



Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique  
Département de Génie civil et d'Hydraulique

## MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Réf. :

---

Présenté et soutenu par :

**ZOUIZIA Zahra**

Le : 13 juin 2025

---

## Étude d'une Halle à usage de Bibliothèque à Structure et enveloppe Métalliques

---

Jury :

**Pr. Lamine Belounar .....**Président  
**Dr. Mounira Masmoudi .....** Examinateur  
**Mr. Mohamed Mehdi BITAM .....**Encadrant

Année universitaire : **2025**

## **REMERCIEMENTS**

Tout d'abord, je rends grâce à Dieu Tout-Puissant, pour Ses bienfaits infinis, Sa guidance et Sa protection tout au long de mon parcours académique. C'est grâce à Sa miséricorde et à Sa bienveillance que j'ai pu mener à bien mes études et concrétiser ce projet.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à l'Université de Biskra, plus particulièrement au département de génie civil et d'hydraulique, pour l'excellence de l'enseignement dispensé, ainsi que pour les opportunités offertes durant mon cursus de master. Mes remerciements vont également à l'ensemble de mes enseignants, pour leur encadrement, leur patience, et les connaissances précieuses qu'ils ont partagées avec nous.

Un remerciement spécial est adressé à mon encadrant, Monsieur **Mohamed Mehdi Bitam**, pour son suivi rigoureux, ses conseils éclairés et son soutien constant tout au long de ce travail. Sa disponibilité et son engagement ont été une source de motivation et d'encouragement, et je lui en suis profondément reconnaissante.

Je remercie également ma famille, pour leur amour inconditionnel, leur soutien moral et leur présence rassurante à chaque étape de mon parcours. Sans leur encouragement, ce projet n'aurait pas été possible.

Enfin, je n'oublie pas de témoigner ma gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail, ne serait-ce que par un mot d'encouragement, une idée partagée ou un conseil avisé. À vous tous, je dis merci du fond du cœur.

## الإهاداء

لِي رُوْحُ وَالدِّيْنِ الْعَزِيزَةِ،  
الَّتِي غَادَرَتْ هَذَا الْعَالَمَ قَبْلَ أَنْ أَبْدِأْ رَحْلَتِي، لَكُنُّهَا لَمْ تَغَادِرْ قَلْبِي أَبْدِأْ...  
إِلَيْكَ، أَنْتِ الَّتِي كَانَتْ دُعَوَاتِكَ مَصْدِرُ قُوَّتِي وَنُورُ طَرِيقِي،  
إِلَيْكَ، مِنْ تَسْكِينِ أَعْمَقِ رُوْحِي... أَسْأَلُ اللَّهَ أَنْ يَغْمُرَكَ بِرَحْمَتِهِ وَيُسْكِنَكَ فَسِيحَ جَنَّاتِهِ.

إِلَى وَالدِّيْنِ الْعَزِيزِ،  
مَصْدِرِ قُوَّتِي وَعَزِيمَتِي، وَالسُّنْدُ الَّذِي لَمْ يَتَوقَّفْ يَوْمًا عَنِ الْعَطَاءِ وَالْدَّعْمِ،  
إِلَيْكَ، مِنْ عَلْمِنِي أَنِ الإِرَادَةَ تَصْنَعُ مِمْكَانًا.

إِلَى الْمُشْرِفِ عَلَى مَذْكُورِي، الأَسْتَاذِ مُحَمَّدِ مُهَدِّي بِيَطَامَ،  
نَمْوذِجٌ فِي التَّقَانِيِّ وَالْإِخْلَاصِ فِي الْعَمَلِ،  
أَشْكُرُكَ عَلَى دُعْمِكَ وَنِصَائِحِكَ الثَّمِينَةِ الَّتِي أَنَّارَتْ طَرِيقِي.

