	$S$ [mm <sup>2</sup> ]	$I_y = I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$i_y = i_z$ [mm]
$L 130 \times 130 \times 10$	19,8	130	10	2520	401,1	39,9

**Tableau IV.5 : Caractéristique de la cornière  $L 130 \times 10$**

Source : (ArcelorMittal )

**b. La classe de la section transversale**

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{h}{t} = \frac{130}{10} = 13$$

On a :

$$\frac{h}{t} < 15\varepsilon$$

Donc suite au Tableau 53.1 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97, La section comprimé est de classe 3.

**c. Vérification à l'état limite ultime**

❖ **Principe de vérification**

Puisque les contreventement sont considéré comme des élément en treillis, ils sont soumie qu'aux effort de traction et de compression à l'ELU, d'où la vérification selon le D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 :

Dans le cas de traction :

- Vérification de résistance des sections transversales

Dans le cas de compression:

- Vérification de résistance des sections transversales
- Stabilité au flambement

❖ **Vérification de résistance des sections transversales**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{2520 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 538,364 kN$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}}$$

Le boulon étant de diamètre  $\phi = 18 \text{ mm}$ , la section nette est de :

$$A_{net} = A - A_b - 2 = 2520 - 20 = 2500 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 2500 \times 360}{1,25} = 648 \text{ kN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{2500 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 534,09 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = 534,09 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 147,469 \text{ kN}$$

On a alors  $N_{t,Rd} > N_{Sd}$  est donc la résistance de la section transversale est vérifier.

❖ **Stabilité au flambement**

La stabilité au flambement doit être vérifiée que si  $\bar{\lambda} > 0,2$

- Calcul de l'élanement réduit :

Du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 §5.5.1.2 (1) l'élanement réduit se détermine selon l'équation suivante :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

Avec :

$\beta_A = 1$  car on a une section de classe 3, comme indiqué dans le règlement D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 §5.5.1.2 (1).

$\lambda$  : est l'élanement pour le mode de flambement à considérer qui est :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : est égale à la longueur suite à la condition d'appuis qui sont (articulé-articulé).

Et  $\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Puisque  $i_y = i_z$  et  $l_y = l_z$  alors :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{3766,56}{39,9} = 94,4$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,913$$

De ce fait :

$$\bar{\lambda} = \frac{94,4}{93,913} \times \sqrt{1} = 1,005$$

$\bar{\lambda} > 0,2$  Donc on doit vérifier la stabilité au flambement.

-

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

Avec :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times \sqrt{1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2}$$

On a  $\frac{h}{b} = 1 < 1,2$  et  $t = 4\text{mm} < 40\text{mm}$  ce qui veut dire que la courbe de flambement Pour l'axe y-y est b et pour l'axe z-z et puisque notre cornière est symétrique alors le facteur d'imperfection sera égale au minimum des deux valeurs prise pour les deux courbe de flambement afin d'avoir le cas le plus défavorable.

$$\alpha = \min(0,34, 0,49) = 0,34$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (1,005 - 0,2) + 1,005^2) = 1,142$$

$$\chi = \frac{1}{1,142 + \sqrt{1,142^2 - 1,005^2}} = 0,594$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,594 \times 1 \times 2520 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 319,645 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 147,469 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 319,645 \text{ kN}$$

Donc la résistance au flambement est vérifiée.

#### d. Calcul de l'assemblage

##### ❖ Dimensionnement de l'assemblage

Les barres sont soumis uniquement aux efforts de traction ou compréhension, se qui traduit en effort de cisaillement dans les boulons.

$$N_{max} = 147,469 \text{ kN}$$

On utilisera des boulons M18 de classe HR 10.9 a fin de réaliser une articulation

- $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$
- Boulon M18,  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times 1,92 \times \frac{1000}{1,25} = 76,8 \text{ kN}$$

L'effort de tranchant reprise par un boulon est :  $F_{v,Sd} = \frac{N_{max}}{n \cdot p}$

Avec :

- n : nombre de boulon
- p : plan de cisaillement  $p = 1$

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd} \Rightarrow n = \frac{N_{max}}{F_{v,Rd} \cdot p} = \frac{147,469}{76,8 \times 1} = 1,92$$

$\Rightarrow$  on prend  $n = 2$  Boulon

On opte pour un gousset de 10 mm et 2 boulons M18 de classe 10.9

❖ Disposition des boulons

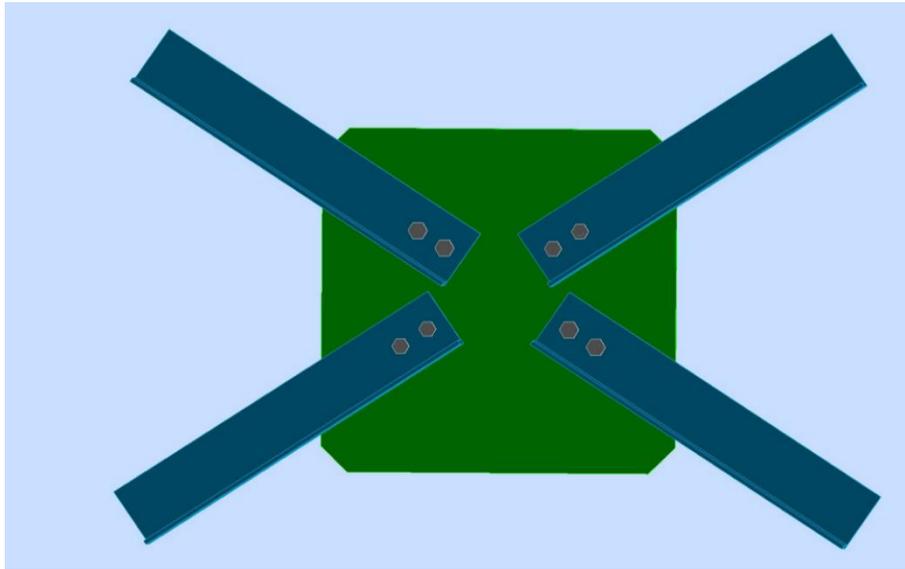


Figure IV.15 : Assemblage poutre au vent

Source :Auteurs

- $d_0 = 20mm$
- $t_{max} = t_{gousset} = 10mm$

$$1,2d_0 \leq e \leq 12 t_{max}$$

$$24mm \leq e \leq 120mm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} e_1 = 40 mm \\ e_2 = 60mm \end{cases}$$

$$2,2d_0 \leq p \leq 14t_{max}$$

$$44mm \leq p \leq 140mm$$

$$\Rightarrow p = 60mm$$

❖ Vérification pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,66$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 0,66 \times 18 \times 10 \times \frac{0,36}{1,25}$$

$$F_{p,rd} = 85,536 kN$$

$$\Rightarrow F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n \cdot p} = \frac{147,469}{2 \times 1} = 73,73 kN < F_{p,rd} = 85,536 kN \text{ (Condition vérifiée)}$$

### IV.6.2. Poutre de stabilité

A l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis » on a déterminé l'effort sollicitant due à la combinaison  $1,35 G + 1,5 V$  qui influence le plus sur les poutres au vent, de valeur :  $N_{c,sd} = 73,681 kN$  dans le cas de compression et  $N_{t,sd} = -56,88 kN$

#### a. Dimensionnement

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} > N_{sd}$$

De ce fait :

$$A_{min} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_{min} \geq \frac{73,681 \times 10^3 \times 1,1}{235} \times 10^{-2} = 3,448 \text{ mm}^2$$

Suite au calcul on prend cornière  $L 45 \times 45 \times 4$  qui a une section de  $A = 3,49 \text{ cm}^2$ , mais après calcul on a été amené à prendre une cornière de  $L 120 \times 120 \times 8$  afin de satisfaire le flambement, les caractéristiques de ce dernier tirées du document (ArcelorMittal, p. 50) sont résumées dans le Tableau IV.5 :

Désignation	$G [kg/ml]$	$h = b [mm]$	$t [mm]$	$S [mm^2]$	$I_y = I_z [cm^4]$	$i_y = i_z [mm]$
$L 120 \times 120 \times 8$	14,7	120	8	1870	255,4	36,9

Tableau IV.6 : Caractéristique de la cornière  $L 120 \times 120 \times 8$

Source : (ArcelorMittal)

#### b. La classe de la section transversale

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{h}{t} = \frac{65}{8} = 8,125$$

On a :

$$\frac{h}{t} < 10\varepsilon$$

Donc suite au Tableau 53.1 du C.C.M 97 la section comprimée est de classe 1.

#### c. Vérification à l'état limite ultime

##### ❖ Principe de vérification

Puisque les contreventement sont considérer comme des élément en treillis, ils sont soumie qu'aux effort de traction et de compression à l'ELU, d'où la vérification selon le D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 :

Dans le cas de traction :

- Vérification de résistance des sections transversales

Dans le cas de compression:

- Vérification de résistance des sections transversales
- Stabilité au flambement

❖ **Vérification de résistance des sections transversales**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{1870 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 399,5 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}}$$

Le boulon étant de diamètre  $\phi = 18 \text{ mm}$ , la section nette est de :

$$A_{net} = A - A_b - 2 = 1870 - 20 = 1850 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 1850 \times 360}{1,25} \times 10^{-3} = 479,52 \text{ kN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{1850 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 395,22 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = 395,22 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 73,681 \text{ kN}$$

On a alors  $N_{t,Rd} > N_{Sd}$  est donc la résistance de la section transversale est vérifier.

❖ **Stabilité au flambement**

La stabilité au flambement doit être vérifiée que si  $\bar{\lambda} > 0,2$

- Calcul de l'élanacement réduit :

Du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 §5.5.1.2 (1) l'élancement réduit se détermine selon l'équation suivante :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_A}$$

Avec :

$\beta_A = 1$  car on a une section de classe 1, comme indiqué dans le règlement D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 §5.5.1.2 (1).

$\lambda$  : est l'élancement pour le mode de flambement à considérer qui est :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : est égale à la longueur suite à la condition d'appuis qui sont (articulé-articulé).

$$\text{Et } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Puisque  $i_y = i_z$  et  $l_y = l_z$  alors :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{3104,48}{36,9} = 84,142$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,913$$

De ce fait :

$$\bar{\lambda} = \frac{84,142}{93,913} \times \sqrt{1} = 0,96$$

$\bar{\lambda} > 0,2$  Donc on doit vérifier la stabilité au flambement.

-

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

Avec :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

On a  $\frac{h}{b} = 1 < 1,2$  et  $t = 4mm < 40mm$  ce qui veut dire que la courbe de flambement Pour l'axe y-y est b et pour l'axe z-z et puisque notre cornière est symétrique alors le facteur

d'imperfection sera égale au minimum des deux valeurs prise pour les deux courbe de flambement afin d'avoir le cas le plus défavorable.

$$\alpha = \min(0,34, 0,49) = 0,34$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,96 - 0,2) + 0,96^2) = 1,019$$

$$\chi = \frac{1}{1,019 + \sqrt{1,019^2 - 0,96^2}} = 0,664$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,664 \times 1 \times 940 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 265,18 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 73,681 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 265,18 \text{ kN}$$

Donc la résistance au flambement est vérifiée.

❖ **disposition des boulons**

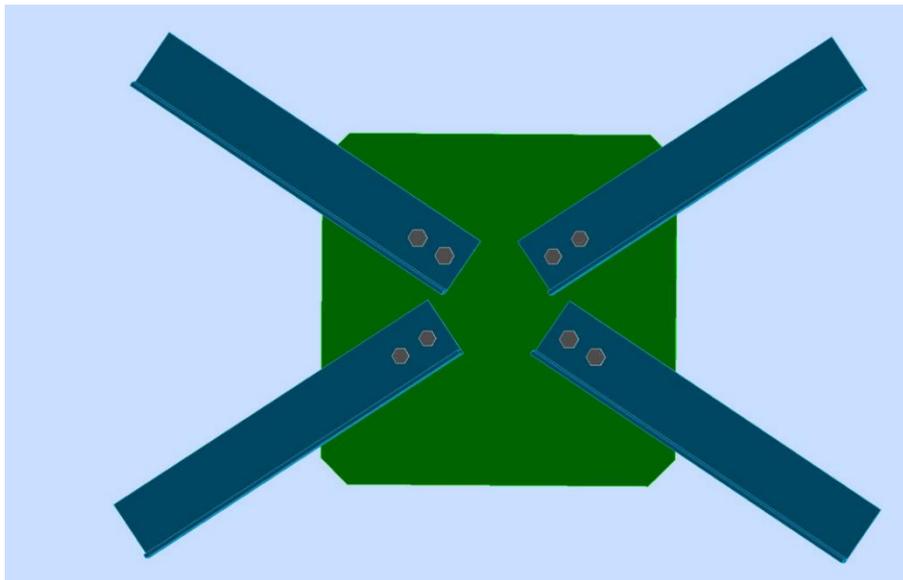


Figure IV.16 : Assemblage poutre au vent

Source :Auteurs

- $d_0 = 20 \text{ mm}$
- $t_{max} = t_{gousset} = 10 \text{ mm}$

$$1,2d_0 \leq e \leq 12 t_{max}$$

$$24 \text{ mm} \leq e \leq 120 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} e_1 = 40 \text{ mm} \\ e_2 = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

$$2,2d_0 \leq p \leq 14t_{max}$$

$$44mm \leq p \leq 140mm$$

$$\Rightarrow p = 60mm$$

❖ Vérification pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot f_u / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,66$$

$$F_{p,rd} = 2,5 \times 0,66 \times 18 \times 10 \times \frac{0,36}{1,25}$$

$$F_{p,rd} = 85,536 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{n \cdot p} = \frac{73,681}{2 \times 1} = 36,84 \text{ kN} < F_{p,rd} = 85,536 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

## IV.7. Les poutres sablière

### IV.7.1. Efforts sollicitant

A l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis » les sollicitations sur la poutre sablière dans le cas le plus défavorable on été déterminer comme suite :

$$N_{sd} = 37,545 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 0,221 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 0,68 \text{ kN.m}$$

### IV.7.2. Caractéristique de la poutre sablière

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	$P$ [kg/m]	$A$ [cm <sup>2</sup> ]	$h$ [mm]	$b$ [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [mm]	$d$ [mm]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$W_{ply}$ [cm <sup>3</sup> ]	$W_{plz}$ [cm <sup>3</sup> ]	$I_t$ [cm <sup>4</sup> ]	$I_w$ [cm <sup>6</sup> ]
HEA120	19,9	25,3	114	120	8	5	74	606,2	230,9	119,5	58,85	5,99	6470

### IV.7.3. La classe de la section transversale

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

#### a. Semelle comprimé

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{120}{2 \times 8} = 7,5$$

On a :

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon$$

Donc suite au Tableau 53.1 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 La semelle comprimé est de classe 1.

#### b. L'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8$$

On a :

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

Donc suite au Tableau 53.1 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 L'âme fléchie est de classe 1.

On peut conclure que notre section est de classe 1

#### IV.7.4. Vérification à l'état limite de service

Apartir du logicielle « Robot Structural Analysis » la flèche été déterminer de :  $\delta = 18 \text{ mm}$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

On à  $\delta < \delta_{max}$  donc la poutre sablière a vérifier

#### IV.7.5. Vérification à l'état limite ultime

##### a. Résistance de la poutre au déversement

Selon le §5.5.2. (7) D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement si  $\overline{\lambda}_{Lt} \leq 0,4$ .

On a

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \dots \text{§5.5.2. (5) (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97)}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$  section de classe 1 §5.5.2. (1) (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97)
- $M_{cr}$ : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{I_w + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \text{ eq B.1 (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97)}$$

Avec :

- $C_1 = 1,285$  (charge uniformément répartie avec un encastrement aux appuis)
- $I_t$ : Moment d'inertie de torsion ( $I_t = 5,99 \text{ cm}^4$ )
- $I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement ( $I_w = 6470 \text{ cm}^6$ )
- $I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ( $I_z = 230,9 \text{ cm}^4$ )

$$M_{cr} = 1,285 \times \frac{\pi^2 \times 210\,000 \times 230,9 \times 10^4}{6000^2} \times \sqrt{\frac{6470 \times 10^6}{230,9 \times 10^4} + \frac{6000^2 \times 80769,231 \times 5,99 \times 10^4}{\pi^2 \times 210\,000 \times 230,9 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 33819413,72 \text{ N.mm}$$

Alors :

$$\overline{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 119,5 \times 10^3 \times 235}{33819413,72}} = 0,911$$

On a  $\overline{\lambda}_{lt} = 0,911 > 0,4$  donc on doit vérifier déversement.

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

Avec :

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

$\alpha_{lt} = 0,21$  Pour les profilés laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,911 - 0,2) + 0,911^2]$$

$$\phi_{lt} = 0,99$$

$$\Rightarrow \chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,99 + \sqrt{0,99^2 - 0,911^2}\right)} = 0,73$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,73 \times 1 \times 119,5 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 18,547 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0,68 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 18,547 \text{ kN.m}$$

(Condition vérifiée)

## **Chapitre V : Étude d'une structure métallique à ossature ordinaire**

## V.1. Introduction

Les portiques qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composés de traverses, qui supportent les pannes, et des poteaux qui supportent les traverses. Cette ossature a pour fonction première de supporter les charges et actions agissants sur la structure et les transmettre aux fondations. Elle doit ensuite permettre la fixation des éléments d'enveloppe (toiture et façades) et de séparation intérieure.

## V.2. Traverse

### V.2.1. Charge prise par la traverse

Les charges pris par la traverse sont :

- La charge permanente :
  - o Le poids de la tôle
  - o Le poids des pannes
  - o Le poids propre de la traverse
- La charge d'exploitation
- La charge de la neige
- La charge due à l'action du vent

### V.2.2. Dimensionnement de la traverse :

Après introduction des charges sur la structure, le « Robot Structural Analysis » nous a proposé comme profilé HEB 320 pour les membrures, ses caractéristiques sont les suivantes :

	$G [kg/ml]$	$h [mm]$	$b [mm]$	$t_w [mm]$	$t_f [mm]$	$d [mm]$	$S [cm^2]$	$I_y [cm^4]$	$I_z [cm^4]$
HEB 320	127	320	300	11,5	20,5	225	170,9	30820	9239

Tableau V.1 : Caractéristiques de la traverse HEB 320

### V.2.3. Sollicitation de la traverse :

Pour assurer la vérification selon le règlement, on détermine à partir du logiciel « Robot Structural Analysis » pour nous donner les efforts les plus défavorables :

$$N_{sd} = 77.735 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -230.97 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = -0.88 \text{ kN.m}$$

$$V_{y,sd} = 0.408 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = 50.309 \text{ kN}$$

#### V.2.4. La classe de la section transversale

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

##### a. Semelle comprimé

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{300}{2 \times 20,5} = 7,317$$

On a :

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon$$

Donc suite au Tableau 53.1 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 La semelle comprimé est de classe 1.

##### b. L'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{11,5} = 19,565$$

On a :

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

Donc suite au Tableau 53.1 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 L'âme fléchie est de classe 1.

On peut conclure que notre section est de classe 1

#### V.2.5. Vérification à l'état limites de service

On a alors  $f_{max_y} < f_{adm}$  donc la section est vérifiée à l'état limite de service

##### a. Flèche par rapport au plan y-y :

La flèche admissible de la membrure est calculée par le logiciel « Robot Structural Analysis » :

$$f_{max_y} = 18,31 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{18220}{200} = 91,10 \text{ mm}$$

On a alors  $f_{max_y} < f_{adm}$  donc la section est vérifiée pour la flexion par rapport à l'axe y-y.

**b. Flèche par rapport au plan z-z :**

La flèche admissible de la membrure est calculée par le logiciel « Robot Structural Analysis » :

$$f_{max_y} = 1,31 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{9820}{200} = 49,10 \text{ mm}$$

On a alors  $f_{max_y} < f_{adm}$  donc la section est vérifiée pour la flexion par rapport à l'axe z-z.

**V.2.6. Vérification à l'état limites ultimes**

Les pannes de cette structure sont soumises à une flexion bi-axiale sous les différentes combinaisons ce qui nous amène selon le D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 à devoir vérifier :

- La résistance des sections transversales
- La stabilité au déversement
- La stabilité au voilement par cisaillement
- La stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

**a. Résistance des sections transversales :**

La sollicitation est une flexion bi axiale, selon le §5.4.5.4 du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97, il faut vérifier la résistance de cette section transversales avec l'équation (5.35) du situer dans § 5.4.8.1 (10) du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 comme suite :

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,sd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,sd}} \right]^\beta \leq 1$$

- Calcul Moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial, cela suite à l'équation (5.25) et (5.26) du § 5.4.8.1(4) de D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 qui précise que:

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl.y,Rd} \times \frac{1-n}{1-0,5a} \quad \text{Avec : } M_{Ny,Rd} < M_{pl.y,Rd}$$

Et

$$\begin{cases} M_{Nz,Rd} = M_{pl.z,Rd} & \text{Si: } n \geq a \\ M_{Nz,Rd} = M_{pl.z,Rd} \times \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right) \right] & \text{Si: } n < a \end{cases}$$

D'où :

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

Et

$$a = \frac{A-2bt_f}{A} \quad \text{Avec: } a \leq 0,5$$

De ce fait :

$n = 0$  (Car il n'y a pas d'effort normal appliqué sur la panne.)

Et

$$a = \frac{17090 - 2 \times 300 \times 20,5}{17090} = 0,28$$

Selon §5.4.5.1. (1). (a) du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97, le moment de résistance plastique se calcul par :

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Donc le moment de résistance plastique selon l'axe y-y est :

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{2149 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 468,718 \text{ kN.m}$$

Et le moment de résistance plastique selon l'axe z-z est :

$$M_{pl.z.Rd} = \frac{939,1 \times 10^3 \times 235}{1,1} \times 10^{-6} = 200,626 \text{ kN.m}$$

Donc le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial suivant l'axe y-y est :

$$M_{Ny.Rd} = 468,718 \times \frac{1}{1 - 0,5 \times 0,28} = 545,021 \text{ kN.m}$$

Puisque  $M_{Ny.Rd} > M_{pl.y.Rd}$  alors on prend  $M_{Ny.Rd} = M_{pl.y.Rd} = 468,718 \text{ kN.m}$

Et le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axial suivant l'axe z-z est :

$$M_{Nz.Rd} = 200,626 \times \left[ 1 - \left( \frac{-0,28}{1 - 0,28} \right) \right] = 278,647 \text{ kN.m}$$

- Moment sollicitant :

$$M_{y,sd} = -230,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = -0,88 \text{ kN.m}$$

$$\left[ \frac{-230,97}{468,718} \right]^2 + \left[ \frac{-0,88}{278,647} \right]^1 = 0,24 < 1$$

Donc résistance des sections transversales du profiler HEB 320 est vérifiée.

**b. Stabilité au déversement**

Selon le §5.5.2. (7) (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97) il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement si  $\overline{\lambda}_{Lt} \leq 0,4$ .

On a

$$\overline{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \dots \text{§5.5.2. (5) (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97)}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$  section de classe 1 §5.5.2. (1) (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97)
- $M_{cr}$ : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \text{ eq B.1 (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97)}$$

Avec :

- $C_1 = 1,285$  (charge uniformément répartie avec un encastrement aux appuis)
- $I_t$ : Moment d'inertie de torsion ( $I_t = 225,1 \text{ cm}^4$ )
- $I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement ( $I_w = 2598,539 \times 10^3 \text{ cm}^6$ )
- $I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ( $I_z = 9239 \text{ cm}^4$ )

$$M_{cr} = 1,285 \times \frac{\pi^2 \times 210\,000 \times 9239 \times 10^4}{1822^2} \times \sqrt{\frac{2598,539 \times 10^3}{9239} + \frac{1822^2 \times 80769,231 \times 225,1}{\pi^2 \times 210\,000 \times 9239}}$$

$$M_{cr} = 434308233,9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Alors :

$$\overline{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 628,4 \times 235 \times 10^2}{52753834,96}} = 0,341$$

On a  $\overline{\lambda}_{lt} = 0,341 < 0,4$  donc on ne tient pas compte du déversement.

**c. Stabilité au voilement par cisaillement**

Selon le § 5.6.1.(1) du D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97 le voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport  $d/t_w$  supérieur à  $69\varepsilon$ .

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{11,5} = 19,565$$

On a :

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

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

**d. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme**

Selon le § 5.7.7. (1) D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97, la stabilité au flambement est assurée si la condition suivante est vérifiée

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

- $A_w = (h - 2t_f) \times t_w = (320 - 2 \times 20,5) \times 11,5 = 3208,5 \text{ mm}^2$
- $A_{fc} = b \times t_f = 300 \times 20,5 = 6150 \text{ mm}^2$
- $k = 0,30$  pour une semelle de classe 1 se référer au § 5.7.7.(2) (D.T.R.-B.C. 2.44 C.C.M.97)

$$k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,30 \times \frac{210\,000}{235} \times \sqrt{\frac{3208,5}{6150}} = 193,636$$

$$\frac{d}{t_w} = 19,565$$

Puisque:

$$\frac{d}{t_w} = 19,565 < k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 193,636$$

Alors Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme est vérifiée.

### V.3. Poteau

#### V.3.1. Justification des poteaux

Après plusieurs essais sur logiciel de calcul Robot, le profilé **HEA 400** a assuré la stabilité vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

#### V.3.2. Effort sollicitant

- $M_{sd} = 483,78 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 153,31 \text{ kN}$

V.3.3. Caractéristique du profilé HEA 360

Profilé	poids	section	Dimensions (mm)					Caractéristique					
	P (kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )	h	b	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	d	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
HEA 400	125	159	390	300	19	11	298	45070	8564	2562	872,9	16,84	7,34

V.3.4. Classe de la section transversale du poteau

a. Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon$$

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 298 \text{ mm}$
- $t_w = 11 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09 \\ 36\varepsilon = 36 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon \Rightarrow \text{l'âme est de classe 1}$$

b. Classe de la semelle :

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

Avec :

- $C = 150 \text{ mm}$
- $t_f = 19 \text{ mm}$
- $\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{la semelle est de classe 1}$

On conclue que la section transversal du poteau est de classe 1.