إِلَى كُلِّ مَنْ سَانَدَنِي فِي لَحْظَاتِ الشَّدَّةِ،  
إِلَى مَنْ كَانُوا سَنَدًا لِي فِي أَوْقَاتِ الْضَّعْفِ،  
إِلَى صَدِيقَاتِي الْعَزِيزَاتِ: صَبَّاحَ، مَرْوِيَّ، فَاطِّمَةَ، مَاجِدَةَ،  
رَفِيقَاتِ الدَّرْبِ وَمَصْدِرِ الْأَمْلِ فِي كُلِّ محَطةٍ.

إِلَى أَخْوَاتِي الْحَبِيبَاتِ وَإِخْوَتِي الْأَعْزَاءِ،  
نبْضُ قَلْبِي وَسَنْدِي الدَّائِمِ،  
أَهْدِيكُمْ نِجَاحِي، فَهُوَ ثَمَرَةُ حِكْمَتِكُمْ وَدَعْمُكُمْ الْلَا شَرُوطَ.

## **Résumé**

Ce mémoire de fin d'études, élaboré dans le cadre d'un cursus de master, porte sur la conception structurale et celle des fondations d'une halle à usage de bibliothèque, projetée pour être édifiée dans la commune de Ben Aziz wilaya de Sétif. Cette réalisation architecturale se caractérise par une composition en deux entités distinctes. L'unité externe consiste en une grande salle circulaire, avec une portée de 40 mètres et une hauteur de 19,15 mètres, surmontée d'un dôme de 28,28 mètres de diamètre et 3,50 mètres de hauteur. L'unité interne, quant à elle, est un bâtiment à trois niveaux, incluant un rez-de-chaussée.

La solution adoptée pour ce projet repose sur l'utilisation d'une superstructure métallique réalisée à partir de profilés en acier laminé à chaud. Les éléments constitutifs de la toiture et des façades sont envisagés sous la forme de composants métalliques combinés à des panneaux sandwichs, tandis que les fondations sont conçues en béton armé.

Les principaux objectifs de cet ouvrage consistent à concevoir et dimensionner les éléments constitutifs de la superstructure, y compris ceux relatifs à la toiture, la coupole et aux façades, ainsi qu'à développer un système efficace de fondations en béton armé.

Cette démarche repose sur l'application rigoureuse des règles techniques et normes encadrant les structures métalliques et en béton armé.

Nous nous concentrerons sur l'étude du bâtiment extérieur dont la forme en plan est circulaire à un niveau dont la structure est séparée de celle du bâtiment interne, qui lui est constitué de quatre niveaux.

La structure du mémoire reflète une progression chronologique des différentes étapes de l'étude.

Le recours à des outils informatiques a joué un rôle central dans cette étude, notamment durant les analyses statiques. Les modélisations techniques ont été effectuées à l'aide du logiciel ROBOT de Autodesk.

## الملخص

بين أيدينا مذكرة ماستر تتناول دراسة في مجال الهندسة المدنية، مخصصة لمشروع تصميم وإنجاز قاعة متعددة الاستعمالات ذات هيكل معدني مخصصة للاستخدام الثقافي، مثل مركز ثقافي أو مكتبة. ركزنا في هذه المذكرة على تصميم قاعة مغلفة مكونة من مبنيين منفصلين : مبني خارجي غطاء لمبنى داخلي .

المبني الخارجي يُعتبر من فئة المباني ذات المجازات الكبرى ويكون من طابق واحد . يبلغ مجازه 40 متراً، بينما يحتوي سقفه قبة كروية الشكل تتوسط مساحة أفقية، يبلغ قطر القبة 10 مترا.

اما المبني الداخلي فهو متعدد الطوابق (R+3) بارتفاع كلي يصل إلى 19.15 مترا، مع مجاز كبير يبلغ 23.28 مترا.

إن المبني الخارجي هو الذي سيتم دراسته، لقد اقتربنا له هيكلًا فولاذيًا لهذا المبني مكونًا من قطع مشكلة مسبقاً ومدرفلة على الساخن وفق المواصفات الأوروبية المعتمدة في الجزائر.

وإنجاز سقف المبني وجدران الواجهات، اقتربنا استخدام منتجات معدنية متعددة، بما في ذلك القضبان والصفائح متعددة الطبقات وصفائح حديدية معززة بالأعصاب وصفائح زجاجية.