V.3.5. Condition de résistance

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

Avec :

$$\begin{aligned}
 - M_{pl,Rd} &= \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 547,33 \text{ kN.m} \\
 - N_{pl,Rd} &= \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15900 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 3396,818 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{483,78}{547,33}\right)^1 + \left(\frac{153,31}{3396,818}\right)^2 = 0,88 < 1 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

### V.3.6. Résistance au flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$ : Résistance au flambement.
- $\beta_A = 1$  (pour les sections de classe 1).
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- $\chi$ : Coefficient de réduction dépend de  $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$ : Elancement réduit

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

➤  $\lambda$ : calculé a la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{800 \times 0,5}{16,84} = 23,75 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{23,75}{93,9} = 0,25$$

Plan (z-z) :

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

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{800 \times 0,5}{7,34} = 54,5 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{54,5}{93,9} = 0,58$$

Donc :

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,58$$

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{0,8465 \times 1 \times 15900 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2875,4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 153,31 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 2289,28 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## V.4. Assemblages

### V.4.1. Poteau-traverse

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assembles. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

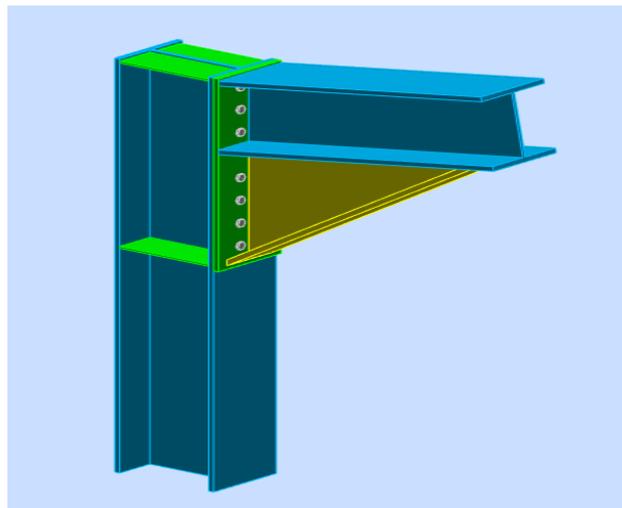


Figure V.1 : Assemblage poteau-traverse

Source : Auteurs

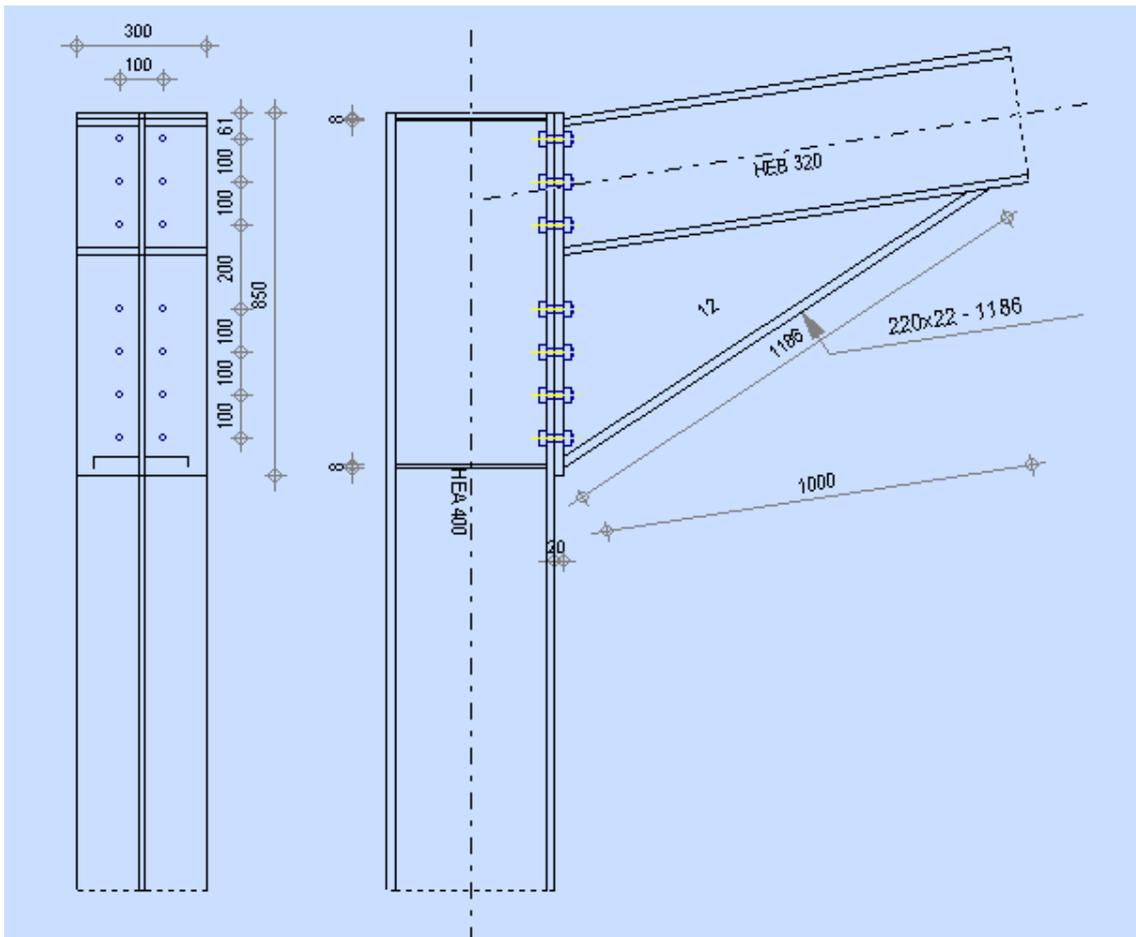


Figure V.2 Détail assemblage poteau-traverse

Source : Auteurs

**a. Effort sollicitant :**

- $N_{sd} = 110,76 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 104,267 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 483,78 \text{ kN.m}$

**b. Soudure de platine :**

❖ **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 20 \text{ mm} \Rightarrow a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = 17,5 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times 17,5 = 12,25 \text{ mm}$

**On prend un cordon de soudure d'épaisseur  $a = 12 \text{ mm}$**

❖ **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d \leq R_s$$

Avec :

$$- N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{483,78 \times 10^3}{350} + 110,76 = 1492,98 \text{ kN}$$

$$- R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \times \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 12 \sqrt{2} \times 600 \times 10^{-3}}{1,1} = 1522,72 \text{ kN}$$

$$N_d = 1492,98 \text{ kN} < R_s = 1522,72 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$- R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \times \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 12 \sqrt{2} \times 558 \times 10^{-3}}{1,1} = 1416,13 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 104,267 \text{ kN} < R_s = 1416,13 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**c. Disposition constructive :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 7 boulons HR10.9  $\phi$  18mm.

❖ **Pince longitudinale  $e_1$  :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$- d_0 = \phi + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$- t = 20 \text{ mm}$$

$$24 \text{ mm} < e_1 < 240 \text{ mm}$$

On prend  $e_1 = 100 \text{ mm}$

❖ **Pince transversal  $e_2$  :**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend  $e_2 = 100 \text{ mm}$

**d. Calcul des boulons sollicités en traction :**

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 153,6 \text{ kN}$$

$$D_1 = 61\text{mm}$$

$$D_2 = 61 + 100 = 161\text{mm}$$

$$D_3 = 161 + 100 = 261\text{mm}$$

$$D_4 = 261 + 200 = 461\text{mm}$$

$$D_5 = 461 + 100 = 561\text{mm}$$

$$D_6 = 561 + 100 = 661\text{mm}$$

$$D_7 = 661 + 100 = 761\text{mm}$$

$$M_R = 2 \times T_R(0,761 + 0,661 + 0,561 + 0,461 + 0,261 + 0,161 + 0,061) = 899,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 483,78 \text{ kN.m} < M_R = 899,17 \text{ kN.m}$$

(Condition vérifiée)

**e. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :**

$$V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$- V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 192 = 76,8 \text{ kN}$$

$$- V_d = \frac{V_{sd}}{14} = \frac{104,267}{14} = 7,44 \text{ kN}$$

$$V_d = 7,44 \text{ kN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 69,81 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**f. Vérification de la pression diamétrale :**

$$V_d \leq \frac{L_R}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$- L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 18 \times 20 \times 10^{-3} = 311,04 \text{ kN}$$

$$V_d = 7,44 \text{ kN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 282,76 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

**V.4.2. Traverse-traverse**

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Les jarrets qui figurent sous les traverses permettent d'obtenir un bras de levier

assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

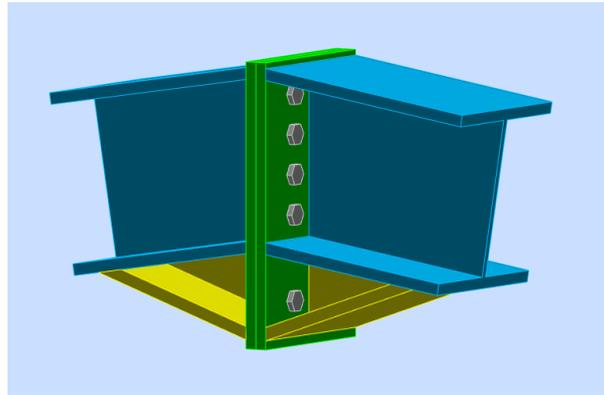


Figure V.3 : Assemblage traverse-traverse

Source : Auteurs

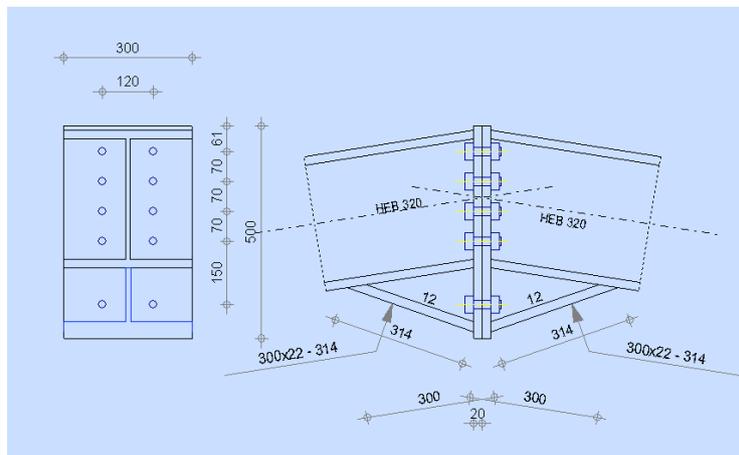


Figure V.4 : Détail assemblage traverse-traverse

Source : Auteurs

**a. Effort sollicitant :**

- $N_{sd} = 7,986 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 209,21 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 0,663 \text{ kN}$

**b. Soudure de la platine :**

❖ **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_f = 20,5 \text{ mm}$  donc  $a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = t_{platine} = 20 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 14$   
On prend  $a = 9 \text{ mm}$

❖ **Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d \leq R_s$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{209,21 \times 10^3}{320} + 7,986 = 661,76 \text{ kN}$
- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \times \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 9 \sqrt{2} \times 600 \times 10^{-3}}{1,1} = 1142,04 \text{ kN}$

$$N_d = 661,76 \text{ kN} < R_s = 1142,04 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

❖ **Soudure de l'âme :**

$$V_{sd} \leq R_s$$

- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \times \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 9 \sqrt{2} \times 558 \times 10^{-3}}{1,1} = 1062,09 \text{ kN}$

$$V_{sd} = 0,663 \text{ kN} < R_s = 1062,09 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**c. Disposition constructive :**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 5 boulons HR10.9  $\phi$  20mm.

❖ **Pince longitudinale  $e_1$  :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = \phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
- $t = 20 \text{ mm}$

$$24 \text{ mm} < e_1 < 240 \text{ mm}$$

On prend  $e_1 = 120 \text{ mm}$

❖ **Pince transversal  $e_2$  :**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend  $e_2 = 70 \text{ mm}$

**d. Calcul des boulons sollicités en traction :**

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 196 \text{ kN}$$

$$D_1 = 61 \text{ mm}$$

$$D_2 = 61 + 70 = 131 \text{ mm}$$

$$D_3 = 131 + 70 = 201 \text{ mm}$$

$$D_4 = 201 + 70 = 271 \text{ mm}$$

$$D_5 = 271 + 150 = 421 \text{ mm}$$

$$M_R = 2 \times T_R(0,421 + 0,271 + 0,201 + 0,131 + 0,061) = 425,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 209,21 \text{ kN.m} < M_R = 425,32 \text{ kN.m}$$

(Condition vérifiée)

**e. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :**

$$V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$- V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 98 \text{ kN}$$

$$- V_d = \frac{V_{sd}}{10} = \frac{0,663}{10} = 0,0663 \text{ kN}$$

$$V_d = 0,0663 \text{ kN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 89,1 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**f. Vérification de la pression diamétrale :**

$$V_d \leq \frac{L_R}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$- L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 20 \times 20 \times 10^{-3} = 345,6 \text{ kN}$$

$$V_d = 0,0663 \text{ kN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 314,18 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

V.4.3. Assemblage pied de poteau

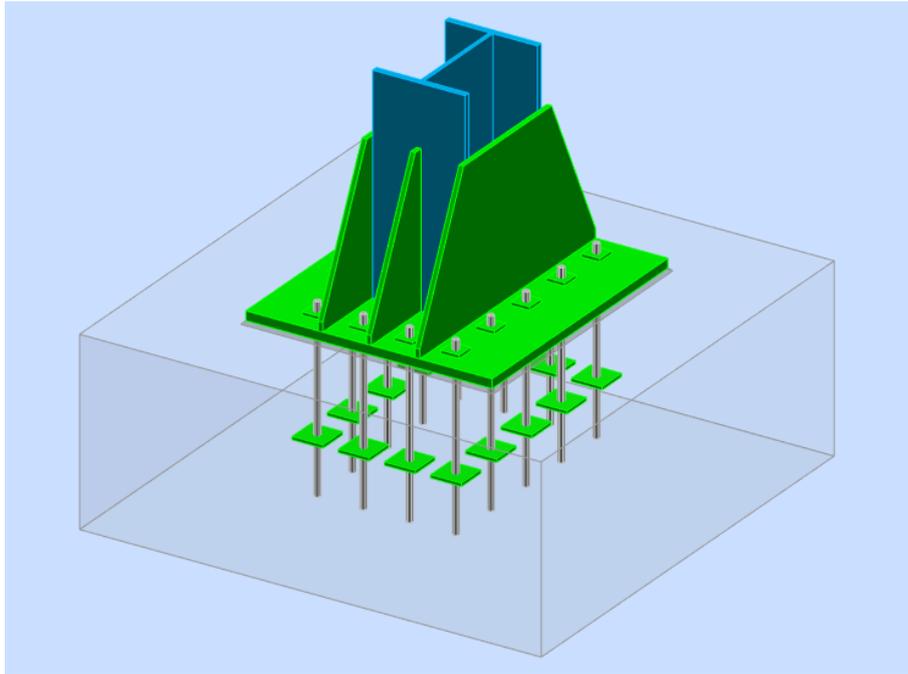


Figure V.5 : Assemblage pied de poteau

Source : Auteurs

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

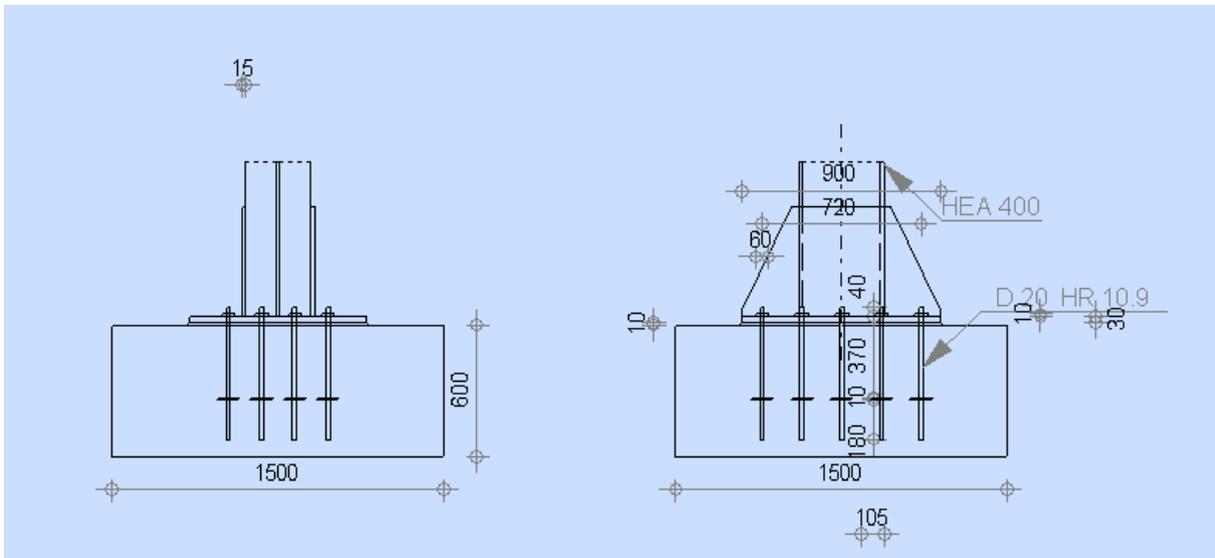


Figure V.6 : Détail assemblage pied de poteau (vue vertical)

Source : Auteurs

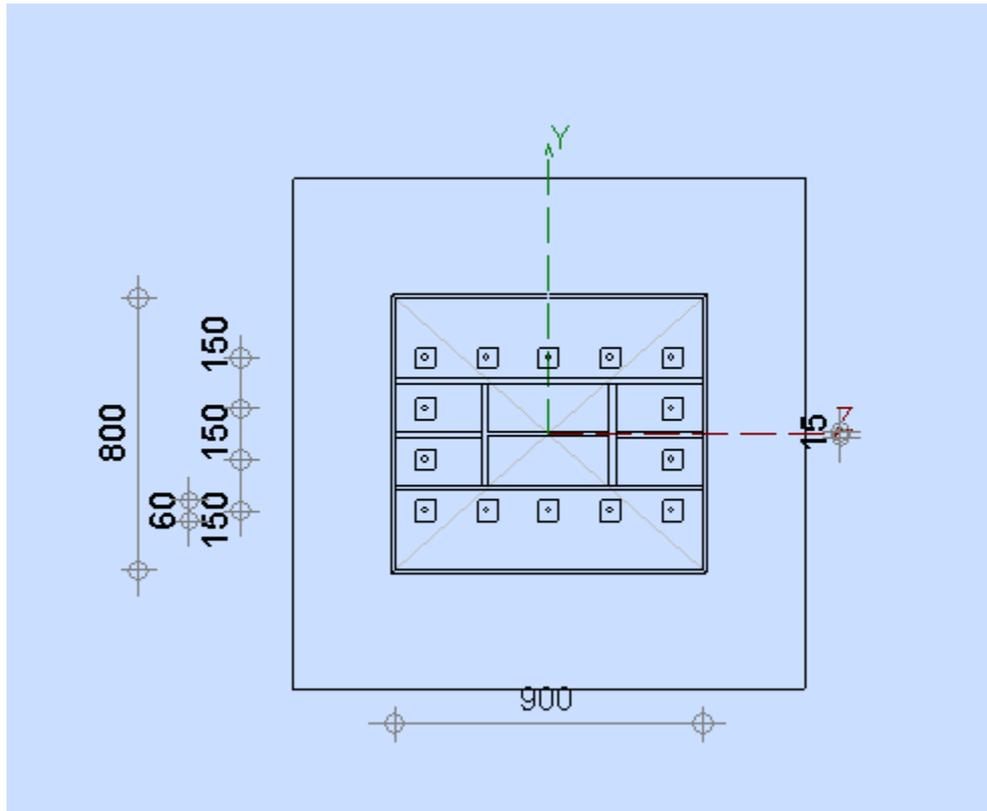


Figure V.7 : Détail assemblage pied de poteau (vue horizontale)

Source : Auteurs

**a. Effort sollicitant :**

- $N_{t,sd} = 139,517 \text{ kN}$
- $N_{c,sd} = -139,517 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 399,78 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 110,431 \text{ kN}$

**b. Dimensionnement de la plaque d'assise :**

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

❖ **Cordon de soudure**

Semelle  $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 19 = 13,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } a_s = 15 \text{ mm}$

Ame  $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 11 = 7,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } a_a = 15 \text{ mm}$

❖ **Surface de la platine :**

$a \geq h + 2a_s \geq 390 + (2 \times 15) = 420 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } a = 900 \text{ mm}$

$$b \geq b + 2a_s \geq 300 + (2 \times 15) = 330 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } b = 800 \text{ mm}$$

❖ **Épaisseur de la platine :**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 255 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{139,517}{900 \times 800} = 0,0193 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$t \geq 255 \sqrt{\frac{3 \times 0,0193}{24}} = 12,52 \text{ mm}$$

L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur  $t = 30$  mm

**c. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :**

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{139,517 \times 10^2}{900 \times 800} = 1,93 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_b = 80 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

(Condition vérifiée)

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

-  $M_e$  est le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \text{ et } \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 1,93 \times 80 \frac{25,5^2}{2} = 50199 \text{ daN} \cdot \text{cm} \\ M_e = \sigma_e \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{800 \times 30^2}{6} = 288000 \text{ daN} \cdot \text{cm} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} < M_e$$

(Condition vérifiée)

**d. Vérification de la tige d'ancrage :**

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{N}{14}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ daN/m}^3$  (dosage du béton)
- $r = 3\phi$
- $l_1 = 20\phi$
- $l_2 = 2\phi$
- $d_1$ : la distance la plus petite de l'axe de la tige a une paroi du massif en béton ( $d_1 = 40 \text{ mm}$ )

$$0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{13951,7}{14} = 996,55 \text{ daN}$$

$$0,015375\phi^2 - 0,05\phi - 1 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,253 \rightarrow \phi \geq 9,85 \text{ mm}$$

On adapte  $\phi = 30 \text{ mm}$

**e. Condition d'équilibre du BAEL :**

$$\frac{N}{14} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \phi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\phi$
- $T_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\phi_s = 1$  (rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\Rightarrow F_A = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 33 = 71251,3 \text{ N}$$

$$\frac{N}{14} = 9,9655 \text{ kN} < F_A = 71,251 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V.4.4. Pied de potelet

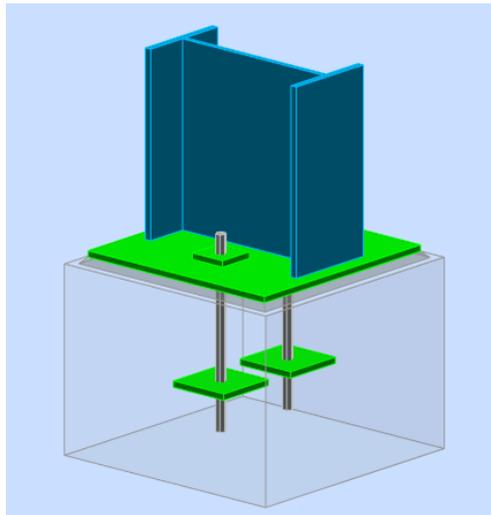


Figure V.8 : Assemblage pied de potelet

Source : Auteurs

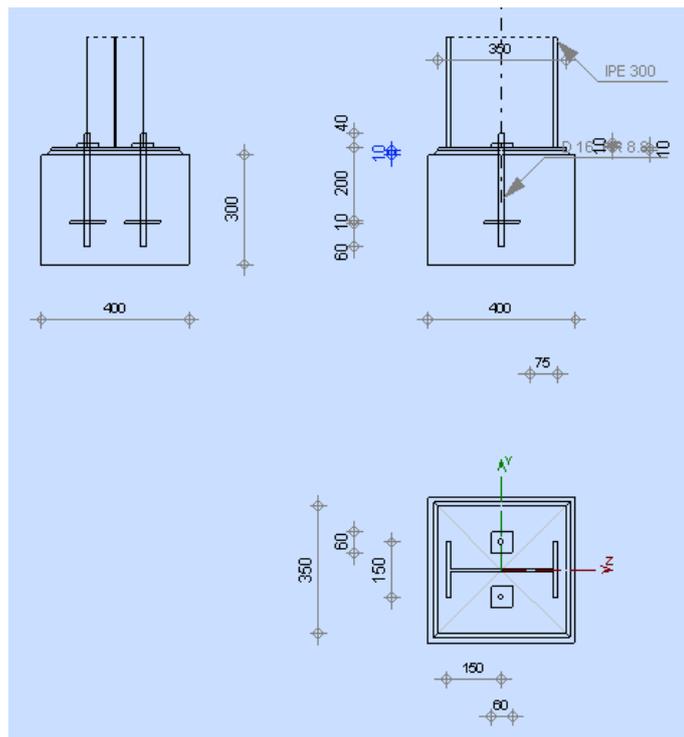


Figure V.9 : Détail assemblage pied de potelet

Source : Auteurs

**a. Effort sollicitant :**

- $N_{t,sd} = 21,353 \text{ kN}$
- $N_{c,sd} = -21,353 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 36,265 \text{ kN}$

**b. Dimensionnement de la plaque d'assise**

❖ **Cordon de soudure :**

Semelle  $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 10,7 = 7,5 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend  $a_s = 8 \text{ mm}$   
 Ame  $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,1 = 5 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend  $a_a = 8 \text{ mm}$

❖ **Surface de la platine :**

$a \geq h + 2a_s \geq 300 + (2 \times 8) = 316 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend  $a = 350 \text{ mm}$   
 $b \geq b + 2a_s \geq 150 + (2 \times 8) = 166 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend  $b = 350 \text{ mm}$

❖ **Epaisseur de la platine :**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 100 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{2135,3}{350 \times 350} = 0,0174 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$t \geq 100 \sqrt{\frac{3 \times 0,0174}{24}} = 4,66 \text{ mm}$$

On prend  $t=10 \text{ mm}$

**c. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :**

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{2135,3}{350 \times 350} = 1,74 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

(Condition vérifiée)

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

- $M_e$  est le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{\nu} \text{ et } \frac{I}{\nu} = \frac{b \cdot t^3}{6}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 1,74 \times 35 \frac{10^2}{2} = 3045 \text{ daN.cm} \\ M_e = \sigma_e \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{350 \times 10^2}{6} = 14000 \text{ daN.cm} \end{cases} \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} < M_e$$

(Condition vérifiée)

**d. Vérification de la tige d'ancrage :**

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{N}{2}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ daN/m}^3$  (dosage du béton)
- $r = 3\phi$
- $l_1 = 20\phi$
- $l_2 = 2\phi$
- $d_1$ : la distance la plus petite de l'axe de la tige a une paroi du massif en béton ( $d_1 = 40 \text{ mm}$ )

$$0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{2135,3}{2} = 1067,65 \text{ daN}$$

$$0,0143\phi^2 - 0,05\phi - 1 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,244 \rightarrow \phi \geq 10,28 \text{ mm}$$

On adapte  $\phi = 16 \text{ mm}$

**e. Condition d'équilibre du BAEL :**

$$\frac{N}{2} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \phi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\phi$
  - $T_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{tj}$
  - $\phi_s = 1$  (rond lisse)
  - $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$
- $$\Rightarrow F_A = \pi \times 1,26 \times 16 \times 20 \times 16 = 20267,04 \text{ N}$$

$$\frac{N}{2} = 8,175 \text{ kN} < F_A = 20,26704 \text{ kN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

## V.5. Fondation

### V.5.1. Fondation poteau

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

Le choix du type de fondation dépend du :

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

On se limite pour notre projet sur le type de fondation isolé

Selon le rapport géotechnique  $\bar{\sigma} = 1 \text{ bars} = 0,1 \text{ Mpa}$

**a. Charge à prendre en considération :**

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour avoir les efforts les plus défavorables

- $N_s = 79,211 \text{ kN}$
- $N_u = 110,431 \text{ kN}$
- $M_s = 401 \text{ kN.m}$

**b. Dimensionnement de la semelle :**

On a  $\frac{N_u}{N_s} = \frac{110,431}{79,211} = 1,39 > \bar{\sigma}_{sol} = 1$

Donc l'ELU prépondérant, on dimensionne la section a l'ELU

$$\frac{N_u}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$A \times B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{900}{800} = 1,12 \Rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} = 1,12.B \\ B = A \times \frac{b}{a} = 0,88.A \end{cases}$$

On a :

$$0,88.A^2 \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_u}{0,88.\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{79,211}{0,88 \times 100}} \Rightarrow A \geq 1,12 \text{ m et } B \geq 0,98 \text{ m}$$

La section de la semelle est faible et pour des raisons pratiques

on opte pour une section de  $(1,5 \times 1,5) \text{ m}^2$

**c. Détermination de  $d$  et  $h$  :**

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1,5 - 0,8}{4} \leq d \leq 1,5 - 0,9$$

$$\Rightarrow 0,175 \text{ m} \leq d \leq 0,6 \text{ m}$$

$d_{min} = 40 \text{ cm}$  donc on prend  $d = 55 \text{ cm}$

Alors  $h = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$

**d. Calcul du ferrailage :**

❖ *A l'ELU :*

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

-  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

-  $N_U = 110,431 \text{ kN}$

$$A_U = \frac{110,431 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,9)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 0,433 \text{ cm}^2$$

❖ *A l'ELS :*

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

-  $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

-  $N_s = 79,211 \text{ kN}$

$$A_s = \frac{79,211 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,8)}{8 \times 0,55 \times 201,63} = 0,625 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon le RPA 99/ version 2003 ( $\phi 12$ ) avec un espacement (min =15 ; max =25) cm.