يقع المشروع المدروس ضمن بلديةبني عزيز بولاية سطيف على أرضية مسطحة في منطقة عمرانية تصنف ضمن المناطق المهددة بنشاط زلزالي.مستوى (2أ) . إن أهداف الدراسة تتمثل في تصميم وحساب أبعاد عناصر الهيكل العلوي المصنوع من الفولاذ بما في ذلك حساب الوصلات' ثم تصميم وحساب نظام الأساسات الخرسانية بما يضمن مقاومة وصلابة و استقرار و ديمومة البناء أمام كل الأفعال المحتمل تطبيقها بما في ذلك أخطار الزلازل.

الترمنا بتطبيق اللوائح التقنية للبناء المعتمدة في الجزائر .

تتألف خطة هذه الدراسة من تسعة فصول متكاملة، استخدمنا برنامج ROBOT الذي قدم خدمات مهمة : الأولى تخص التحليل الإستاتيكي للإطارات الهيكلية العرضية، والثانية توفر حسابات دقيقة للتحقق من ملاءمة الأعمدة والروافد المختارة.

## Table des matières

REMERCIEMENTS .....	2
DEDICACES.....	2
<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE.....</b>	<b>12</b>
<b>CHAPITRE I - RECUEIL ET ANALYSE DES DONNÉES DU PROJET : .....</b>	<b>14</b>
1. Introduction : .....	15
1.1. Données architecturales .....	
1.2. Classifications vis-à-vis des actions climatiques et accidentelles : .....	
<b>Chapitre II : Conception préliminaire de la structure principale .....</b>	<b>24</b>
1. Introduction : .....	
2. Choix du type de structure principale .....	25
3. Distribution des poteaux : .....	27
4. Les systèmes de contreventement :.....	28
• Le système de contreventement vertical dans le sens X (CVV <sub>X</sub> ) : .....	28
• Le système de contreventement vertical dans le sens Y (CVV <sub>Y</sub> ): .....	29
• Le pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux : .....	29
<b>Chapitre III : Evaluation des actions de la Neige et du Vent.....</b>	<b>42</b>
1. Introduction : .....	42
2. Objectifs de l'étude: .....	42
3. Base réglementaire :.....	42
4. <b>Actions de la neige S .....</b>	<b>42</b>
• Charges de neige S .....	42
• Charge de neige au sol Sk :.....	43
• Coefficient d'ajustement ( $\mu$ ) : .....	43
5. <b>Actions du vent W .....</b>	<b>44</b>
6. Coefficient de pression extérieure ( <b>Cpe</b> ) :.....	51
Parois verticales des constructions à base circulaire.....	51
7. Calcul des pressions de pointes qp (z) .....	55
8. Détermination coefficient de pression intérieure C pi .....	56
<b>Chapitre IV : Étude de la toiture</b>	<b>61</b>
1. Introduction	61

2. Conception de toiture	62
3. Type de couverture	62
4. Calcul de la couverture	63
5. Etude des pannes	66
<i>5-1 Introduction</i>	66
<i>5-2 Conception des pannes</i>	
<i>5-3 Choix du type des pannes</i>	
<i>5-4 Pré-dimensionnement</i>	
<i>5-5 Schéma statique et section droite .....</i>	68
<i>5-6 Evaluation des charges permanentes G, d'entretien Q, de vent V et de neige S</i>	
<i>5-7 Combinaisons des charges</i>	
<i>5-8 Analyse statique d'une panne .....</i>	70
<i>5-9 Vérifications des ELU et l'ELS .....</i>	70
<i>5-10 Conclusion</i>	
<i>5-11 A propos des liernes dans la toiture</i>	
6. Etude de la Coupole	73
Calcul d'un arc à l'aide du logiciel Robot	75
Calcul d'un arc à l'aide du logiciel RDM6oss	80
<b>Chapitre V : Étude Des Façades</b>	83
V.1 Introduction	83
V.2 Conception des Façades	83
V.3- Etude du bardage	84
V.4- Etude des lisses	86
V.5- Etude des Potelets	90
<b>Chapitre VI : Analyse statique des portiques de l'ossature principale</b>	97
<b>VI .1 Introduction</b>	97
<b>VI . 2 Distribution et application des charges</b>	97
<b>VI.3 Le Calcul manuel</b>	100
<i>1) Données Géométriques</i>	
<i>2) Charges Appliquées</i>	
<i>3) Méthode d'Analyse Manuelle</i>	
<i>4) Charges sur les poteaux</i>	
<b>VI. Calcul numérique à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis</b>	103
<i>Étude statique d'une ossature spatiale: Réactions et moments selon les axes X, Y et Z</i>	