**e. Calcul de nombre des barres :**

On a :

- Enrobage = 3 cm
- Espacement = 15 cm

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = \frac{150 - 2 \times 3}{15} + 1 = 10 \text{ barres de } \phi 12$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = \frac{150 - 2 \times 3}{15} + 1 = 10 \text{ barres de } \phi 12$$

f. La hauteur du patin e :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max(13,2; 15) \Rightarrow \text{donc on prend } e = 30 \text{ cm}$$

g. L'espacement :

$$St = \frac{1,5 - 0,2}{9} = 0,14\text{m} \Rightarrow \text{donc on prend } St = 14\text{cm}$$

h. Choix du semelle :

	$A \times B \text{ (m}^2\text{)}$	d (cm)	e (cm)	St (cm)	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$
semelle	1,5 × 1,5	55	30	14	11,31

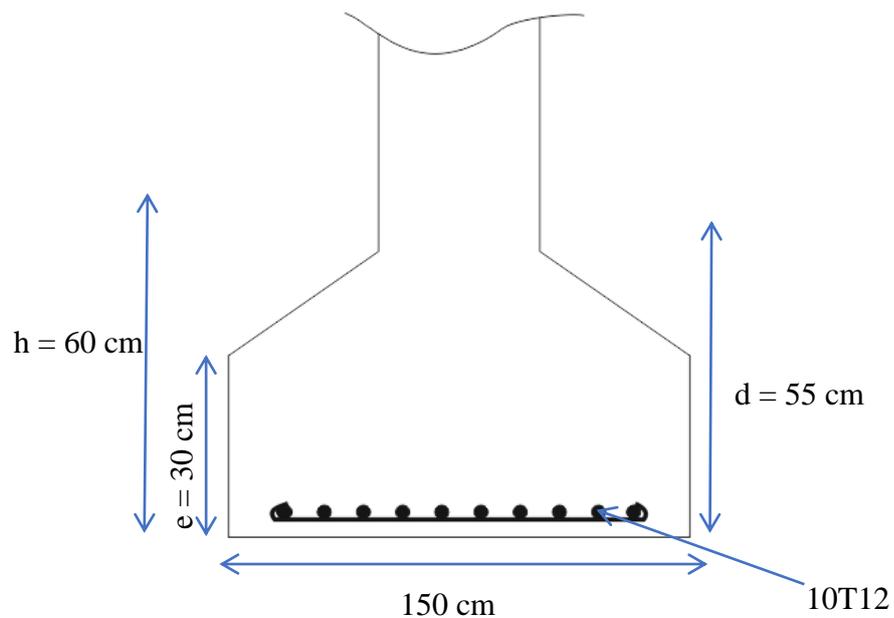


Figure V.10 : Semelle sous poteau de la structure ordinaire

### V.5.2. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

#### a. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[ \frac{N}{\alpha}; 20 \text{ kN} \right]$$

Avec :

- $\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ( $\alpha = 15$ )

❖ L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{110,431}{15} = 7,36 \text{ kN}$$

❖ L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{79,211}{15} = 5,28 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F = \max[7,36; 5,28; 20 \text{ kN}] = 20 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

❖ L'ELU :

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

❖ L'ELS :

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :  $A_{min} = 0,6\%B = 0,6\%(25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend donc  $A_{st} \text{ 6T12} = 6,79 \text{ cm}^2$

**b. Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{st} \leq 0,23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_{st} < 0,23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

(Condition vérifiée)

**c. Calcul d'armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,5; 12; 25)$$

Alors on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

**d. Calcul de l'espacement des cadres**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t)$$

$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$  Alors on adopte un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

## V.6. Etude sismique

**a. Modélisation de la structure**

Afin d'arriver à faire une comparaison précise nous avons été amené à garder les même paramétré de se fais les paramètres qui détermine le spectre de réponse de calcul sont les même il y a que la forme des ferme qui change Comme précédent la modélisation est effectuer sur le logiciel « Robot Structural Analysis »

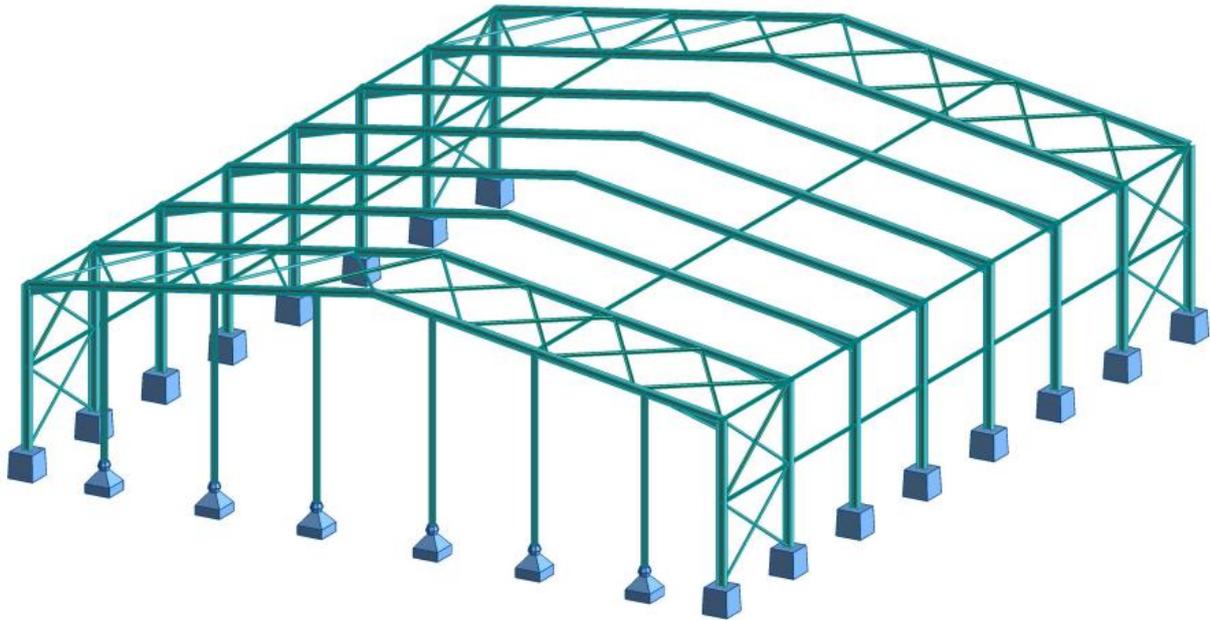


Figure V.11 : Modèle de la structure 3D à section pleine

Source : Auteurs

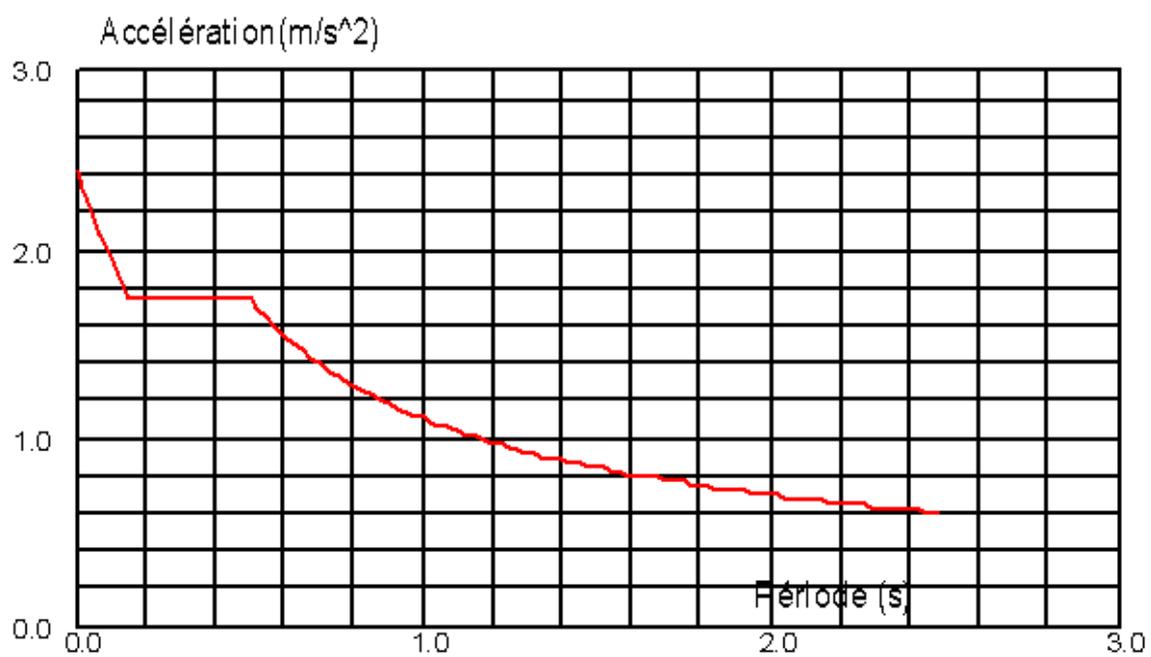
### ***b. Analyse modale***

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 1B
- Pourcentage d'amortissement ( $\xi = 5\%$ )
- Coefficient de comportement ( $R = 4$ )
- Facteur de qualité ( $Q = 1,15$ )
- Site meuble (S3)



c. *Vérification de la structure*

- ❖ **Vérification de la période fondamentale de la structure**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
45/ 1	0.82	1.22	0.00	18.21
45/ 2	0.88	1.13	0.00	18.21
45/ 3	0.89	1.13	0.00	18.21
45/ 4	0.89	1.13	0.00	18.21
45/ 5	0.89	1.12	0.00	18.22
45/ 6	0.89	1.12	0.00	18.22
45/ 7	1.04	0.96	0.00	20.22
45/ 8	1.38	0.72	24.59	20.22
45/ 9	1.44	0.69	49.46	20.22
45/ 10	1.45	0.69	65.19	20.22
45/ 11	1.46	0.69	65.73	20.22
45/ 12	1.49	0.67	68.76	20.22
45/ 13	1.51	0.66	69.22	20.22
45/ 14	1.54	0.65	69.92	20.22
45/ 15	1.54	0.65	69.92	58.59
45/ 16	1.59	0.63	71.07	58.59
45/ 17	1.60	0.62	71.74	58.59
45/ 18	1.71	0.58	81.62	58.59
45/ 19	1.71	0.58	92.65	58.59
45/ 20	3.16	0.32	92.65	58.62
45/ 21	3.79	0.26	92.65	58.62
45/ 22	4.05	0.25	92.65	59.40
45/ 23	4.55	0.22	92.65	59.40
45/ 24	4.69	0.21	92.65	59.81
45/ 25	4.77	0.21	92.65	59.81
45/ 26	4.82	0.21	92.65	68.78
45/ 27	4.91	0.20	92.65	69.05
45/ 28	4.95	0.20	92.65	69.05
45/ 29	4.95	0.20	92.65	69.05
45/ 30	4.97	0.20	92.65	69.07
45/ 31	4.97	0.20	92.65	69.07
45/ 32	4.98	0.20	92.65	69.07
45/ 33	4.98	0.20	92.65	69.07
45/ 34	5.00	0.20	92.65	69.07
45/ 35	5.02	0.20	92.65	69.08
45/ 36	5.78	0.17	92.65	69.08
45/ 37	6.06	0.16	92.65	69.08
45/ 38	6.25	0.16	92.65	69.08
45/ 39	6.26	0.16	92.65	69.08
45/ 40	6.33	0.16	92.65	69.09
45/ 41	6.37	0.16	92.65	69.10
45/ 42	6.40	0.16	92.65	69.10
45/ 43	6.50	0.15	92.65	69.54
45/ 44	6.53	0.15	92.65	69.54
45/ 45	6.68	0.15	92.65	69.55
45/ 46	6.74	0.15	92.65	69.55
45/ 47	7.18	0.14	92.65	69.69
45/ 48	7.25	0.14	92.65	69.69
45/ 49	8.28	0.12	92.65	93.87
45/ 50	8.36	0.12	92.65	93.87

Les valeurs de la période fondamentale ( $T$ ) calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. (§4.2.4. 4 R.P.A 99 version 2003)

- *Calcul de la période fondamentale à partir des formules empiriques*

$$T = C_t \times h_N^{3/4} \text{ (eq 4.6 R.P.A 99 version 2003)}$$

Avec :

$C_t$  : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Dans notre cas :

Le système de contreventement est classé dans le tableau 4.6 du R.P.A/V2003 comme portique autostables en acier sans remplissage en maçonnerie donc égale à  $C_t = 0,05$ .

Et hauteur totale est de  $h_N = 10,85 \text{ m}$ .

$$T = 0,05 \times (10,85)^{3/4} = 0,3$$

- *La période fondamentale à partir de la méthode numérique*

A partir de logiciel « Robot Structural Analysis » on obtient :

$$T = 1,22 \text{ s}$$

$T_L$  : Période fondamentale prise du logiciel

- *Vérification*

$$\Rightarrow T = 1,22 \text{ s} > 130\%T = 1,3 \times 0,3 = 0,39 \text{ s}$$

La condition n'est pas vérifiée

Il faut augmenter la section du contreventement

#### ***d. Vérification de la force sismique à la base***

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (§4.3.6 R.P.A 99 version 2003)

- Forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (eq 4.1 R.P.A 99 version 2003)}$$

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

$A$  : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,2$

$Q$  : Facteur de qualité  $Q = 1,15$

$R$  : comportement global de la structure  $R = 4$

$W$  : Poids totale de la structure (déterminer à l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis »)  
 $W = 124897,577 \text{ kg}$

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen  $T_2 \leq T \leq 3.0s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,38$

$$V = \frac{0,20 \times 1,38 \times 1,15}{4} \times 1248,97 = 99,1 \text{ kN}$$

	$V_t \text{ (kN)}$	$V \text{ (kN)}$	$80\% V \text{ (kN)}$	$V_t > 80\%V$
$V_x$	<b>403,935</b>	<b>99,1</b>	<b>79,28</b>	<b>Vérifiée</b>
$V_y$	<b>292,127</b>	<b>99,1</b>	<b>78,28</b>	<b>Vérifiée</b>

**e. Vérification des déplacements**

Les déplacements relatifs latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.  
 §5.10 R.P.A 99 version 2003

Le déplacement horizontal est calculé par la formule suivante :

$$\delta = R \times \delta_e \dots \text{eq 4.19 R.P.A 99 version 2003}$$

Avec :

$\delta_e$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

$R$ : Coefficient de comportement

Sens (x)				Sens (y)				Vérification
$\delta_e \text{ [mm]}$	R	$\delta \text{ [mm]}$	$1\% h \text{ [mm]}$	$\delta_e \text{ [mm]}$	R	$\delta \text{ [mm]}$	$1\% h \text{ [mm]}$	
80	4	320	108,5	255	4	1020	108,5	Non vérifiée

Il faut augmenter la section du contreventement.

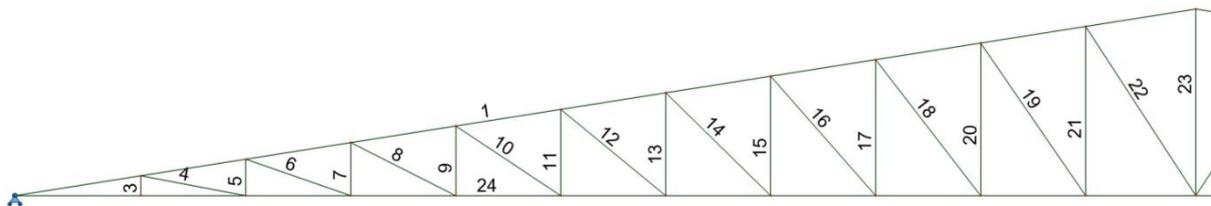
# **Chapitre VI : Étude d'une structure métallique à ossature en treillis**

## VI.1. Introduction

Les fermes sont les poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrain, par les goussets de retombée.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur des poteaux, soit sur des murs, et parfois sur des sablières.

## VI.2. Ferme en treillis



### VI.2.1. Les efforts sollicitant

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT. Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

Eléments	1,35G+1,5W (kN)	1,35G+1,5S (kN)
Membrure supérieur	-532,188	331,567
Membrure inférieur	520,09	-178,96
Diagonales	88,749	-40,337
Montants	-132,6	22,68

#### Remarque

- La combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est 1,35G+1,5W.
- Convention de signe (+) tension et (-) compression.

### VI.2.2. Dimensionnements

#### a. Dimensionnement des barres :

##### ❖ Membrure supérieure :

$$N_{max} = -532,188 \text{ kN (Pour la compression)}$$

$$N_{sd} = 331,567 \text{ kN (Traction)}$$

$$\text{La longueur de la barre } l_0 = \frac{1,6}{\cos(9)} = 1,62 \text{ m}$$

$$l_y = 0,9 \cdot l_0 = 1,46 \text{ m}$$

$$l_z = l_0 = 1,62 \text{ m}$$

$$N_{max} \leq N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{532,188 \times 1,1}{0,235} = 2491,1 \text{ mm}^2$$

On choisit double cornière a 2L(100x100x10)  $A = 2 \times A_c = 2 \times 19,2 = 38,4 \text{ cm}^2$

• **Vérification a la compression:**

$$I_z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2)$$

$$\Delta = d + 0,5$$

Avec :

- $I_z; I_\beta$  d'un seul cornier.
- $A_c$ : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 176,7 = 353,4 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2(176,7 + 19,2 \times (2,918)^2) = 680,365 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{176,7}{19,2}} = 3,033 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{680,365}{19,2}} = 5,95 \text{ cm}$$

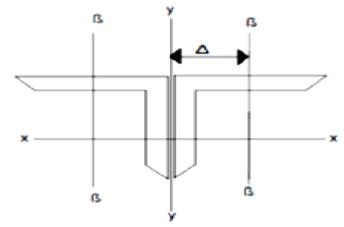
$$\lambda_y = \frac{146}{3,033} = 48,13$$

$$\lambda_z = \frac{162}{5,95} = 27,23$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = \frac{48,13}{93,9} = 0,51$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = \frac{27,23}{93,9} = 0,29$$



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

$$\bar{\lambda} = 0,51 > 0,2$$

**Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement**

• **Calcul de  $\chi_{min}$**

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\alpha = 0,49 \text{ courbe (c)}$$

$$\phi = 0,706$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = 0,837$$

$$N_{crd} = 0,837 \times 1 \times 2 \times 19,2 \times \frac{23,5}{1,1} = 686,644 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 532,188 \text{ kN} < N_{crd} = 686,644 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

• **Vérification de la traction :**

$$N_{sd} = 331,567 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{trd} = N_{pl,Rd}$$

$N_{pl,Rd}$ : Résistance plastique de la section brute.

$$N_{pl,Rd} = 2 \times 19,2 \times \frac{23,5}{1,1} = 820,36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 331,567 \text{ kN} < N_{trd} = N_{pl,Rd} = 820,36 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

❖ **membrure inférieur :**

$$N_{sd} = -178,96 \text{ kN} \text{ (Pour la compression)}$$

$$N_{max} = 520,09 \text{ kN} \text{ (Traction)}$$

La longueur de la barre  $l_0 = 1,6 \text{ m}$

$$l_y = 0,9 \cdot l_0 = 1,44 \text{ m}$$

$$l_z = l_0 = 1,6 \text{ m}$$

$$N_{max} \leq N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{520,09 \times 1,1}{0,235} = 2434,46 \text{ mm}^2$$

On choisit double cornière a 2L(100x100x10)  $A = 2 \times A_c = 2 \times 19,2 = 38,4 \text{ cm}^2$

• **Vérification a la compression:**

$$I_z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2)$$

$$\Delta = d + 0,5$$

Avec :

- $I_z; I_\beta$  d'un seul cornier.
- $A_c$ : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 176,7 = 353,4 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2(176,7 + 19,2 \times (2,918)^2) = 680,365 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{176,7}{19,2}} = 3,033 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{680,365}{19,2}} = 5,95 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{144}{3,033} = 47,48$$

$$\lambda_z = \frac{160}{5,95} = 26,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = \frac{47,48}{93,9} = 0,51$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = \frac{26,9}{93,9} = 0,29$$

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

$$\bar{\lambda} = 0,51 > 0,2$$

**Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement**

- **Calcul de  $\chi_{min}$**

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\alpha = 0,49 \text{ Courbe (c)}$$

$$\phi = 0,706$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = 0,837$$

$$N_{crd} = 0,837 \times 1 \times 2 \times 19,2 \times \frac{23,5}{1,1} = 686,644 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 178,09 \text{ kN} < N_{crd} = 686,644 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

- **Vérification de la traction :**

$$N_{sd} = 331,567 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{trd} = N_{pl,Rd}$$

$N_{pl,Rd}$ : Résistance plastique de la section brute.

$$N_{pl,Rd} = 2 \times 19,2 \times \frac{23,5}{1,1} = 820,36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 331,567 \text{ kN} < N_{trd} = N_{pl,Rd} = 820,36 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

#### ❖ diagonale

$$N_{max} = 88,749 \text{ kN (Traction)}$$

$$N_{sd} = -40,337 \text{ kN (Compression)}$$

$$l_0 = 3,22m = 322 \text{ cm}$$

$$l_y = 0,8.l_0 = 258 \text{ cm}$$

$$l_z = l_0 = 322 \text{ cm}$$

$$N_{max} \leq N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{88,749 \times 1,1}{0,235} = 415,42 \text{ mm}^2$$

On choisit double cornière a 2L(40x40x4)  $A = 2 \times A_c = 2 \times 3,08 = 6,16 \text{ cm}^2$

$$N_{sd} \leq N_{trd} = N_{pl,Rd}$$

$N_{pl,Rd}$ : Résistance plastique de la section brute.

$$N_{pl,Rd} = 2 \times 3,08 \times \frac{23,5}{1,1} = 131,6 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 88,749 \text{ kN} < N_{trd} = N_{pl,Rd} = 131,6 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

❖ **montant :**

$$N_{max} = -132,62 \text{ kN (Compression)}$$

$$N_{sd} = 22,68 \text{ kN (Traction)}$$

$$l_0 = 2,85m = 285 \text{ cm}$$

$$l_y = 0,8.l_0 = 228 \text{ cm}$$

$$l_z = l_0 = 285 \text{ cm}$$

$$N_{max} \leq N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{132,62 \times 1,1}{0,235} = 691,69 \text{ mm}^2$$

On choisit double cornière a 2L(60x60x5)  $A = 2 \times A_c = 2 \times 5,82 = 11,64 \text{ cm}^2$

• **Vérification a la compression**

$$I_z = 2(I_\beta + A_c \times \Delta^2)$$

$$\Delta = d + 0,5$$

Avec :

- $I_z; I_\beta$  d'un seul cornier.
- $A_c$ : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 19,37 = 38,74 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2(19,37 + 5,82 \times (1,734)^2) = 73,74 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{38,74}{5,82}} = 2,58 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{73,74}{5,82}} = 3,56 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{228}{2,58} = 88,37$$

$$\lambda_z = \frac{285}{3,56} = 80,06$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = \frac{88,37}{93,9} = 0,94$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = \frac{80,06}{93,9} = 0,85$$

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

$$\bar{\lambda} = 0,94 > 0,2$$

**Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.**

- **Calcul de  $\chi_{min}$**

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\alpha = 0,49 \text{ courbe (c)}$$

$$\phi = 1,12$$

$$\chi_{min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = 0,578$$

$$N_{crd} = 0,578 \times 1 \times 2 \times 5,82 \times \frac{23,5}{1,1} = 143,73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 132,62 \text{ kN} < N_{crd} = 143,73 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

- **Vérification de la traction :**

$$N_{sd} = 22,68 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{trd} = N_{pl,Rd}$$

: Résistance plastique de la section brute.

$$N_{pl,Rd} = 2 \times 5,82 \times \frac{23,5}{1,1} = 248,67 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 22,68 \text{ kN} < N_{trd} = N_{pl,Rd} = 248,67 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

### VI.2.3. Vérification a l'état limite de service

On effectue la vérification à l'état limite de service en tenant compte de la déformation de la ferme globalement, en comparant la flèche résultante maximale de toute la ferme déterminée à l'aide de l'outil « Robot Structural Analysis », avec la flèche admissible.

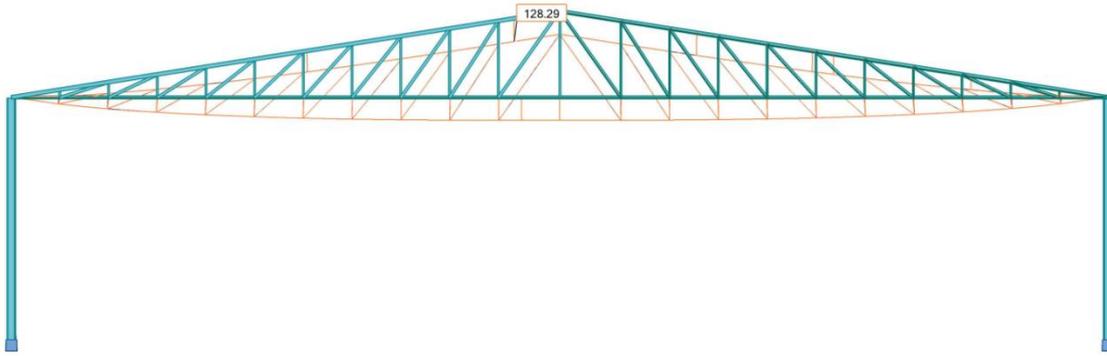


Figure VI.1 : Déformation de la ferme en treillis.

Source : auteurs

A l'aide de l'outil « Robot Structural Analysis » la flèche est déterminé de 128,29 *mm*.

La flèche admissible est de  $\frac{l}{250} = \frac{36000}{250} = 144 \text{ mm}$

Donc notre ferme en treillis est vérifiée à l'état limite de service.

#### VI.2.1. CONCLUSION :

Les sections choisies sont représentées dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrure supérieur	2L (100x100x10)
Membrure inférieur	2L(100x100x10)
Diagonales	2L(40x40x4)
Montants	2L(60x60x5)

### VI.3. Poteau

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, sont sollicités en flexion composée puisqu'ils prennent les actions du vent qui engendre une flexion, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel « Robot Structural Analysis » sont:

$$\begin{cases} N_{sd} = 94,546 \text{ kN} \\ M_{y,sd} = 285,17 \text{ kN.m} \\ V_{sd} = 5,655 \text{ kN} \end{cases}$$

#### VI.3.1. Dimensionnement

Le dimensionnement des poteaux a été choisi grâce à la modélisation sur « Robot Structural Analysis », on a fait le choix du profilé HEA 360.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	$P$	$A$	$h$	$b$	$t_f$	$t_w$	$d$	$I_y$	$I_z$	$W_{ply}$	$W_{plz}$	$i_y$	$i_z$
	[kg/m]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm <sup>4</sup> ]	[cm]	[cm]
HEA 360	112	142,8	350	300	17,5	10	261	33090	7887	2088	802,3	15,22	7,43

Tableau VI.1 : Caractéristiques du poteau HEB 300

Source : (ArcelorMittal )

#### VI.3.2. La classe de la section transversale

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

##### a. Semelle comprimé

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{300}{2 \times 17,5} = 8,57$$

On a :

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon$$

Donc suite au Tableau 53.1 du C.C.M.97 La semelle comprimé est de classe 1.

**b. L'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{261}{10} = 26,1$$

On a :

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

Donc suite au Tableau 53.1 du C.C.M.97 L'âme fléchie est de classe 1.

On peut conclure que notre section est de classe 1

**VI.3.3. Vérification à l'état limite ultime**

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

Avec :

$$- M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2088 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 446,07 \text{ kN.m}$$

$$- N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{14280 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 3050,72 \text{ kN}$$

$$\left(\frac{274,38}{446,07}\right)^1 + \left(\frac{119,65}{3050,72}\right)^2 = 0,61 < 1 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**a. Résistance au flambement**

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$ : Résistance au flambement.
- $\beta_A = 1$  (pour les sections de classe 1).
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- $\chi$ : Coefficient de réduction dépend de  $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$ : Elancement réduit

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

➤  $\lambda$  : calculé a la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2 \\ t_f = 17,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{array} \right.$$

**Plan (y-y) :**

axe (y - y)  $\Rightarrow$  courbe (b)  $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{800 \times 0,5}{15,22} = 26,18 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{26,28}{93,9} = 0,28$$

**Plan (z-z) :**

axe (z - z)  $\Rightarrow$  courbe (c)  $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{800 \times 0,5}{7,43} = 53,83 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{53,83}{93,9} = 0,57$$

Donc :

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,57$$

$$\Rightarrow \chi = 0,80268$$

$$\Rightarrow N_{b,Rd} = \frac{0,80268 \times 1 \times 14280 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2448,76 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 110,458 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 2448,76 \text{ kN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

## VI.4. Les fondations

### VI.4.1. Charge à prendre en considération

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour avoir les efforts les plus défavorables

$$N_u = 119,584 \text{ kN}$$

$$N_s = 85,383 \text{ kN}$$

$$M_s = 191,17 \text{ kN.m}$$

### VI.4.2. Dimensionnement de la semelle

$$\text{On a } \frac{N_u}{N_s} = \frac{119,584}{85,383} = 1,4 > \overline{\sigma_{sol}} = 1 \text{ bars}$$

Donc l'ELU prépondérant, on dimensionne la section à l'ELU

$$\frac{N_u}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$A \times B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{600}{600} = 1 \Rightarrow A = B \Rightarrow \text{semelle carré}$$

On a :

$$A^2 \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{119,584}{100}} \Rightarrow A \geq 1,09 \text{ m}$$

La section de la semelle est faible et pour des raisons pratiques

on opte pour une section de (1,5 X 1,5) m<sup>2</sup>

#### a. Détermination de d et h

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1,5 - 0,6}{4} \leq d \leq 1,5 - 0,6$$

$$\Rightarrow 0,225 \text{ m} \leq d \leq 0,9 \text{ m}$$

$$d_{min} = 40 \text{ cm} \text{ donc on prend } d = 55 \text{ cm}$$

Alors  $h = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$

**b. Calcul du ferrailage**

❖ **A'ELU**

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$
- $N_U = 119,584 \text{ kN}$

$$A_U = \frac{119,584 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,6)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 0,703 \text{ cm}^2$$

❖ **A'ELS**

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$
- $N_s = 85,383 \text{ kN}$

$$A_s = \frac{85,383 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,6)}{8 \times 0,55 \times 201,63} = 0,866 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon le RPA 99/ version 2003 ( $\phi 12$ ) avec un espacement (min =15 ; max =25) cm.

**c. Calcul de nombre des barres**

On a :

- Enrobage = 3 cm
- Espacement = 15 cm

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = \frac{150 - 2 \times 3}{15} + 1 = 10 \text{ barres de } \phi 12$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{\text{espacement}} + 1 = \frac{150 - 2 \times 3}{15} + 1 = 10 \text{ barres de } \phi 12$$

❖ **La hauteur du patine**

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(13,2; 15) \Rightarrow \text{donc on prend } e = 30 \text{ cm}$$

**d. L'espacement**

$$St = \frac{1,5 - 0,2}{9} = 0,14 \text{ m} \Rightarrow \text{donc on prend } St = 15 \text{ cm}$$

*e. Choix de la semelle*

	$A \times B \text{ (m}^2\text{)}$	$d \text{ (cm)}$	$e \text{ (cm)}$	$St \text{ (cm)}$	$A_{st} \text{ (cm}^3\text{)}$
semelle	$1,5 \times 1,5$	55	30	15	11,31

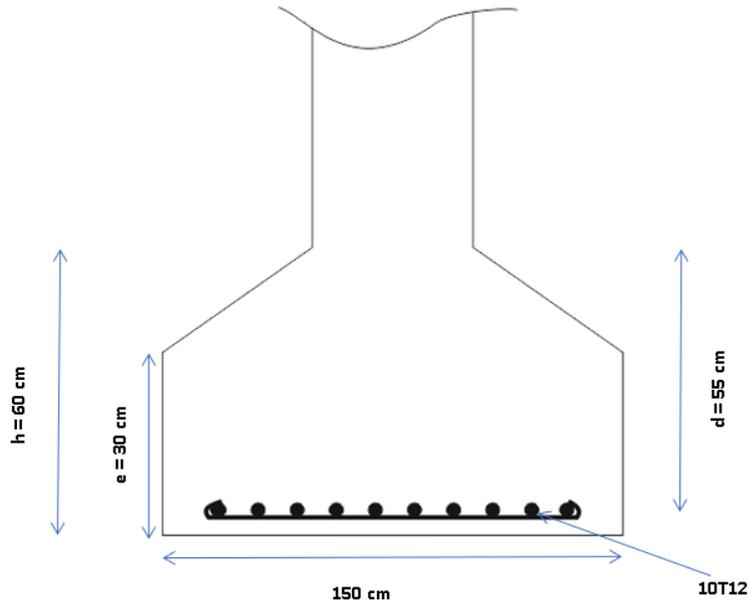


Figure VI.2 : Fondation sous poteau de l'ossature en treillis

**VI.4.3. Calcul des longrines**

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

*a. Calcul du ferrailage*

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[ \frac{N}{\alpha}; 20 \text{ kN} \right]$$

Avec :

- $\alpha$  : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ( $\alpha = 15$ )

❖ L'ELU

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{119,584}{15} = 7,97 \text{ kN}$$

❖ L'ELS

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{85,383}{15} = 5,69 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F = \max[7,97; 5,67; 20 \text{ kN}] = 20 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

❖ L'ELU

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

❖ L'ELS

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :  $A_{min} = 0,6\%B = 0,6\%(25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend donc  $A_{st} \text{ 6T12} = 6,79 \text{ cm}^2$

**b. Vérification de condition de non fragilité**

$$A_{st} \leq 0,23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow A_{st} < 0,23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

(Condition vérifiée)

**c. Calcul d'armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,5; 12; 25)$$

Alors on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

**d. Calcul de l'espacement des cadres**

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \text{ Alors on adopte un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

**VI.4.4. Etude sismique**

**a. Modélisation de la structure**

Afin d'arriver à faire une comparaison précise nous avons été amené à garder les même paramétré de se fais les paramètres qui détermine le spectre de réponse de calcul sont les

même il y a que la forme des fermes qui change Comme précédent la modélisation est effectuée sur le logiciel « Robot Structural Analysis »

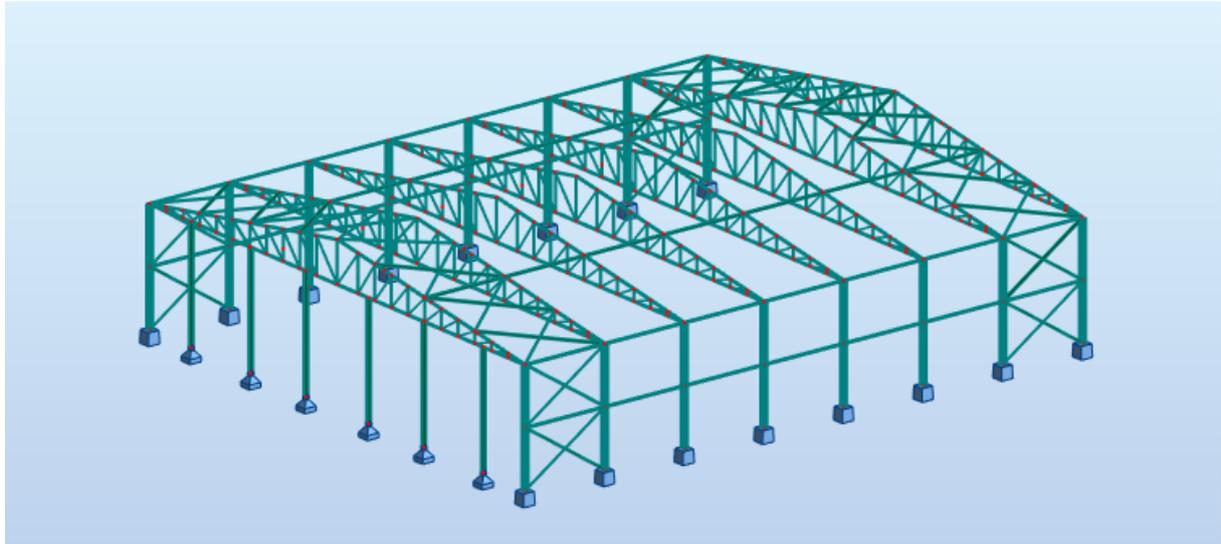


Figure VI.3 : Modèle de la structure 3D à ferme en treillis

Source : Auteurs

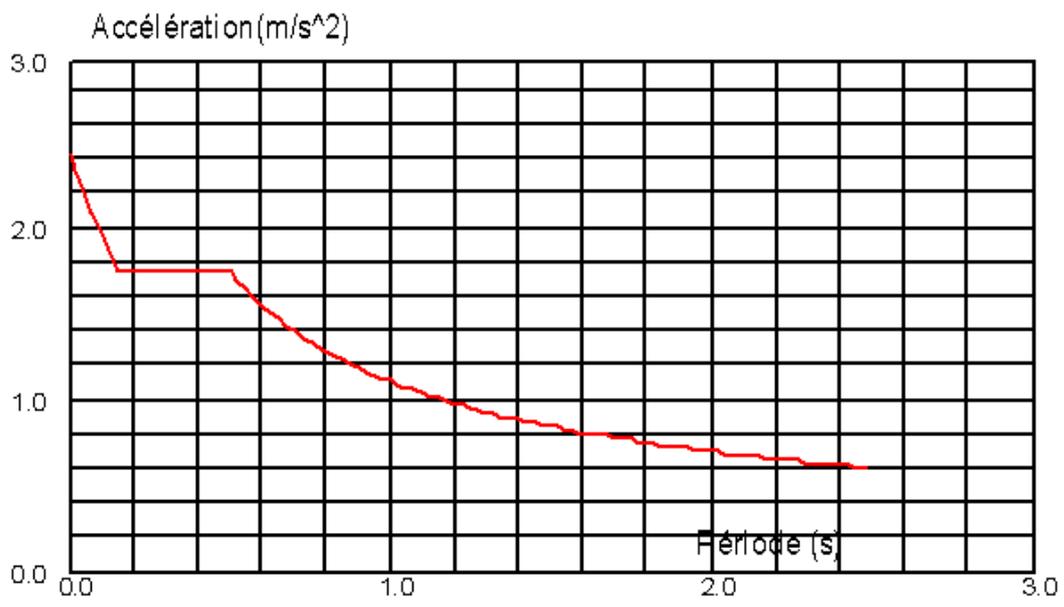
### ***b. Analyse modale***

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 1B
- Pourcentage d'amortissement ( $\xi = 5\%$ )
- Coefficient de comportement ( $R = 4$ )
- Facteur de qualité ( $Q = 1,15$ )
- Site meuble (S3)



*c. Vérification de la structure*

❖ Vérification de la période fondamentale de la structure

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
45/ 1	0.63	1.58	0.00	0.13
45/ 2	0.63	1.58	0.00	0.13
45/ 3	0.64	1.55	0.00	0.13
45/ 4	0.64	1.55	0.00	0.13
45/ 5	0.65	1.54	0.00	4.26
45/ 6	0.65	1.53	0.00	4.26
45/ 7	1.12	0.89	0.00	4.64
45/ 8	1.12	0.89	0.00	4.64
45/ 9	1.15	0.87	0.00	4.64
45/ 10	1.15	0.87	0.00	4.64
45/ 11	1.15	0.87	0.00	8.20
45/ 12	1.16	0.86	0.00	8.20
45/ 13	1.25	0.80	30.79	8.20
45/ 14	1.26	0.80	48.21	8.20
45/ 15	1.26	0.80	65.62	8.20
45/ 16	1.30	0.77	70.26	8.20
45/ 17	1.35	0.74	87.58	8.20
45/ 18	1.35	0.74	90.04	8.20
45/ 19	1.36	0.74	90.04	9.40
45/ 20	1.36	0.73	90.04	10.18
45/ 21	1.41	0.71	90.05	10.18
45/ 22	1.41	0.71	90.05	10.18
45/ 23	1.48	0.67	90.21	10.18
45/ 24	1.48	0.67	90.24	10.18
45/ 25	1.74	0.57	90.24	10.18
45/ 26	1.76	0.57	90.24	10.18
45/ 27	1.82	0.55	90.24	13.43
45/ 28	1.82	0.55	90.24	13.43
45/ 29	1.88	0.53	90.24	13.43
45/ 30	1.88	0.53	90.24	13.43

45/ 196	11.05	0.09	90.25	83.79
45/ 197	11.12	0.09	90.25	83.79
45/ 198	11.23	0.09	90.25	84.78
45/ 199	11.24	0.09	90.25	85.21
45/ 200	11.33	0.09	90.25	85.80
45/ 201	11.38	0.09	90.25	85.80
45/ 202	11.38	0.09	90.25	85.91
45/ 203	11.38	0.09	90.25	85.91
45/ 204	11.38	0.09	90.25	86.04
45/ 205	11.43	0.09	90.25	88.69
45/ 206	11.45	0.09	90.25	88.71
45/ 207	11.64	0.09	90.25	88.71
45/ 208	11.81	0.08	90.25	88.71
45/ 209	11.82	0.08	90.25	88.71
45/ 210	11.88	0.08	90.25	88.71
45/ 211	11.98	0.08	90.25	88.73
45/ 212	12.03	0.08	90.25	88.73
45/ 213	12.06	0.08	90.25	88.75
45/ 214	12.11	0.08	90.25	88.85
45/ 215	12.11	0.08	90.25	88.87
45/ 216	12.48	0.08	90.25	88.92
45/ 217	12.55	0.08	90.25	89.63
45/ 218	12.58	0.08	90.25	89.63
45/ 219	12.61	0.08	90.25	89.63
45/ 220	12.61	0.08	90.25	89.63
45/ 221	12.64	0.08	90.25	89.63
45/ 222	12.64	0.08	90.25	89.63
45/ 223	12.94	0.08	90.25	90.26
45/ 224	12.96	0.08	90.25	90.26
45/ 225	13.01	0.08	90.25	90.36

Les valeurs de la période fondamentale ( $T$ ) calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. (§4.2.4. 4 R.P.A 99 version 2003)

- *Calcul de la période fondamentale à partir des formules empiriques*

$$T = C_t \times h_N^{3/4} \text{ (eq 4.6 R.P.A 99 version 2003)}$$

Avec :

$C_t$  : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Dans notre cas :

Le système de contreventement est classé dans le tableau 4.6 du R.P.A/V2003 comme portique autostables en acier sans remplissage en maçonnerie donc égale à  $C_t = 0,05$ .

Et hauteur totale est de  $h_N = 10,85 \text{ m}$ .

$$T = 0,05 \times (10,85)^{3/4} = 0,3 \text{ s}$$

- La période fondamentale à partir de la méthode numérique  
A partir de logiciel « Robot Structural Analysis » on obtient :

$$T = 1,58\text{s}$$

$T_L$  : Période fondamentale prise du logiciel

- Vérification

$$\Rightarrow T = 1,58\text{s} > 130\%T = 1,3 \times 0,3 = 0,39\text{s}$$

(La condition n'est pas vérifiée)

Il faut augmenter la section du contreventement

#### ❖ Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (§4.3.6 R.P.A 99 version 2003)

- Forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (eq 4.1 R.P.A 99 version 2003)}$$

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

$A$  : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,2$

$Q$  : Facteur de qualité  $Q = 1,15$

$R$  : comportement global de la structure  $R = 4$

$W$  : Poids totale de la structure (déterminer à l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis »  
 $W = 85984 \text{ kg}$

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen  $T_2 \leq T \leq 3.0\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 1,16$

$$V = \frac{0,20 \times 1,16 \times 1,15}{4} \times 859,84 = 57,35 \text{ kN}$$

	$V_t \text{ (kN)}$	$V \text{ (kN)}$	$80\% V \text{ (kN)}$	$V_t > 80\%V$
$V_x$	283,592	<b>57,35</b>	<b>45,88</b>	<b>Vérifiée</b>
$V_y$	176,409	<b>57,35</b>	<b>45,88</b>	<b>Vérifiée</b>

### ❖ Vérification des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.  
§5.10 R.P.A 99 version 2003.

Le déplacement horizontal est calculé par la formule suivante :

$$\delta = R \times \delta_e \dots \text{eq 4.19 R.P.A 99 version 2003}$$

Avec :

$\delta_e$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement

Sens (x)				Sens (y)				Vérification
$\delta_e$ [mm]	R	$\delta$ [mm]	1% h [mm]	$\delta_e$ [mm]	R	$\delta$ [mm]	1% h [mm]	
92	4	368	108,5	315	4	1260	108,5	Non vérifiée

## VI.5. Assemblages

### VI.5.1. Poteau-ferme

#### a. Effort sollicitant

L'assemblage est sollicité a des efforts de tranchants  $V_{vertical}$  et  $V_{horizontal}$  données comme suit :

$$V_v = N_{poteau} + N_{mem sup} \times \sin(9) = 108,755 + 242,9 \times \sin(9) = 146,75 \text{ kN}$$

$$V_h = N_{memb inf} + N_{mem sup} \times \cos(9) = -239,43 + 242,9 \times \cos(9) \approx 0 \text{ kN}$$

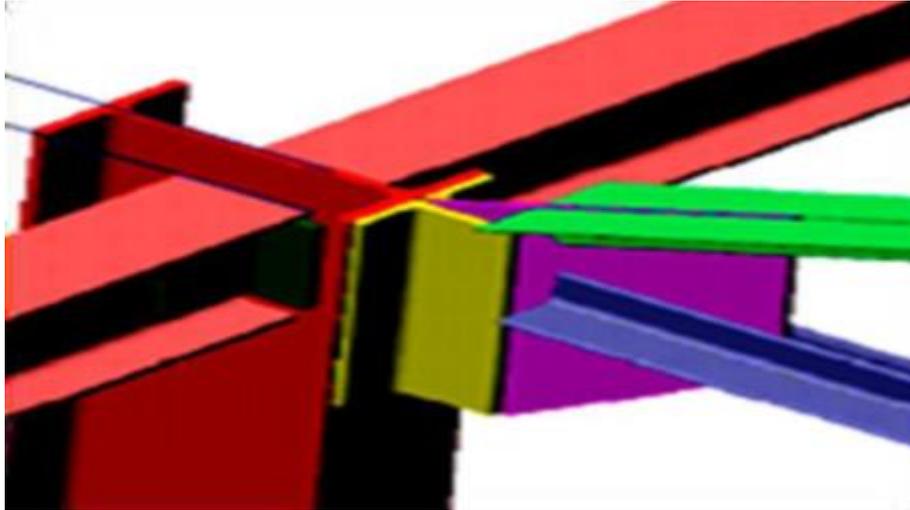


Figure VI.4 : Assemblage poteau ferme en treillis

On considèrera forfaitairement 04 boulons de classe 10.9, 2L(60x7) ; t=7mm, de longueur égal a 40 cm.

$N_{sd} = V_v = 146,75 \text{ kN}$  provoque : 1- cisaillement du boulon.

2- pression diamétrale.

b. Assemblage cornière-semelle de poteau :

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\frac{N_{sd}}{n} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

- $n$  : le nombre de boulon  $n = 4$
- $F_{v,Rd} = \frac{m \times \alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$
- $m$  : nombre de surface cisailée  $m = 2$
- $\alpha_v = 0,5$  (classe du boulon 10.9)
- $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$  (classe 10.9)

$$\Rightarrow \frac{N_{sd}}{4} = 36,68 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{m \times \alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \times 1000 \times A_s}{1,25} = \frac{1000}{1,25} \times A_s$$

$$\Rightarrow 36,68 \leq \frac{1}{1,25} \times A_s$$

$$\Rightarrow A_s \geq 45,85 \text{ mm}^2$$

On opte un boulon M16 avec  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Avec  $d_0 = 18\text{mm}$

❖ **Disposition du boulon :**

$$1,2 \times d_0 \leq e \leq 12 \times t_{max}$$

$$2,2 \times d_0 \leq p \leq 14 \times t_{max}$$

Avec :

$$t_{max} = t_{poteau} = 17,5 \text{ mm}$$

$$21,6\text{mm} \leq e \leq 210\text{mm}$$

$$39,6\text{mm} \leq p \leq 245\text{mm}$$

On prend :

$$e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

❖ **Vérification a la pression diamétrale :**

$$\frac{N_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$- \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,55$$

$$- t : \text{épaisseur le plus faible } t = t_{gousset} = 12 \text{ mm}$$

$$- d : \text{diamètre du boulon M16}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 360 \times 16 \times 12}{1,25} = 76,03 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{4} = \frac{146,75}{4} = 36,68 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 76,03 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

**c. Assemblage gousset-ailles des cornières :**

➤ **Vérification au cisaillement :**

On considèrera forfaitairement 04 boulons de classe 10.9

$$\frac{N_{sd}}{n} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$- n : \text{le nombre de boulon } n = 4$$

$$- F_{v,Rd} = \frac{m \times \alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

- $m$  : nombre de surface cisailée  $m = 2$
- $A_s$ : section de boulon
- $\alpha_v = 0,5$  (classe du boulon 10.9)

$$\Rightarrow \frac{N_{sd}}{4} = 36,68 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{m \times \alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \times 0,5 \times 1000 \times A_s}{1,25} = \frac{1000}{1,25} \times A_s$$

$$\Rightarrow 36,68 \leq \frac{1}{1,25} \times A_s$$

$$\Rightarrow A_s \geq 45,85 \text{ mm}^2$$

On opte un boulon M14 avec  $A_s = 115 \text{ mm}^2$  et  $d_0 = 16 \text{ mm}$

❖ **Disposition du boulon :**

$$1,2 \times d_0 \leq e \leq 12 \times t_{max}$$

$$2,2 \times d_0 \leq p \leq 14 \times t_{max}$$

Avec :

$$t_{max} = t_{gousset} = 12 \text{ mm}$$

$$19,2 \text{ mm} \leq e \leq 144 \text{ mm}$$

$$35,2 \text{ mm} \leq p \leq 168 \text{ mm}$$

On prend :

$$e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = 25 \text{ mm}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

❖ **Vérification a la pression diamétrale :**

$$\frac{N_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,55$$

$$t : \text{épaisseur le plus faible } t = t_{gousset} = 12 \text{ mm}$$

-  $d$  : diamètre du boulon M14

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 360 \times 14 \times 12}{1,25} = 66,5 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{4} = \frac{146,75}{4} = 36,68 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 66,5 \text{ kN}$$

(Condition vérifiée)

**VI.5.2. Entre les éléments de la ferme en Treillis**

*a. Les efforts sollicitant :*

	Membrure supérieure	Membrure inférieure	Diagonales	Montant
section	2 CAE 100 × 10	2 CAE 100 × 10	2 CAE 40 × 4	2 CAE 60 × 5
Effort sollicitant (kN)	501,011	519,208	-161,849	-131,741

*b. Dimensionnement du gousset :*

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par le tableau suivant :

F (kN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Donc on prend  $e = 12 \text{ mm}$

*c. Assemblage de la diagonale et le montant avec le gousset*

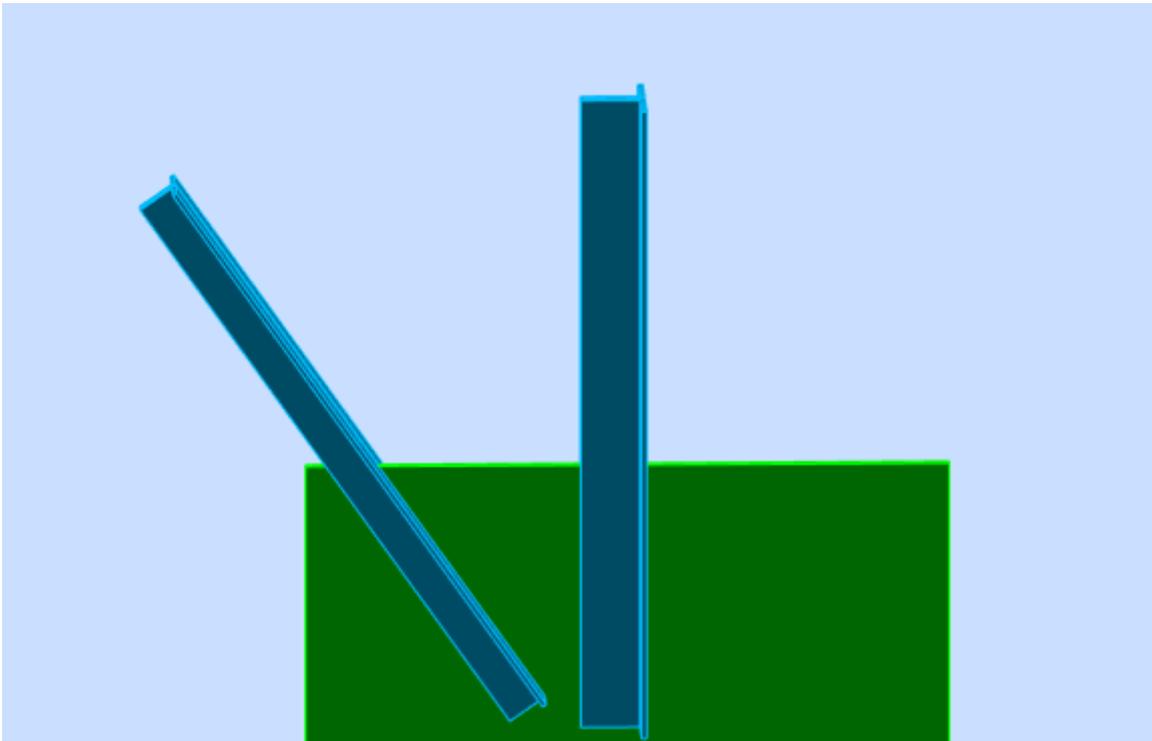


Figure VI.5: assemblage de la diagonale et le montant avec le gousset

Source : Auteurs

❖ **Dimensionnement de la gorge de soudure de diagonale et le montant avec gousset :**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 t_{max}$$

Avec :

- $t_{max}$ : épaisseur maximal des pièces assemblées
- $t_{max} = 12 \text{ mm}$  (Épaisseur du gousset)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 12 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 6 \text{ mm}$$

$$\text{donc } a = 4 \text{ mm}$$

❖ **Les longueurs de soudures de diagonal et du montant avec gousset :**

$$L_{talon} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{M0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

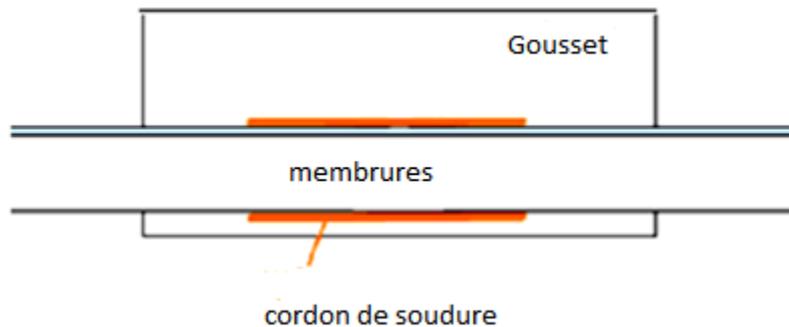
Avec :

- $\frac{N}{2}$ : effort reprise par cornière
- $\gamma_{Mw}$  : coefficient de sécurité  $\gamma_{M0} = 1,25$
- $f_u$ : résistance limite de rupture  $f_u = 360 MPa$
- $\beta_w$ : coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$
- $a$  : gorge de la soudure  $a = 4 mm$
- $d$  : distance de centre de gravité au talon
- $d'$ : distance de centre de gravité au bord

Le tableau suivant présent les dimensions choisis de soudure :

Elément	Type de cornière	Distance de C.D.G		Longueur des soudure		Gorges (mm)
		d' (mm)	d (mm)	L <sub>talon</sub> (cm)	L <sub>bord</sub> (cm)	
Diagonales	2 CAE 40 × 4	28,53	11,47	7	3	4
Montant	2CAE 60 × 5	43,16	16,84	5,7	2,5	4

*d. Assemblage gousset-membrure de la ferme*



► Dimensionnement de la gorge de soudure de membrure avec gousset :

$$3 mm \leq a \leq 0,5 t_{max}$$

Avec :

- $t_{max}$ : épaisseur maximal des pièces assemblées

- $t_{max} = 12 \text{ mm}$  (Epaisseur du gousset)

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \times 12 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 6 \text{ mm}$$

$$\text{donc } a = 4 \text{ mm}$$

❖ Les longueurs de soudures de diagonal et du montant avec gousset :

$$L_{talon} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{M0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \times \gamma_{Mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

Avec :

- $\frac{N}{2}$ : effort reprise par cornière

- $N = \max(N \text{ de membrure supérieur} ; N \text{ membrure inférieur})$

$$N = 519,208 \text{ kN}$$

- $\gamma_{Mw}$  : coefficient de sécurité  $\gamma_{M0} = 1,25$
- $f_u$ : résistance limite de rupture  $f_u = 360 \text{ MPa}$
- $\beta_w$ : coefficient de corrélation  $\beta_w = 0,8$
- a : gorge de la soudure  $a = 4 \text{ mm}$
- d : distance de centre de gravité au talon
- d' : distance de centre de gravité au bord

Le tableau suivant présent les dimensions choisies de soudure :

Élément	Type de cornière	Distance de centre de gravité		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (mm)	d (mm)	$L_{talon}$ (cm)	$L_{bord}$ (cm)	
Membrure supérieur	2 CAE 100 × 10	71,32	28,68	23	9	4
Membrure inférieur	2 CAE 100 × 10	71,32	28,68	23	9	4

### VI.5.3. Assemblage pied de poteau

#### a. Assemblage pied poteau treillis

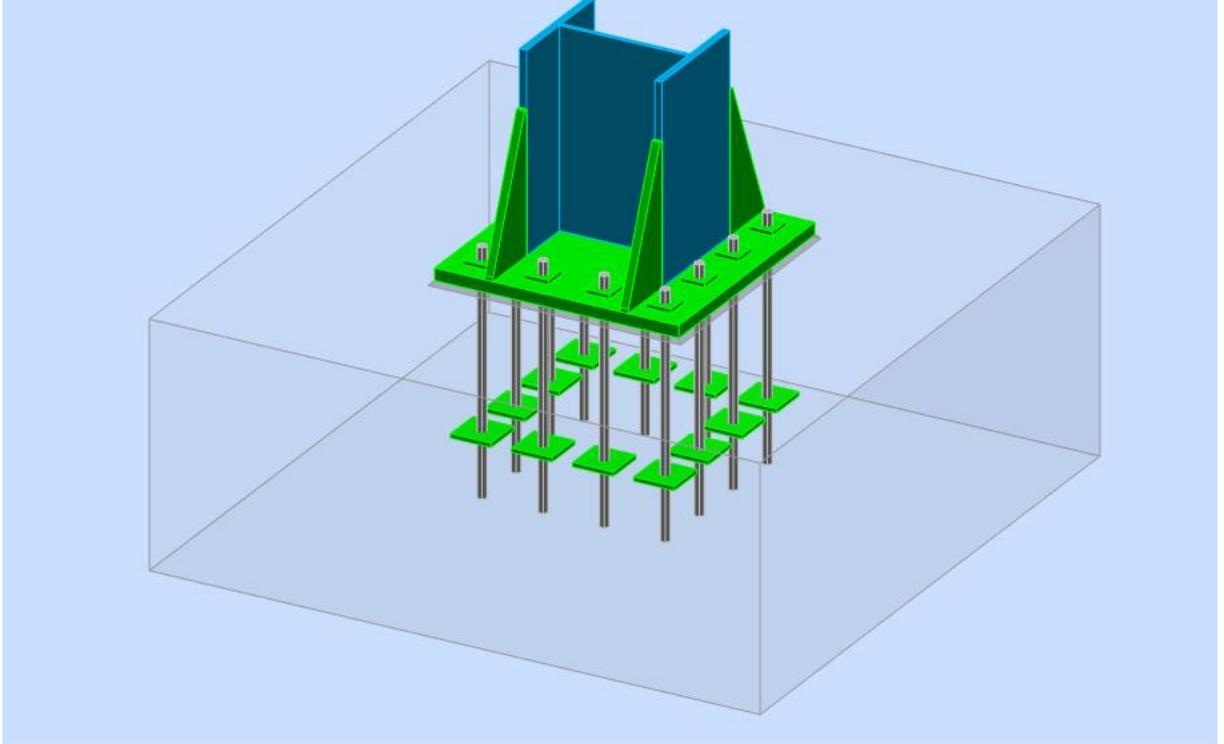


Figure VI.6: Assemblage pied de poteau

Sources :Auteurs

1- Effort sollicitant :

- $N_{t,sd} = 35,252 \text{ kN}$
- $N_{c,sd} = -35,252 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 274,38 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 71,273 \text{ kN}$

*b. Dimensionnement de la plaque d'assise :*

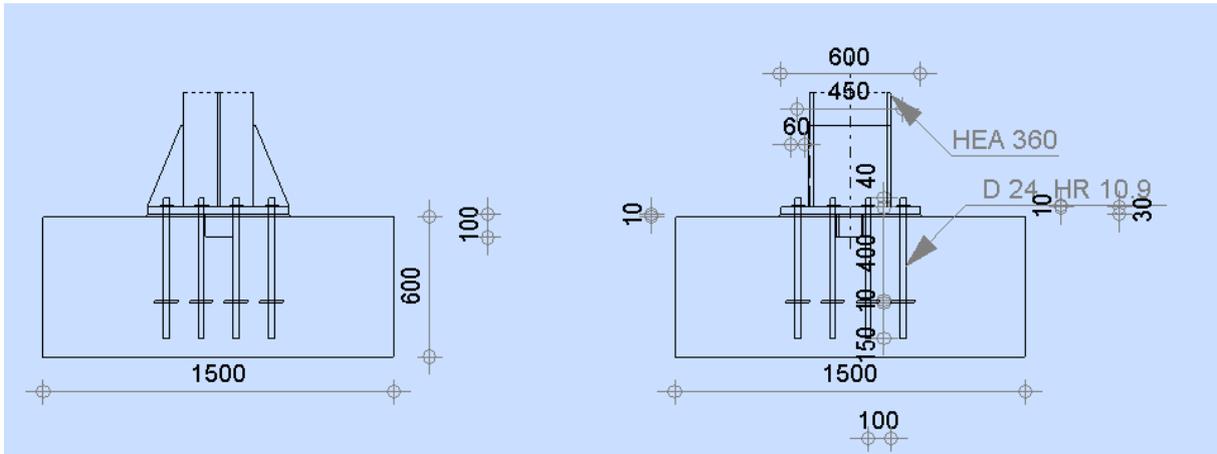


Figure VI.7/ Détail assemblage pied de poteau (vue vertical)

Source : Auteurs

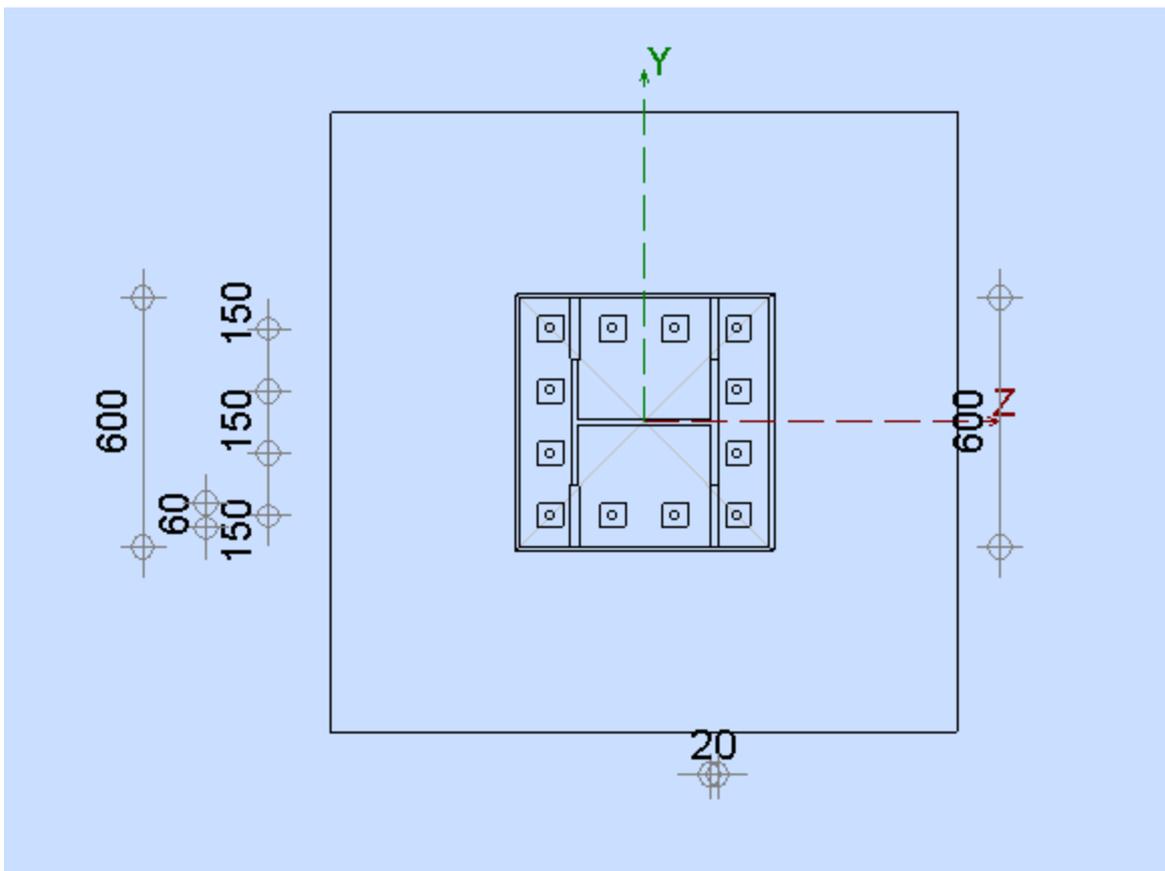


Figure VI.8: Détail assemblage pied de poteau (vue horizontal)

Source : auteurs

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

❖ **Cordon de soudure :**

$$\text{Semelle } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 17,5 = 12,25 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } a_s = 15 \text{ mm}$$

$$\text{Ame } a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } a_a = 15 \text{ mm}$$

❖ **Surface de la platine :**

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

$$b \geq b + 2a_s \geq 300 + (2 \times 15) = 330 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prend } b = 600 \text{ mm}$$

❖ **Épaisseur de la platine :**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 100 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{1635}{350 \times 350} = 0,0133 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$t \geq 150 \sqrt{\frac{3 \times 0,00979}{24}} = 5,24 \text{ mm}$$

L'épaisseur de calcul est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur  $t = 30$  mm

**c. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :**

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{35,252}{600 \times 600} = 0,979 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_b = 80 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

(Condition vérifiée)

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

- $M_e$  est le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \text{ et } \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 0,979 \times 60 \frac{15^2}{2} = 6608 \text{ daN.cm} \\ M_e = \sigma_e \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{600 \times 30^2}{6} = 216000 \text{ daN.cm} \end{cases} \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} < M_e$$

(Condition vérifiée)

**d. Vérification de la tige d'ancrage :**

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{N}{14}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ daN/m}^3$  (dosage du béton)
- $r = 3\phi$
- $l_1 = 20\phi$
- $l_2 = 2\phi$
- $d_1$ : la distance la plus petite de l'axe de la tige a une paroi du massif en béton ( $d_1 = 40 \text{ mm}$ )

$$0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{3525,2}{12} = 293,766 \text{ daN}$$

$$0,053\phi^2 - 0,05\phi - 1 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,463 \rightarrow \phi \geq 4,83 \text{ mm}$$

On adapte  $\phi = 24 \text{ mm}$

**e. Condition d'équilibre du BAEL :**

$$\frac{N}{12} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \phi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\phi$
- $T_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\phi_s = 1$  (rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\Rightarrow F_A = \pi \times 1,26 \times 24 \times 20 \times 24 = 45600,84 \text{ N}$$

$$\frac{N}{12} = 2,93766 \text{ kN} < F_A = 45,60084 \text{ kN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

#### VI.5.4. Assemblage pied de potelet

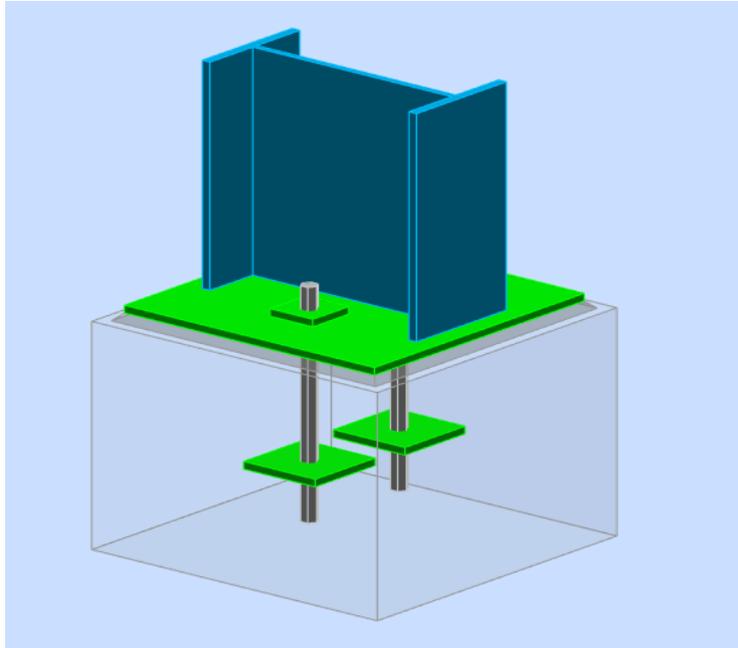


Figure VI.9: Assemblage pied de potelet

Sources : Auteurs

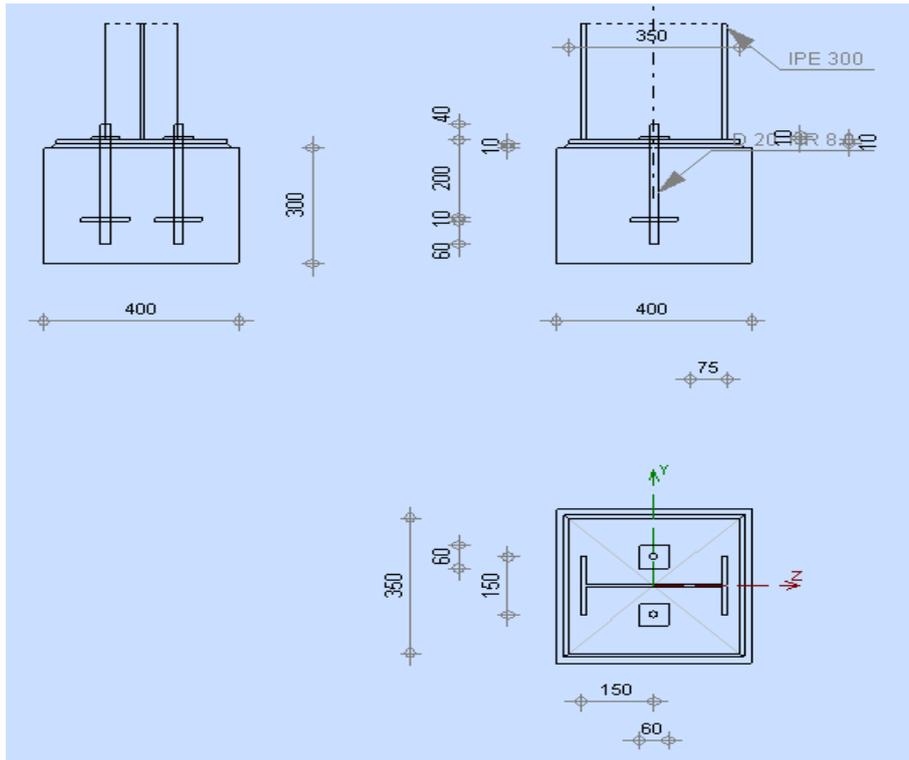


Figure VI.10: Détail assemblage pied de potelet

Source : Auteurs

**a. Effort sollicitant :**

- $N_{t,sd} = 16,35 \text{ kN}$
- $N_{c,sd} = -16,35 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 30,14 \text{ kN}$

**b. Dimensionnement de la plaque d'assise**

❖ **Cordon de soudure :**

Semelle  $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 10,7 = 7,5 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend  $a_s = 8 \text{ mm}$

Ame  $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,1 = 5 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend  $a_a = 8 \text{ mm}$

❖ **Surface de la platine :**

$a \geq h + 2a_s \geq 300 + (2 \times 8) = 316 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend  $a = 350 \text{ mm}$

$b \geq b + 2a_s \geq 150 + (2 \times 8) = 166 \text{ mm} \Rightarrow$  on prend  $b = 350 \text{ mm}$

❖ **Epaisseur de la platine :**

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 100\text{mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{1635}{350 \times 350} = 0,0133 \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$t \geq 100 \sqrt{\frac{3 \times 0,0133}{24}} = 4,07\text{mm}$$

On prend  $t=10\text{mm}$

c. *Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :*

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{1635}{350 \times 350} = 1,33 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 80\text{daN/cm}^2$$

(Condition vérifiée)

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

-  $M_e$  est le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \text{ et } \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 1,33 \times 35 \frac{10^2}{2} = 2327 \text{ daN.cm} \\ M_e = \sigma_e \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{350 \times 10^2}{6} = 14000 \text{ daN.cm} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} < M_e$$

(Condition vérifiée)

d. *Vérification de la tige d'ancrage :*

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{N}{2}$$

Avec :

-  $g_c = 350\text{daN/m}^3$  (dosage du béton)

-  $r = 3\phi$

-  $l_1 = 20\phi$

-  $l_2 = 2\phi$

-  $d_1$ : la distance la plus petite de l'axe de la tige a une paroi du massif en béton ( $d_1 = 40 \text{ mm}$ )

$$0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \cdot (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{1635}{2} = 817,5 \text{ daN}$$

$$0,0188\phi^2 - 0,05\phi - 1 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0,278 \rightarrow \phi \geq 8,72\text{mm}$$

On adapte  $\phi = 16 \text{ mm}$

*e. Condition d'équilibre du BAEL :*

$$\frac{N}{2} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \phi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\phi$
- $T_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\phi_s = 1$  (rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$   
 $\Rightarrow F_A = \pi \times 1,26 \times 16 \times 20 \times 16 = 20267,04 \text{ N}$

$$\frac{N}{2} = 8,175 \text{ kN} < F_A = 20,26704 \text{ kN} \text{ (Condition vérifiée)}$$

## **Chapitre VII : Étude comparatif entre les fermes en treillis et les sections pleines**

## VII.1.INTRODUCTION

D'une manière générale, pour chaque type d'élément, on recherche les solutions techniques qui satisfont les critères de résistance et d'aptitude à l'emploi et offrent en même temps la meilleure économie du projet. Le jugement sur ce dernier point est souvent complexe à porter car il doit intégrer de nombreux paramètres. Le poids est l'indice quantitatif le plus utilisé pour comparer un type de section par rapport à un autre (poids au mètre linéaire d'élément), une conception de structure par rapport à une autre (poids global au mètre carré couvert).

Dans ce dernier chapitre nous allons comparer les résultats des études faites pour les ossatures ordinaires et on treillis suivant les points :

- La réaction de l'ossature aux efforts sollicités.
- La période modale de l'ossature
- Le poids propre de chaque ossature
- Cout de l'ossature
- Effort tranchant

## VII.2.Analyse comparative

Grâce a des résultats obtenus par l'étude des deux ossatures treillis et ordinaire on a pu faire une comparaison sur les points suivants :

- L'effort tranchant appliqué à la base
- La réaction de l'ossature aux efforts sollicités.
- La période modale de l'ossature
- Le poids propre de chaque ossature
- Cout de l'ossature

Le métré de la charpente consiste à calculer les longueurs globales de chaque profilé afin de pouvoir en déduire le poids de toutes les pièces à l'aide du poids unitaire des profils courants. Il faut noter que la charpente présente une quantité très importante des pièces secondaires utilisées dans l'assemblage : goussets, boulons, platines, liens des pannes et raidisseurs, etc. Le poids total de ces pièces peut être pris égal à 10% du poids total de la charpente.

### VII.2.1. L'effort tranchant appliqué à la base

A partir des sollicitation du a l'effore sismique les effort tranchant à la base on été déterminer a l'aide du logiciel « Robot Structural Analysis » comme suite :

	Treillis	Ordinaire
$V_x$ [kN]	283,592	403,935
$V_y$ [kN]	176,409	292,127

Tableau VII.1 : Les efforts tranchants des structure les plus défavorable

Source : Auteurs

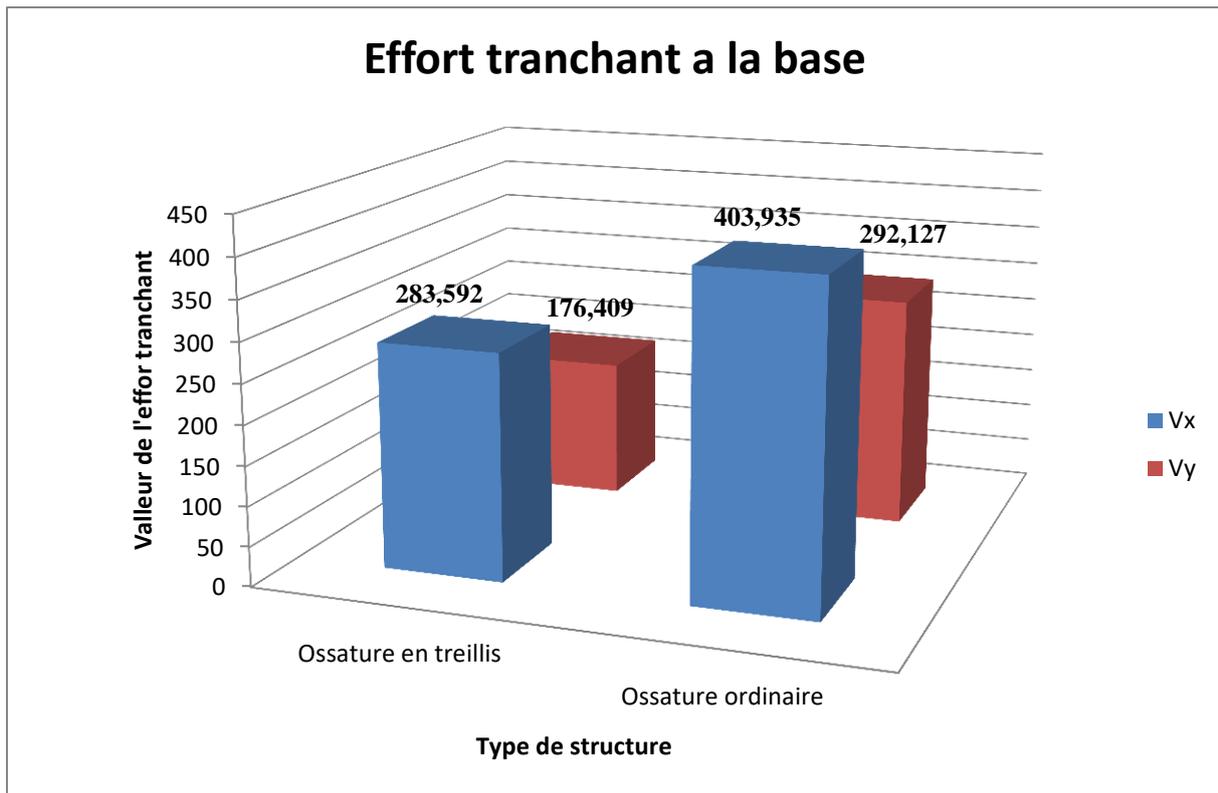


Figure VII.1 : Effort tranchant à la base de la structure

Source : Auteurs

### VII.2.2. La réaction de l'ossature aux efforts sollicités

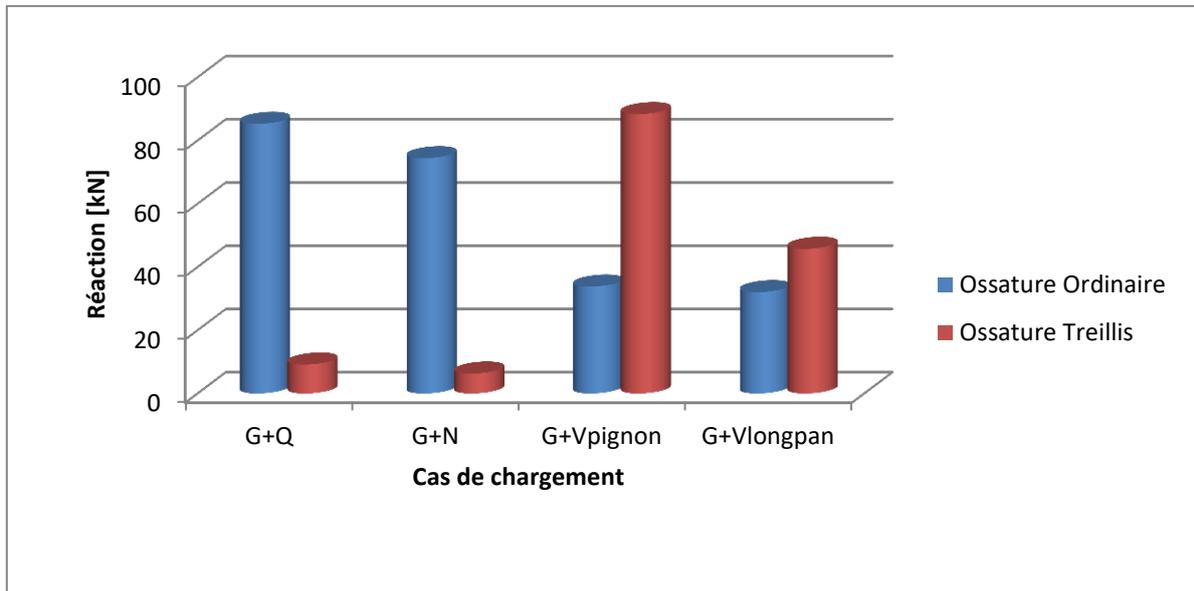


Figure VII.2 : Réactions les plus défavorable appliqué sur le sol

Source : Auteurs

Les réactions sur le sol sont plus importantes lors de l'influence du vent dans les fermes en treillis par rapport l'ossature ordinaire.

### VII.2.3. La période modale de l'ossature

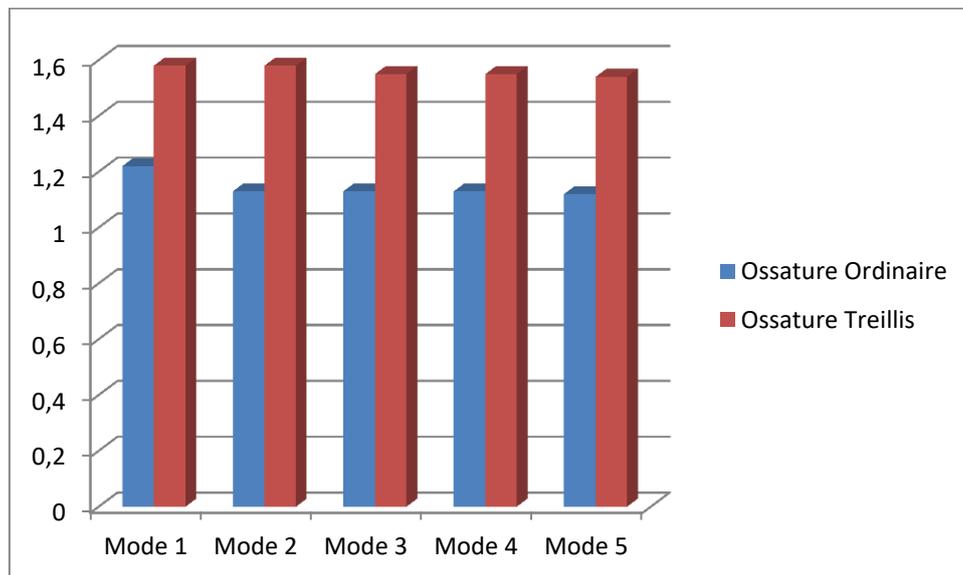


Figure VII.3 : Periode modale de l'ossature

Source : Auteurs

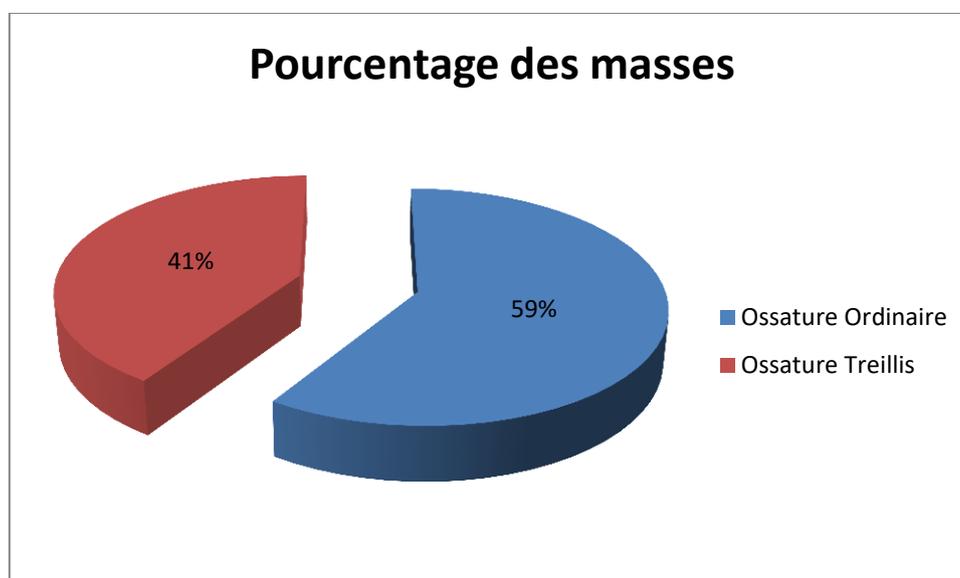
	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
Ossature Ordinaire	1,22	1,13	1,13	1,13	1,12
Ossature Treillis	1,58	1,58	1,55	1,55	1,54

**Tableau VII.2 : Les periodes modale**

Source : Auteurs

#### VII.2.4. Le poids propre de chaque ossature

A l'aide de « Robot Structural Analysis », on a pu établir le tableau suivant qui récapitule la quantité totale d'acier nécessaire :



**Figure VII.4 : Pourcentage de la masse**

Source : Auteurs

	Ossature Ordinaire	Ossature Treillis
Poid total de la structure	124897,577	85984,323
Pourcentage	41%	59%

**Tableau VII.3 : Masse des ossatures**

Source : Auteurs

### VII.2.5. Cout de l'ossature

Le tableau suivant récapitule les quantités totales des matériaux utilisés et indique le coût total estimé de la deuxième variante :

❖ **Cout de l'ossature ordinaire :**

Profilé	Poids unitaire (kg/m)	Longueur (m)	Nombre	Prix unitaire (DA/kg)	Prix total (DA)
Traverse HEB320	127	18,22	28	182	11791838.24
Poteau HEA 400	125	8	28	182	5096000
Potelet IPE 300	42,2	28,55	4	182,5	879511.3
Panne IPE 140	12,9	60	26	181,6	3654518.4
Lisse UPN 140	16	456	2	181,5	2648448
Contreventement CAE 120x10	18 ,2	89,08	8	181,5	2354063.712
Prix total					26 424 379.652

❖ **Cout de l'ossature treillis**

Profilé	Poids unitaire (kg/m)	Longueur (m)	Nombre	Prix unitaire (DA/kg)	Prix total (DA)
Membrure supérieur 2 CAE 100X10	30	18,22	28	180	2754864
Membrure inferieur 2 CAE 100X10	30	18	28	180	2721600
Diagonal 2 CAE 40x4	4,84	22,2	28	190	571623.36
Montant 2 CAE	9,14	15,105	28	185	715149.246

60x5					
Poteau HEA 320	97,6	8	28	182	3978956.8
Potelet IPE 300	42,2	24	4	182,5	739344
Panne IPE 140	12,9	60	26	181,6	3654518.4
Lisse UPN 140	16	456	2	181,5	2648448
Contreventement CAE 120x10	18 ,2	89,2	8	181,5	2357234.88
Prix total					20 141 738.686

### **VII.3. Interprétation des résultats**

On constate que l'effort tranchant est beaucoup plus important sur l'ossature ordinaire que l'ossature en treillis cela est dû à la différence de rigidité.

La comparaison de la réaction des deux ossatures, nous a montré que les réactions de l'ossature ordinaire sont bien plus grandes que celle de l'ossature en treillis sauf au vent la réaction du treillis est plus grande que l'ordinaire, mais les réactions de l'ordinaire ont atteint des valeurs plus grandes.

Dans le deuxième point on remarque la période des deux ossatures fait ressortir une différence assez énorme. Ce qui nous montre que l'ossature treillis est plus souple que l'ossature ordinaire qui est beaucoup plus rigide.

La comparaison du poids propre des deux ossatures fait ressortir une différence assez énorme. En effet le poids de l'ossature treillis est presque 70% du poids de l'ossature ordinaire.

Le coût de l'ossature ordinaire est de 26 424 379.652 DA qui est plus chère que le coût de l'ossature treillis de 20 141 738.686 DA. En effet remarque que le coût de la traverse tous seul (11791838.24 DA) est presque le double de la ferme (6 763 236.606 DA).

### **VII.4. Conclusion :**

Il est vrai que les principaux coûts entrant dans la composition du prix de revient d'une ossature métallique sont, sinon proportionnels, au moins directement liés au poids d'acier mis en œuvre on constate bien que la plus grande légèreté passe par des coûts plus élevés de fabrication et de mise en œuvre et le constructeur doit régulièrement rechercher, en fonction des caractéristiques de ses moyens de production et des conditions économiques du moment, l'optimum entre ces deux postes de dépenses.

## **Conclusion Générale**

Chaque structure métallique possède des caractéristiques spécifiques qui ont une influence sur le coût et le délai de réalisation. Au terme de ce travail qui répond à la problématique pour les mêmes données laquelle parmi deux structures en portique comportant des fermes en section pleine ou en treillis sera la plus avantageuse.

Nous avons tout d'abord commencé par l'exposition des principes fondamentaux d'organisation des structures et la description des dispositions constructives des ossatures courantes et ce, afin de nous clarifier l'étendu de ce présent travail. Par la suite, nous avons choisi d'illustrer notre travail par la conception architecturale d'un centre commercial que nous avons implanté dans la zone Es Senia à Oran puisque son contexte s'intègre dans le caractère industriel de cette zone et contribuera au programme de développement économique de cette région.

À travers cet ouvrage, nous avons dans un premier temps simulé les deux types d'ossatures porteuses dans le logiciel Robot et extrait les efforts sollicitant pour le dimensionnement des éléments (poteaux, traverses, fermes, contreventements, pannes, potelets et les lisses) en conformité avec les exigences réglementaires nationales du RPA99/version2003, RNV99/version2013, CCM97 et les différents D.T.R. .La simulation a aussi permis de réaliser une étude dynamique modale spectrale pour vérifier la structure sous l'effet des actions accidentelles (sismiques).

Dans un second temps nous avons procéder aux vérifications manuelles de la résistance et la stabilité des éléments structuraux suivant les recommandations des règlements suscités.

Tous cela, nous a permis d'établir à la fin, la comparaison des solutions techniques répondant aux critères de résistance et d'aptitude à l'emploi et offrent en même temps la meilleure solution économique à la structure du projet.

Cette comparaison a confirmé notre hypothèse et de dévoiler les précieuses et influentes potentialités de l'utilisation de la ferme en treillis au lieu d'une traverse en profilé à âme pleine. Le poids d'acier mis en œuvre et par conséquent le coût entrant dans la composition du prix de l'ossature en treillis, se **réduisent considérablement** par rapport à l'autre type de structure ordinaire.

A travers le territoire national, les coûts de la matière première, de la manutention, du transport, de montage sur site incluse dans le prix unitaire, permettent impérativement d'adopter un choix beaucoup plus avantageux sur la ferme en treillis pour les structures métalliques et cela croissant proportionnellement avec l'élévation de l'étendue de la portée.

# **Bibliographie**

- MINISTERE DE L'HABITAT. (1998). REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER. Alger, Algerie: CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE (C.G.S).
- MINISTERE DE L'HABITAT. (2013). Règlement neige & vent (version 2013). Alger.
- MINISTERE DE L'HABITAT. (2013). Règlement neige & vent (version 2013). Alger.
- Ministère des travaux publics. (2008). Regles parasismique applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Ministre de l'habitat. (2013). Règlement neige & vent (version 2013) DTR C2-47 . Alger.
- Ministre de l'habitat et de l'urbanisme. (2004). Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version2003. Alger.
- Algérie--Oran--Es-Senia. (s.d.). (Société ADVERCITY) Consulté le 06 03, 2019, sur db-city: <https://fr.db-city.com/Algérie--Oran--Es-Senia>
- ArcelorMittal . (s.d.). ArcelorMittal\_PV\_FR\_RU. Consulté le 05 21, 2019, sur ds.arcelormittal: [http://ds.arcelormittal.com/repository/Catalog/ArcelorMittal\\_PV\\_FR\\_RU.pdf](http://ds.arcelormittal.com/repository/Catalog/ArcelorMittal_PV_FR_RU.pdf)
- ArcelorMittal. (s.d.). ACB® Poutres alvéolaires. Consulté le 05 30, 2019, sur mp-ingenieurs: <https://mp-ingenieurs.ch/storage/app/uploads/public/575/a90/1d2/575a901d21260707290466.pdf>
- ArcelorMittal. (s.d.). Poutrelles ACB® et Angelina™. Consulté le 05 30, 2019, sur Constructalia.arcelormittal: [https://constructalia.arcelormittal.com/files/Castellated\\_FR.brochure--879ec1da6006d2280d2ede024cd2bb71.pdf](https://constructalia.arcelormittal.com/files/Castellated_FR.brochure--879ec1da6006d2280d2ede024cd2bb71.pdf)
- Association Française de Normalisation (AFNOR). (2007). Eurocode 3 Calcul des structures en acier. Seine-Saint-Denis, France.
- BOUAFIA, M. (2010). ÉTAT de contrainte déformation des profilés reconstitués soudés sous sollicitation horizontale. UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA.
- Broch. (2017, 03 11). Consulté le 11 2018, 28, sur wikipedia: <https://fr.wikipedia.org/wiki/Broch>
- Centre National d'Etudes et de Recherches Integrees du Bâtiment. (2013). D.T.R. C 2-4.7. Alger.

- Centre suisse de la construction métallique. (s.d.). 01/06 steeldoc.
- Cevital Spa; BATICOMPOS Sp. (s.d.). FICHETECHNIQUE PANNEAUSANDWICHBARDAGE(LL35,LL40,LL60,LL80,LL100,LL150,LL200).
- Cevital Spa; BATICOMPOS Sp. (s.d.). FICHETECHNIQUE PANNEAUSANDWICHTOITURE(TL75).
- Claude, H., Frédy, L., & Bruno, Q. (1997). *Mémotech — Structures métalliques*. Casteilla.
- Daniel, R. (1978). *L'acier et l'industrie sidérurgique*. Paris, France: Presses universitaires de France.
- Dehard, I. J. (2009). *Les éléments flechis*.
- Dico-BTP. (s.d.). Consulté le 06 10, 2019, sur [editions-eyrolles.com](https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=7485): <https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=7485>
- Djamel, B. (2012, 19). *Zone industrielle d'Es Senia (Oran) : Un. elwatan*.
- Fédération française de l'acier. (2012). *Comment fabrique t-on l'acier*.
- Formulaire-des-poutres. (s.d.). *Formulaire des poutres*. Consulté le 05 20, 2019, sur [notech.franceserv](https://notech.franceserv.com/formulaire-des-poutres.pdf): <https://notech.franceserv.com/formulaire-des-poutres.pdf>
- Google Earth. (s.d.). *Google Earth*. Consulté le 01 02, 2019, sur [Google Earth](https://earth.google.com/web/@34.92025407,-1.29743439,583.29646592a,1089.62066558d,35y,-0h,0t,0r/data=ClcaVRJNCiMweGQ3OGM5YjhmNmI0ZWY1OToweDU3NmI5ZDdkZGZhMDc4MBkSZ8ppq3FBQCFq6Zd-6Rf1vyoUVGxlbWNlbgrYqtmE2YXYs9in2YYYASABKAI): <https://earth.google.com/web/@34.92025407,-1.29743439,583.29646592a,1089.62066558d,35y,-0h,0t,0r/data=ClcaVRJNCiMweGQ3OGM5YjhmNmI0ZWY1OToweDU3NmI5ZDdkZGZhMDc4MBkSZ8ppq3FBQCFq6Zd-6Rf1vyoUVGxlbWNlbgrYqtmE2YXYs9in2YYYASABKAI>
- Kherbouche, S. (2019). *Stabilité non linéaire des colonnes métalliques à étrépillons*. Tlemcen.
- KHERBOUCHE, S., & MEGNOUNIF, A. (2018). *ANALYSE DE LA STABILITE ELASTIQUE DES POTEAUX COMPOSES FORMES A FROID PAR LA METHODE DSM*. Tlemcen, Génie civil, ALGÉRIE.
- La fédération française de l'acier. (2012, 10). *La classification des produits sidérurgiques Fiche 07*. Consulté le 05 23, 2019, sur [ats-ffa](http://www.ats-ffa.org/fiches/downloads/classification_produits.pdf): [http://www.ats-ffa.org/fiches/downloads/classification\\_produits.pdf](http://www.ats-ffa.org/fiches/downloads/classification_produits.pdf)
- Lahlou, D. (2012). *Calcul des éléments de constructions métallique selon Eurocode 3*. Alger: Office des publications universitaires.

- LAOUICHI, F. Z., & BENCHAIIB, W. (2018). DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION D'UN BATIMENT R+6 TYPE DALLE-VOILE AVEC MODELISATION DE JOINT SISMIQUE ENTRE 2 BLOCS « GAP ». Tlemcen, Génie Civil, Algerie: Université Abou Bekr Belkaid.
- Maitre, P. (2009). Formulaire de la construction métallique . Paris: LE MONITEUR.
- Manfred, A. H., Rolf, B., & Alain, N. (2006). Construction métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement.
- Rédha, S. M. (2012). MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES POUTRES MÉTALLIQUES AVEC DES OUVERTURES DANS L'ÂME. Constantine, GENIE CIVIL , Algerie.
- TAKTAK, W. (2005). La charpente métallique selon l'eurocode 3. (U. Europeennes, Éd.) Radès, Tunis: Institut supérieur des etudes technologiques de Radès.
- toiture.pro. (s.d.). couverture-bac-acier. Consulté le 06 12, 2019, sur toiture.pro: <https://toiture.pro/couverture-bac-acier.html#sandwich>
- Yazid, F. (2015, 9 30). Oran-la-capitale-de-l-ouest-aspire-a-devenir-une-ville-mondiale. MAGHRÉBINE. Récupéré sur maghrebemergent: <https://maghrebemergent.info/oran-la-capitale-de-l-ouest-aspire-a-devenir-une-ville-mondiale/>
- Mordefroy. (s.d.). Les avantages d'une structure métallique. Consulté le 05 20, 2019, sur Mordefroy construction métallique: <http://www.mordefroy-construction-metallique.fr/actualite-les-avantages-dune-structure-metallique-266.html>

# **Annexes**



Ilot D, N°6 ZHUN Garidi II –  
Kouba – Alger  
Tél: + (213) 21 56 38 10 à 80  
Fax: + (213) 21 56 38 20



BATICOMPOS Spa  
Société de Composants Industrialisés  
DIRECTION GENERALE  
BP 75 Béni – Mançour W/BEJAIA  
Tél: + (213) 034 34 01 73/74/76/77 /  
Fax: + (213) 034 34 01 69

## FICHE TECHNIQUE

### PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

#### Description

##### 1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

##### 2. Matériaux

###### 2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m<sup>2</sup> pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Toiture TL 75 : - 0,55 mm à l'intérieur,  
- 0,75 mm à l'extérieur  
- 0,4 mm à l'intérieur  
- 0,6 mm à l'extérieur

###### 2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

**Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation**

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m <sup>3</sup> ± 2 kg/m <sup>3</sup>
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

### 3. Caractéristiques dimensionnelles

**Tableau 2 : Dimensions et tolérances**

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Toiture :1035	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	53	± 2
Défaut d'équerrage		6,21
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

**Poids spécifique (kg/m<sup>2</sup>) : 14.2**

### 4. Autres informations techniques

#### 4.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion,

le coefficient de conduction thermique ( $\lambda$ ) = 0.026 w/m.k

Panneau	TL75
Coefficient de transmission thermique (w/m <sup>2</sup> .K)	0.40

**4.2 Isolation phonique :** TL75 : 26dB

**PANNEAU TL 75 / Largeur = 1035 mm**  
 épaisseur tole supérieure = 0.75 mm ; épaisseur tole inférieure = 0.55 mm

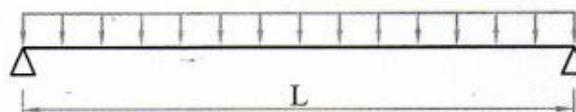
**TYPE / BATICOMPOS**

Nuance d'acier : contrainte caractéristique  $R_{p0.2} = 3200 \text{ daN/cm}^2$

PORTEES MAXIMALES ( en mètres ) EN FONCTION DES CHARGES ( en daN/m<sup>2</sup> )

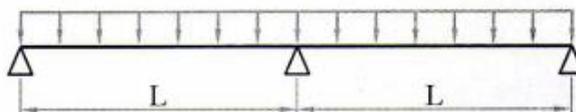
FLECHE ADMISSIBLE = L / 300

POUTRES A 01 TRAVEES



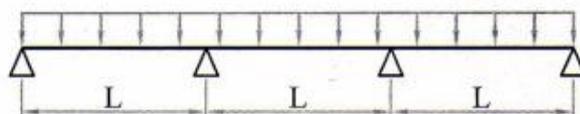
charges daN/m <sup>2</sup> Type	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
TL 75	6.54	5.19	4.53	4.12	3.82	3.60	3.42	3.27	3.14	3.04	2.94	2.86	2.78	2.71	2.65

POUTRES A 02 TRAVEES



charges daN/m <sup>2</sup> Type	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
TL 75	8.75	6.95	6.07	5.52	5.12	4.82	4.58	4.38	4.21	4.07	3.94	3.83	3.73	3.63	3.55

POUTRES A 03 TRAVEES



charges daN/m <sup>2</sup> Type	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
TL 75	8.08	6.41	5.60	5.09	4.73	4.45	4.23	4.04	3.89	3.75	3.64	3.53	3.44	3.36	3.28

## B.1. Effet de la neige

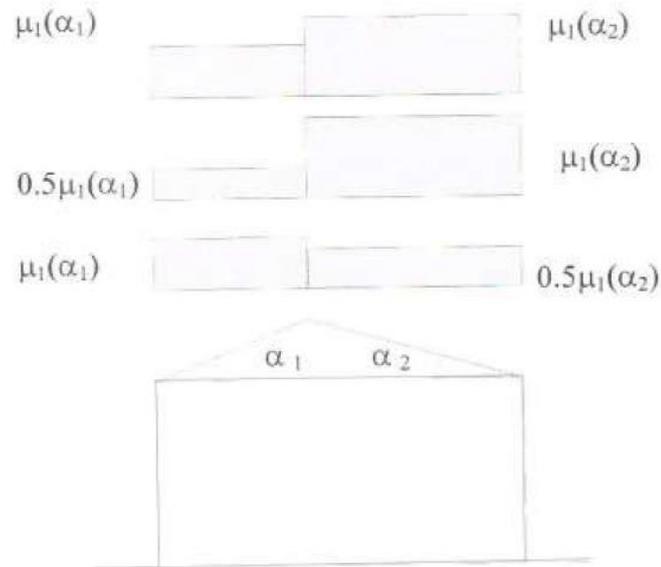


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

## B.1. Effet du vent

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

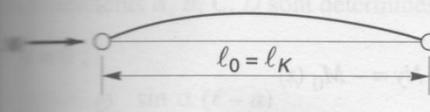
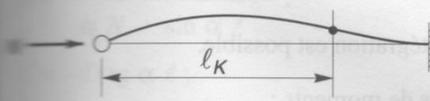
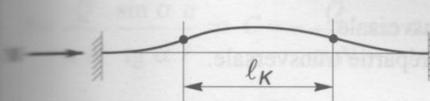
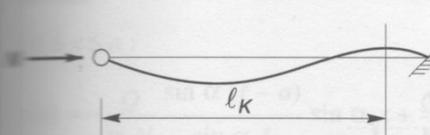
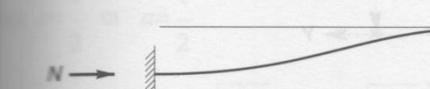
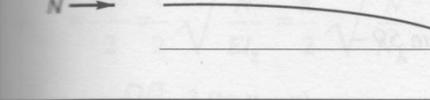
Catégories de terrain	$K_T$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\epsilon$
<b>0</b> Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe,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

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

État de surface	Coefficient de frottement $C_f$
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Tableau 2.8 : Valeurs des coefficients de frottement

## Condition d'appuis

Conditions d'appuis	$m$	$l_K$
- Sans déplacements des extrémités		
	1	$l_0$
	2	$0,7 l_0$
	4	$0,5 l_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 l_0$
- Avec liberté de déplacements aux extrémités		
	$\frac{1}{4}$	$2 l_0$
	1	$l_0$
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 l_0$

- Figure 58 -

## 5.5.1.4. Flambement par flexion

(1) la courbe de flambement appropriée pour le flambement par flexion doit être déterminée d'après le tableau 55.3.

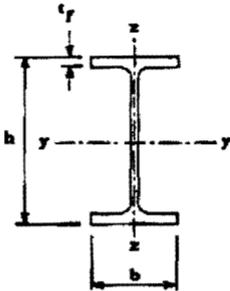
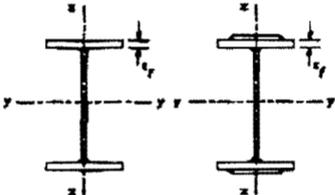
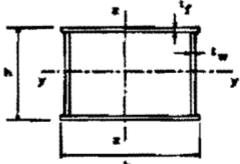
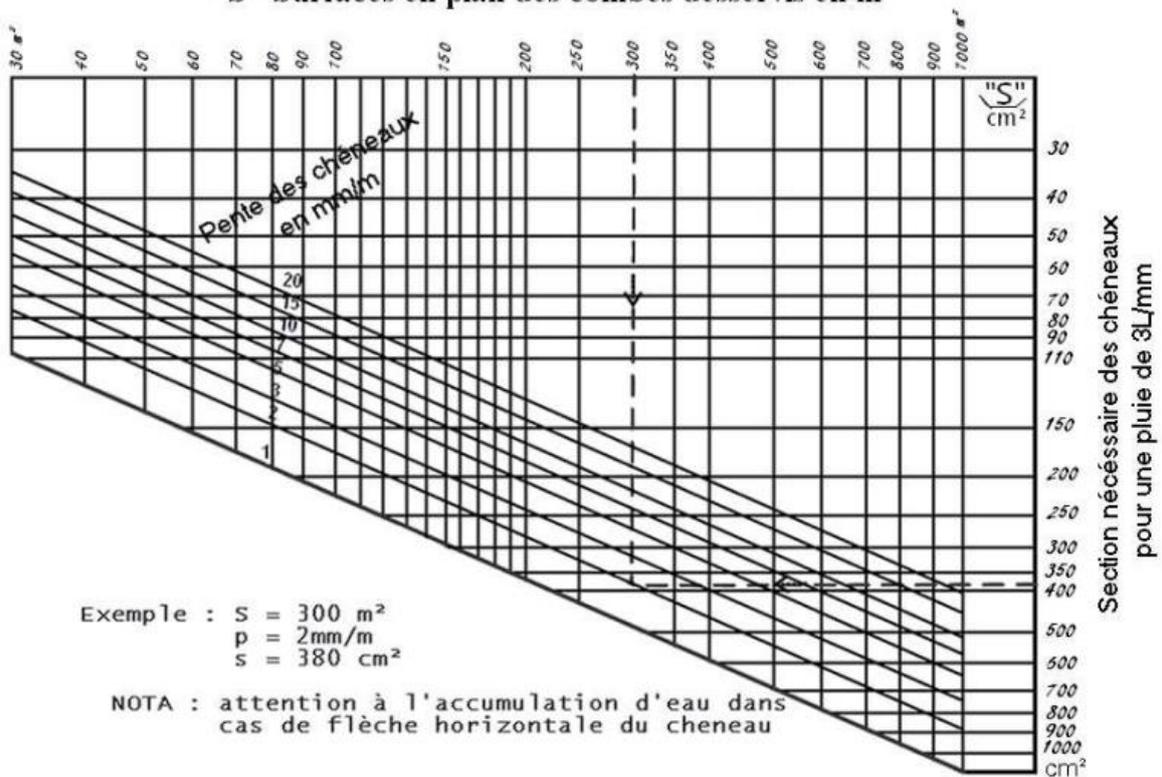
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
<b>Sections creuses</b> 	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
<b>Caissons soudés</b> 	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
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

Tableau 55.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

### Calcul de la section des cheneaux "S" Surfaces en plan des combs desservis en m<sup>2</sup>

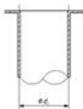


### CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

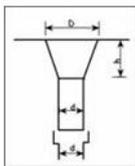
Écartement maxi des descentes 30m

$D_{\text{mini}} = 8 \text{ cm}$   
 $S_{\text{maxi}} = 1000 \text{ m}^2$

Moignon cylindrique

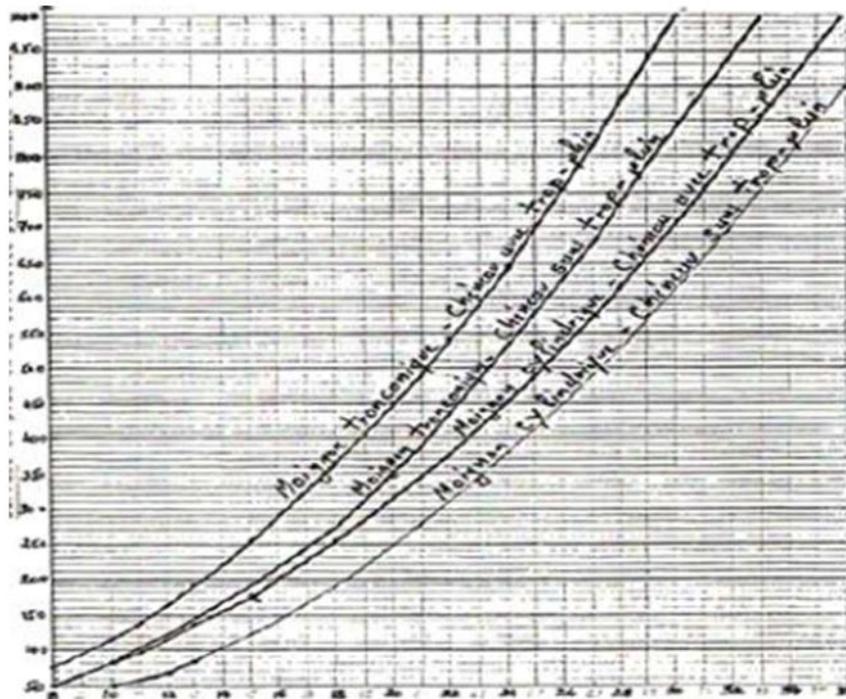


Moignon tronconique



$D = 2 \times d$   
 $H = 1,5 \times d$

Surface en plan en m<sup>2</sup> collectée par une cotrée d'eau



Diamètre « d » minimale du tuyau de descente

**Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.**

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

**Tableau 4.2 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

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

**Tableau 4.7 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$** 

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
<b>T<sub>1</sub></b> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T<sub>2</sub></b> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

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

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient  $C_T$ 

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

Caractéristiques géométriques (mm, mm <sup>2</sup> )										
Désignations	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d <sub>0</sub> trou normal	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A <sub>s</sub>	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
Φ rondelle	20	24	27	30	34	37	40	44	50	52
d <sub>m</sub>	17,24	19,39	22,63	25,86	29,09	32,32	36,63	38,79	44,17	49,56

d diamètre nominal du boulon (celui de la partie non filetée).  
d<sub>0</sub> diamètre du trou normal  
A aire de la section de la tige lisse du boulon  
A<sub>s</sub> section résistante de la partie filetée  
d<sub>m</sub> moyenne entre surangle et surplat pour le calcul de B<sub>p,Rd</sub> (valeurs pour les boulons HM uniquement).

**Tableau des sections des barres indépendantes**

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

La masse volumique de l'acier est 7800kg/m<sup>3</sup>

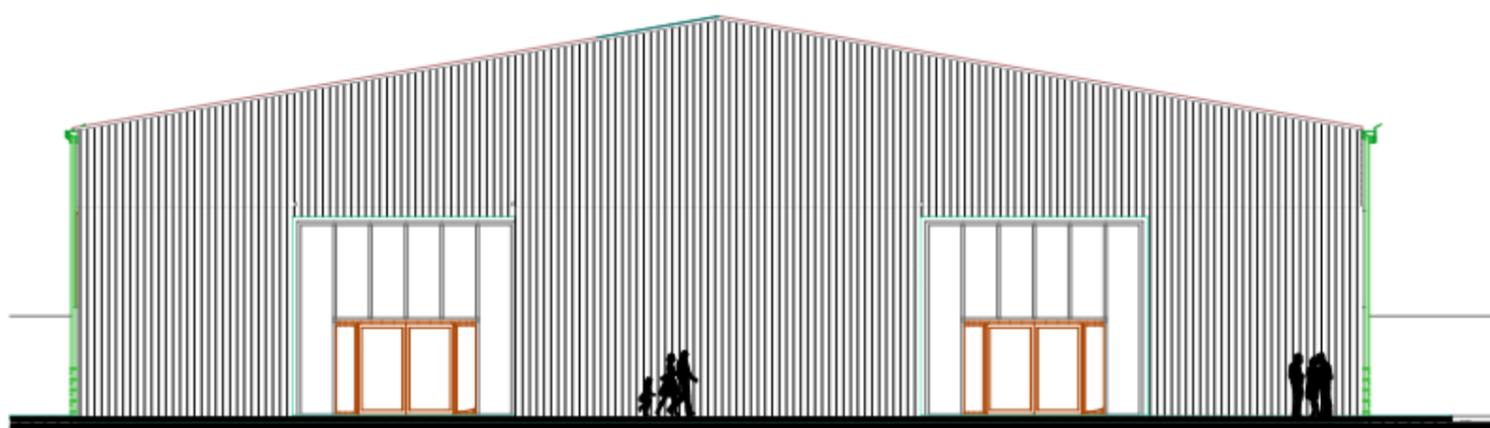
## Dimensions de joint, construction de joint et application de fond de joint

MATÉRIEL	Coefficient de dilatation linéaire par °C C	Dilatation par mètre d'un matériel à une différence de température de 100°
béton	$12 \times 10^{-6}$	1,2 mm
béton cellulaire	$12 \times 10^{-6}$	1,2 mm
silico-calcaire	$12 \times 10^{-6}$	1,2 mm
briques de façades	$7 \times 10^{-6}$	0,7 mm
marbre	$7 \times 10^{-6}$	0,7 mm
acier	$12 \times 10^{-6}$	1,2 mm
aluminium	$24 \times 10^{-6}$	2,4 mm
verre	$8 \times 10^{-6}$	0,8 mm
polyester (fibre de verre renforcée)	$30 \times 10^{-6}$	3,0 mm
polyester		
PVC	$80 \times 10^{-6}$	8,0 mm
PMMA (polyacrylate)	$80 \times 10^{-6}$	8,0 mm
polycarbonate	$80 \times 10^{-6}$	8,0 mm
	$80 \times 10^{-6}$	8,0 mm

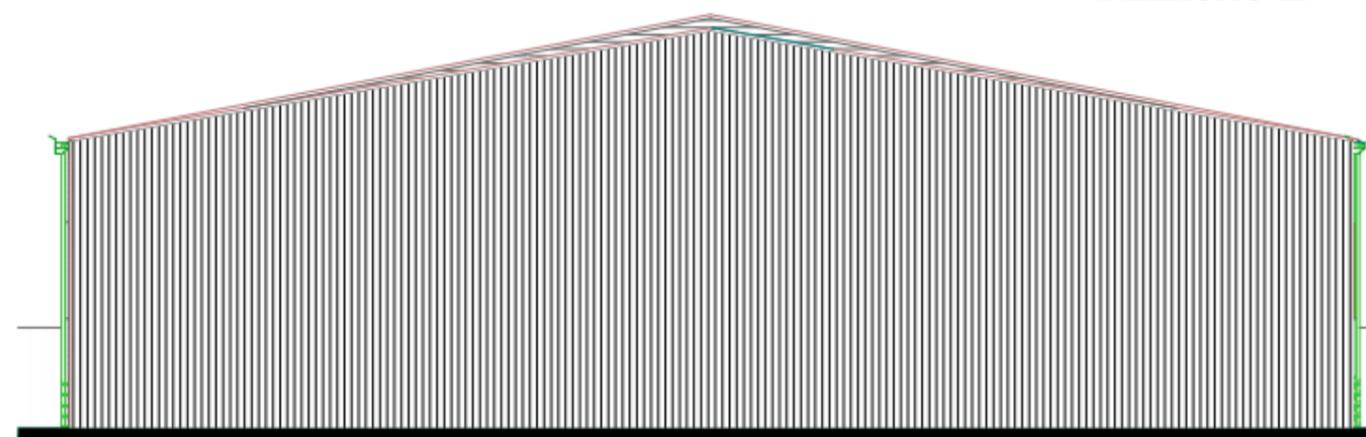
Tabel 1



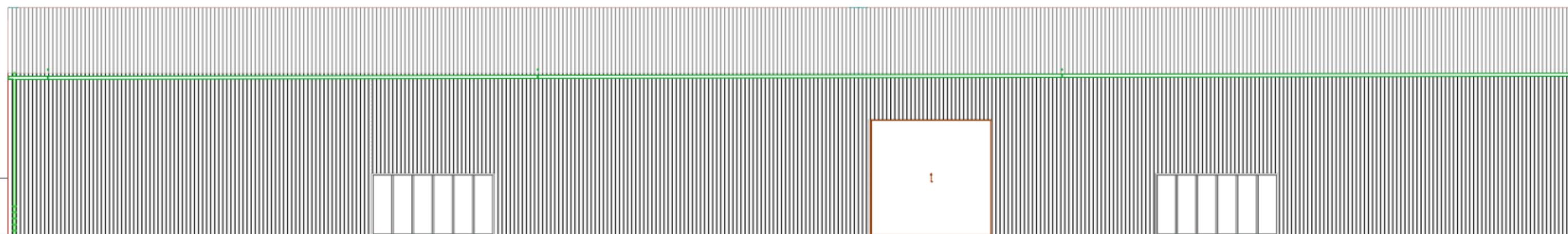
PLAN DE MASSE ECH : 1/ 500



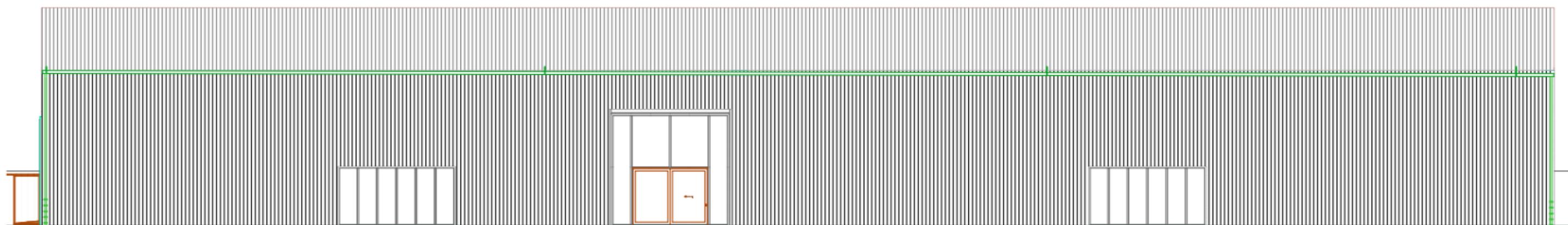
Façade Principale ECH : 1/ 200



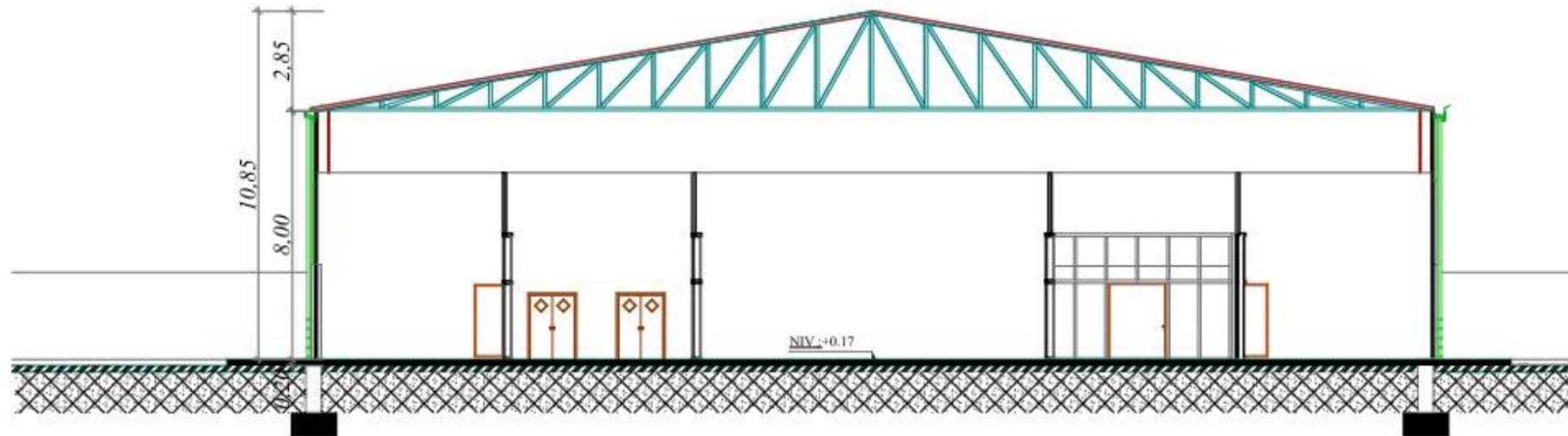
Façade Arrière ECH : 1/ 200



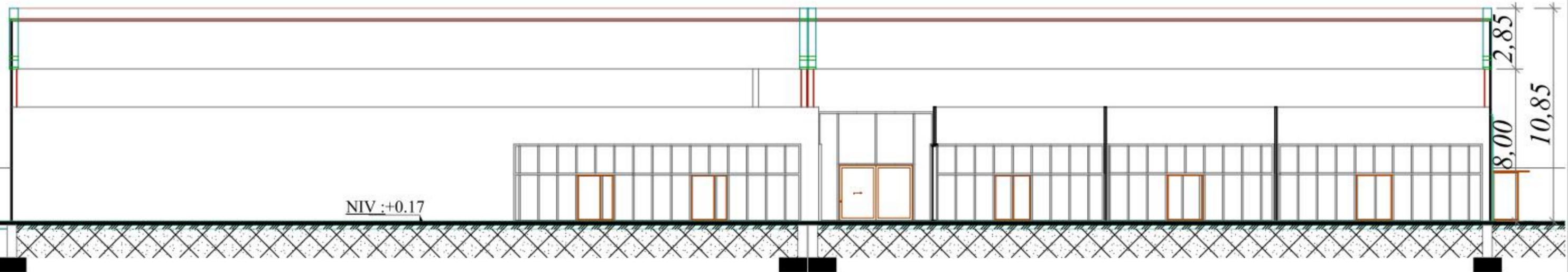
Façade Latérale 01 ECH : 1/ 200



Façade Latérale 02 ECH : 1/ 200

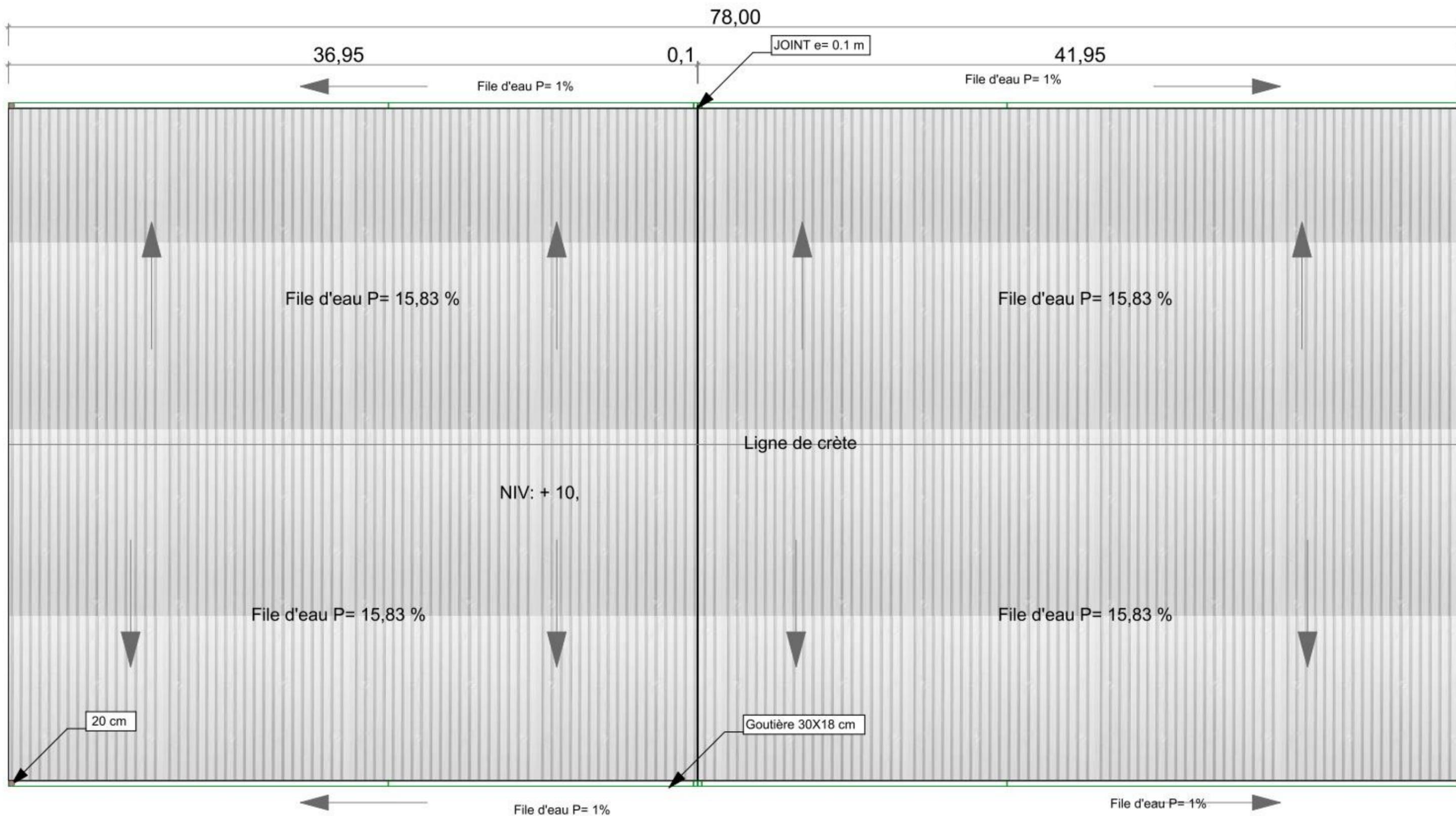


Coupe AA ECH : 1/ 200



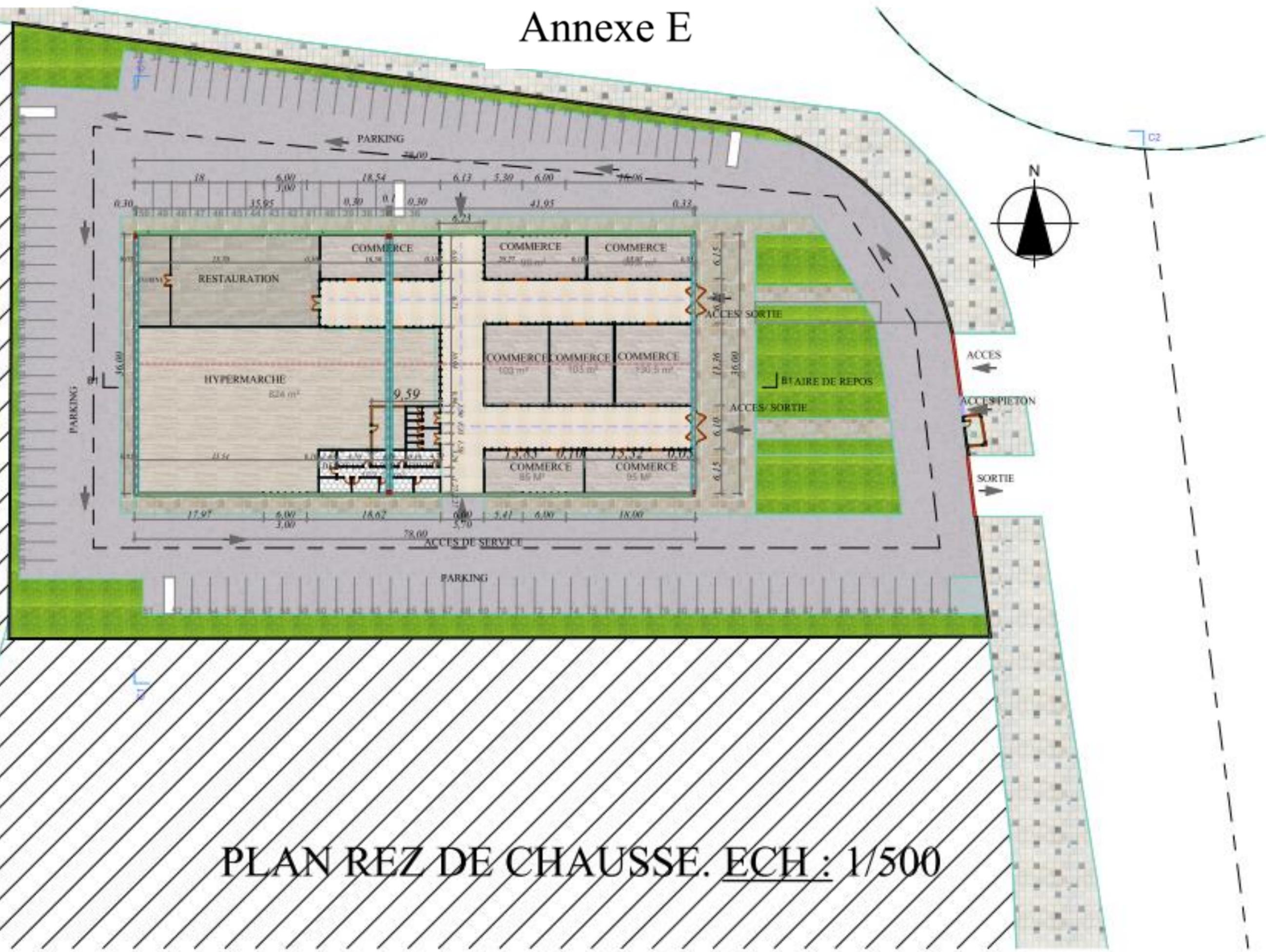
Coupe BB ECH : 1/ 200

# Annexe E



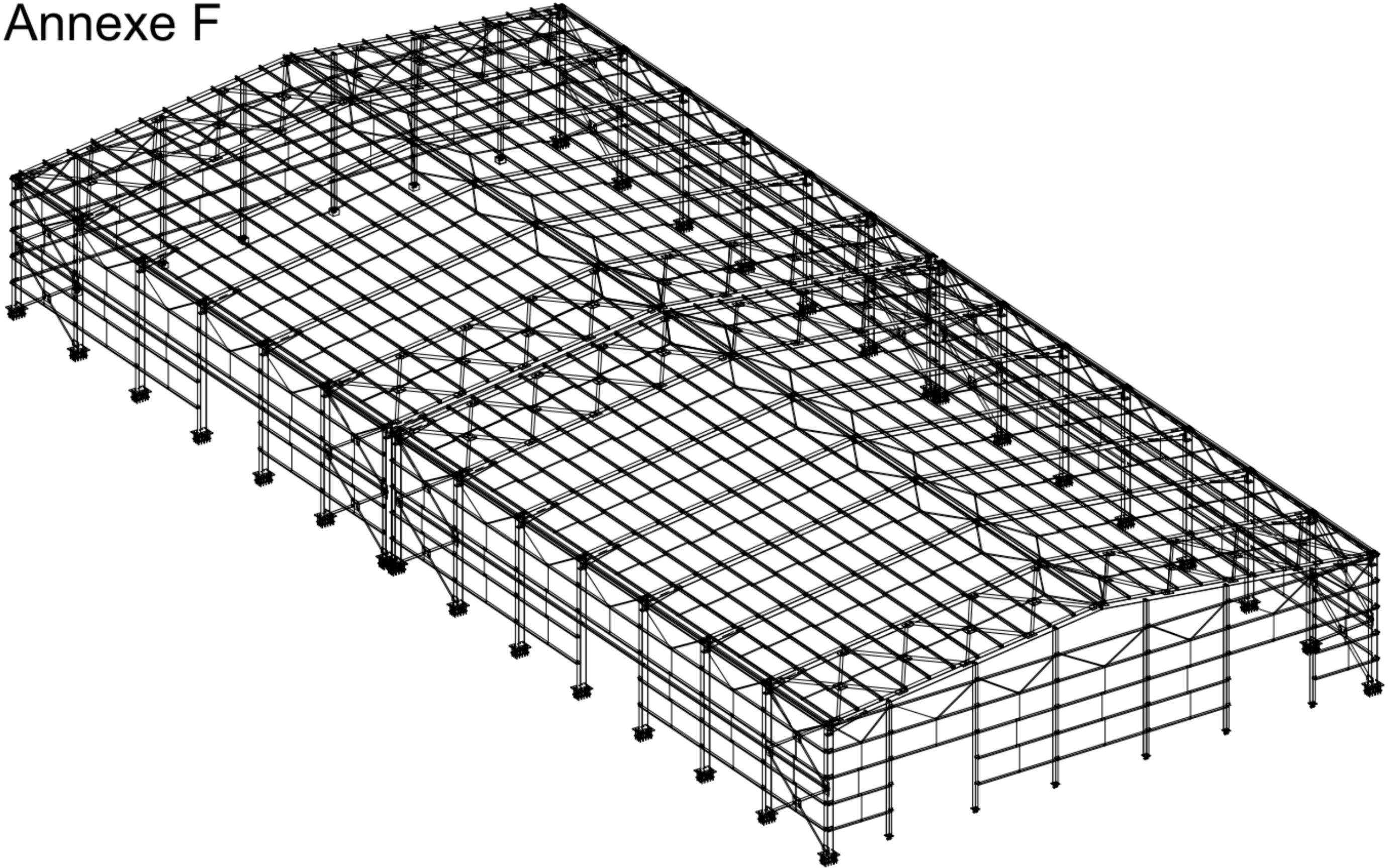
PLAN DE TOITURE . ECH : 1/200

# Annexe E



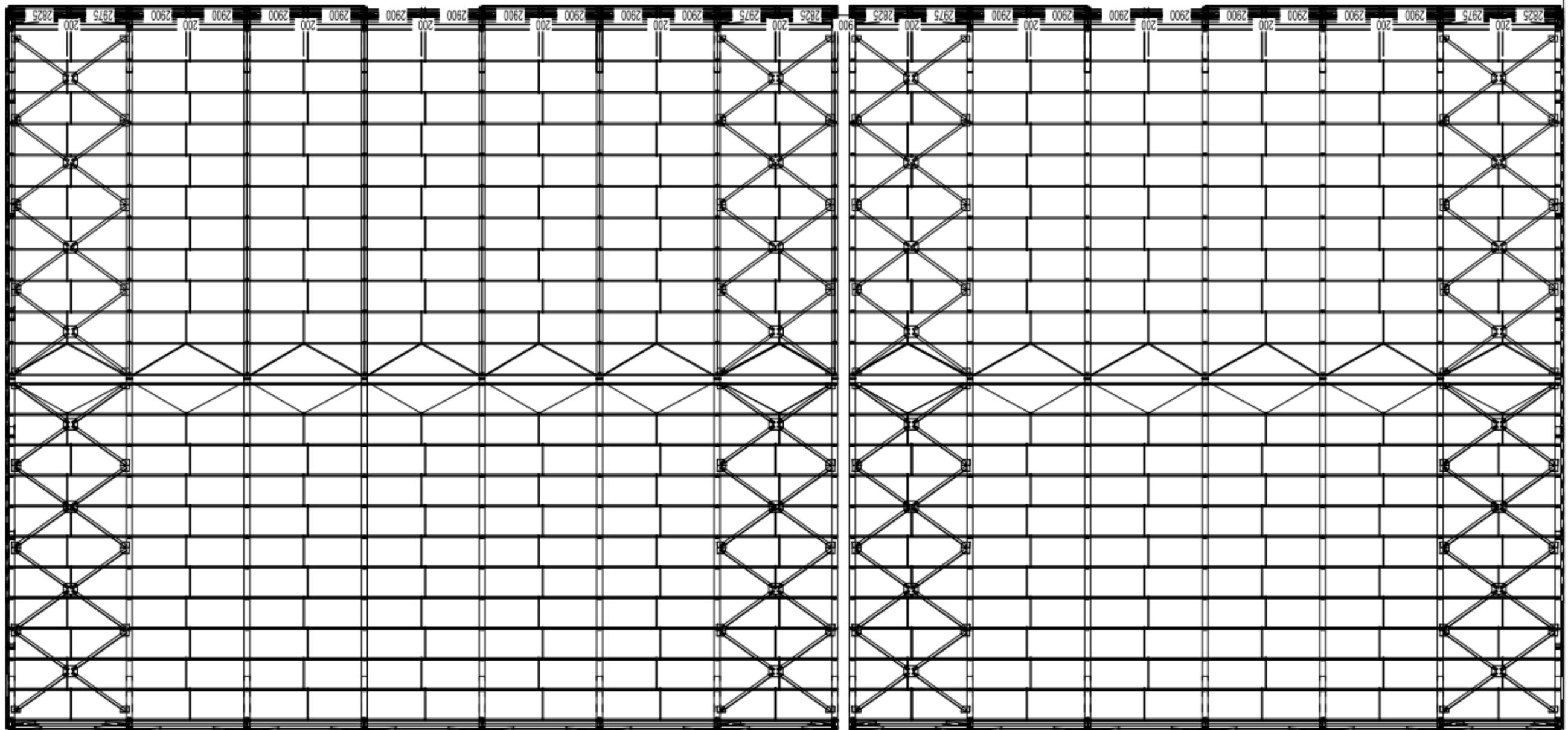
PLAN REZ DE CHAUSSE. ECH : 1/500

# Annexe F



Plan 3D de l'ossature avec traverse en section pleine

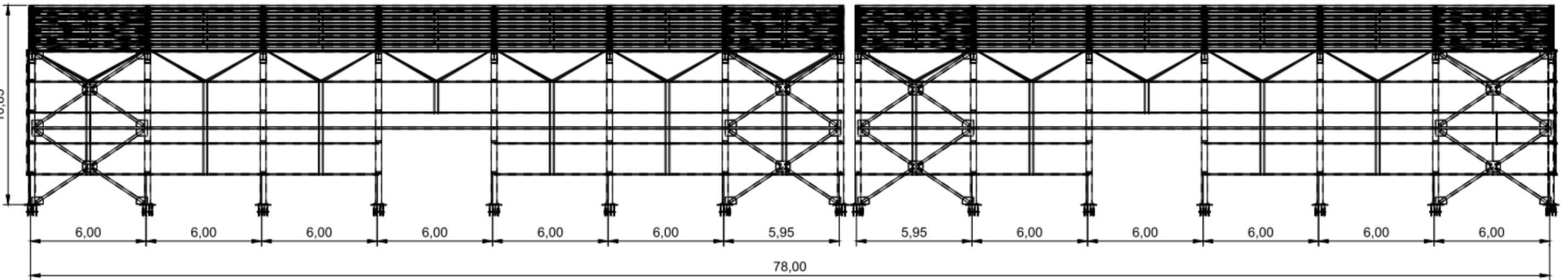
# Annexe F



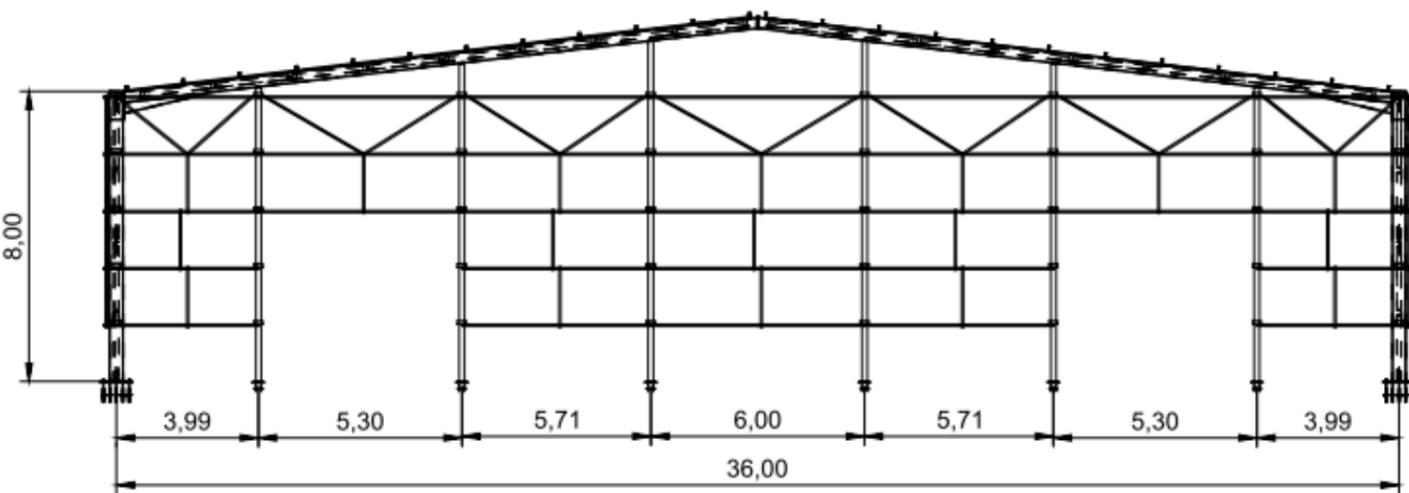
Plan de toiture de l'ossature avec traverse en section pleine

# Annexe F

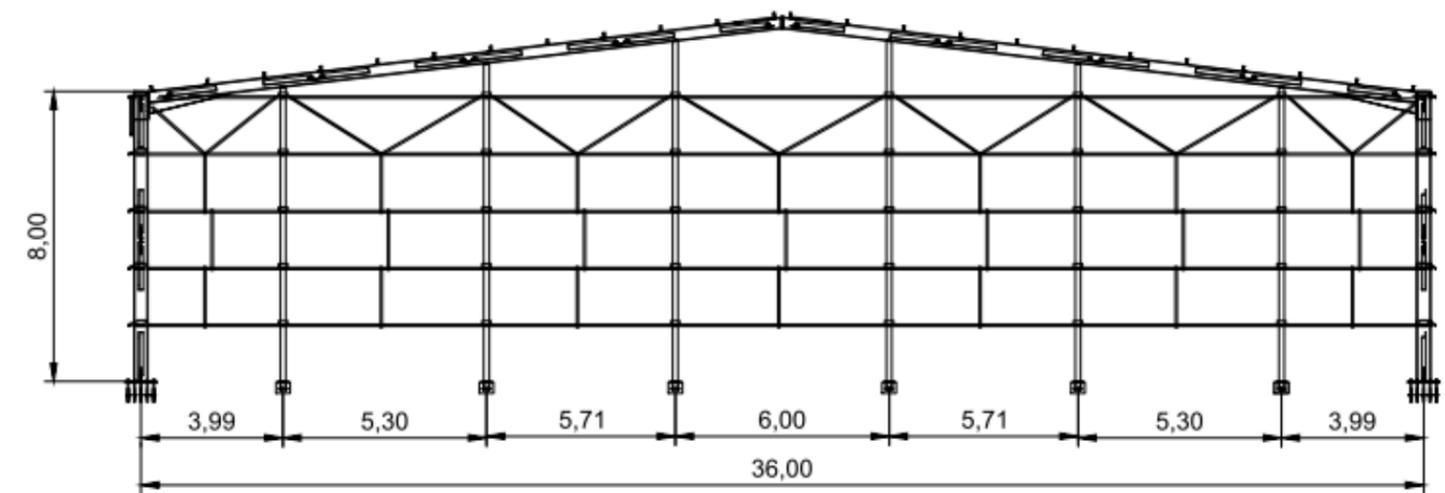
## Ossature avec traverse en section pleine



### Façade latérale

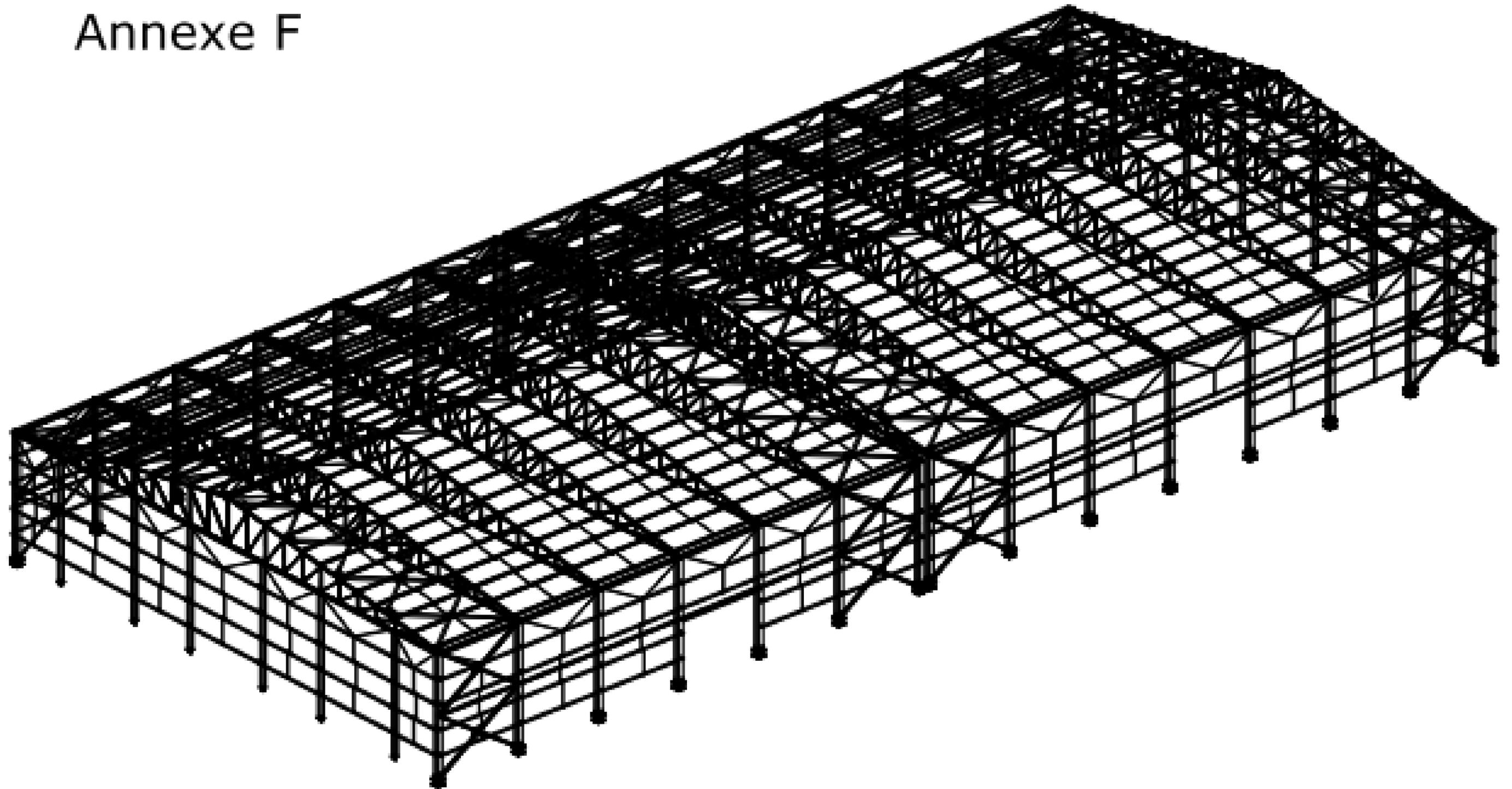


### Façade principale



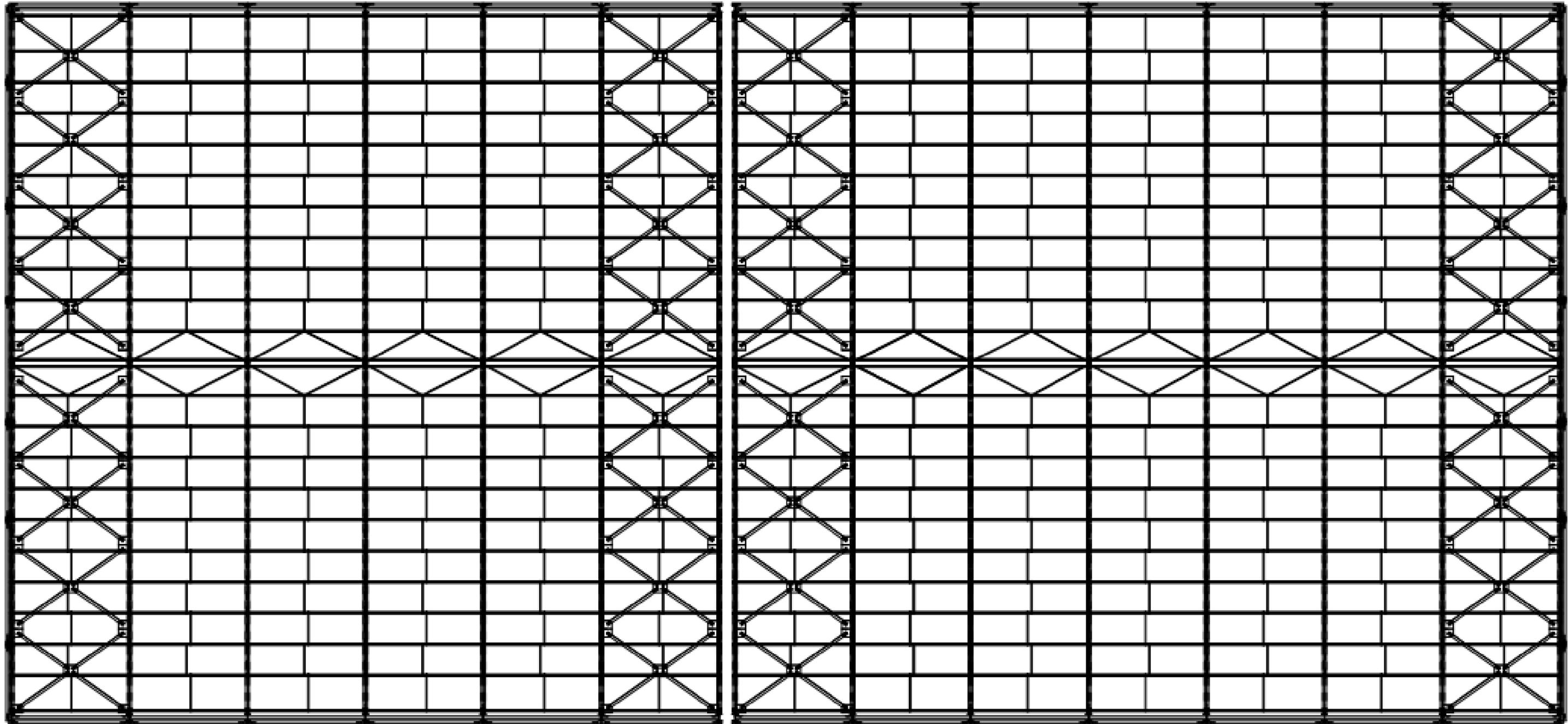
### Façade arrière

# Annexe F



Plan 3D de l'ossature avec ferme en treillis

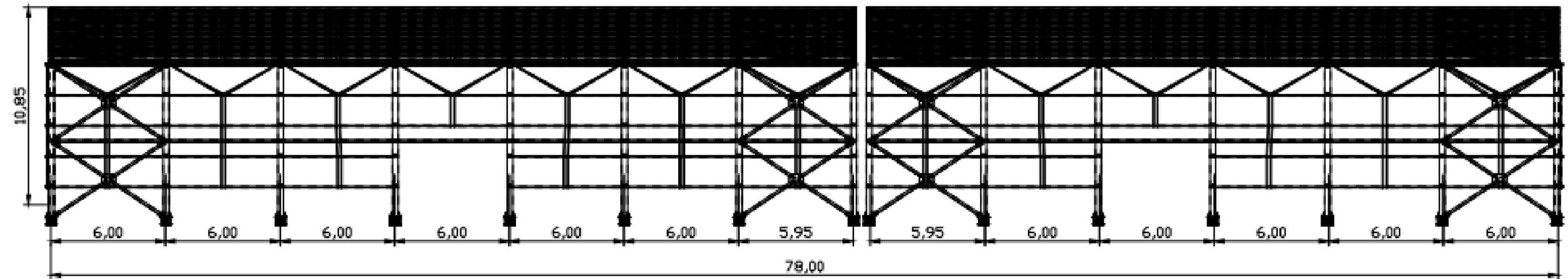
# Annexe F



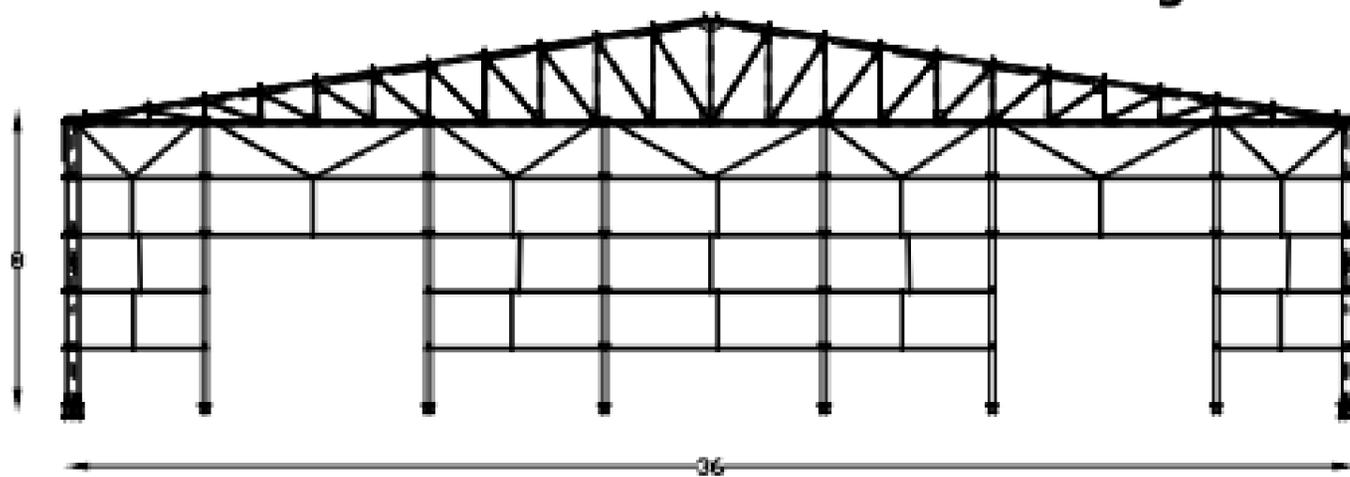
Plan de toiture de l'ossature avec ferme en treillis

# Annexe F

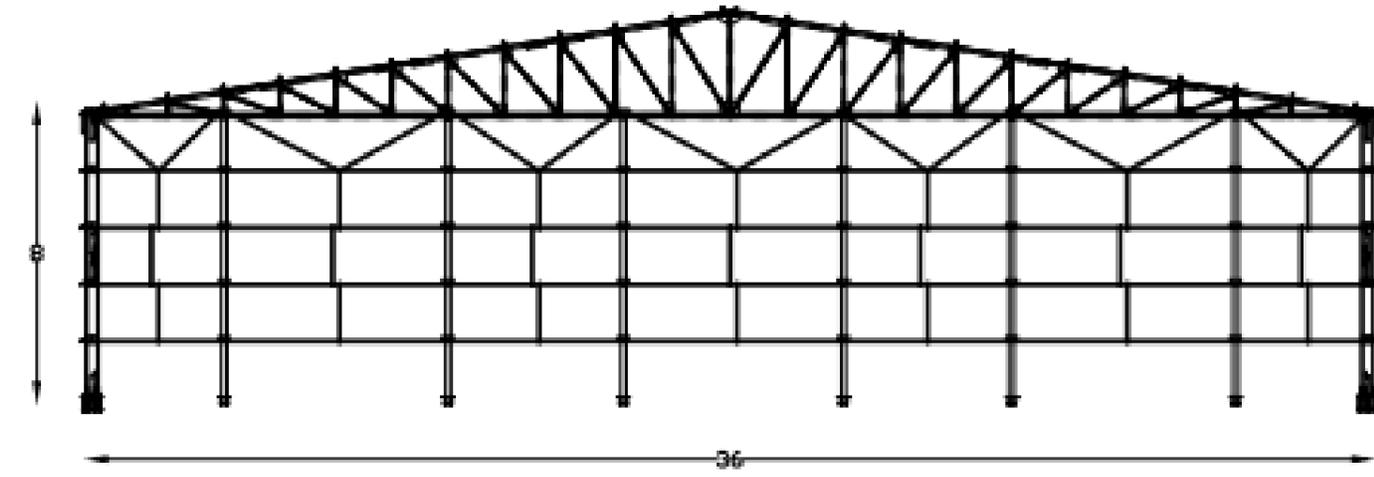
# Ossature en treillis



## Façade latérale



## Façade principale



## Façade arrière