<b>VI .5 Conclusion de l'analyse statique</b>	104
<b>Chapitre VII : Vérifications des porteurs principaux : Traverses et Poteaux</b>	105
<b>VII .1 Introduction</b>	105
<b>VII.2 Etude des Poutres principales « Traverses » :</b>	105
VII.2.1. Vérification de la résistance de la poutre principale (PRS)	
VII.2.2 Vérification de la résistance au cisaillement de la poutre principale (PRS)	
<b>VII .3 Poteaux</b>	108
<b>Introduction</b> à la vérification du poteau principal	108
<b>VII.3.1 Vérification</b> de la résistance au moment fléchissant du poteau principal	
<i>Données du poteau :</i>	
<i>Calcul du moment plastique de résistance</i>	
<i>Conclusion</i>	
<b>VII.3.2 Vérification</b> de la résistance au cisaillement d'un poteau principal	
<b>VII.4 Conclusion</b> du chapitre VII	109
<b>Chapitre VIII : Étude des Assemblages</b>	110
I. Introduction	110
II. Classification des assemblages	110
III. Les principaux procédés techniques d'assemblages	111
IV. Les propriétés des boulons utilisées dans notre projet :	111
IV.1 Propriétés dimensionnelles :	
IV.2 Propriétés mécaniques des boulons	
V. Conception des assemblages poteau-poutre	114
VI. Calcul des Assemblages poutre-poteau :	116
a- Efforts sollicitant	
b- Conception du joint poutre-poteau	
c. Efforts $F_i$ dans les boulons (causés par M)	
d . Cordon de soudure :	
e. Soudure de la platine :	
e-1) Soudure de la semelle tendue	
e-2) Soudure de l'âme	
f. Joint de la platine à l'âme du poteau par boulons précontraints :	
g. Calcul des boulons :	
g-1. <i>Resistance d'un boulon soumis au cisaillement</i>	
g-2. <i>Résistance d'un boulon soumis à la traction</i>	

<i>g-3 Vérification de la résistance des boulons HR précontraints soumis à l'action combinée de traction avec glissement</i>	
VII. Calcul des pieds de poteaux :	119
a) Introduction – sollicitations de calcul	
b) Cordon de soudure	
c) Dimensions de la platine	
d) Epaisseur de la platine “ t ”	
e) Vérification de la contrainte de compression sur la semelle	
f) Vérification de la résistance de la platine à la flexion	
g) Calcul des tiges d’ancrage	120
VIII. Assemblage d’un arc de coupole	122
VIII-2 Assemblage au sommet de la coupole	123
VI -2-1 <i>Objectif</i>	
VI -2-2 <i>Principe de l’assemblage</i>	
VI -3 <i>Vérification de la plaque centrale circulaire</i>	124
IX – Conclusion du chapitre VIII	124
<b>Chapitre IX : Étude des fondations</b>	127
IX.1 Introduction	127
IX.2 Données géotechniques	127
IX.3 Évaluation de la contrainte de rupture Qu et de la contrainte admissible Qa	128
IX.4. Calcul de dimensionnement des semelles et leurs ferraillages :	129
IX.4.1 <i>Principe</i>	
IX.4.2 <i>Pré dimensionnement :</i>	
IX.4.3 <i>Calcul des sections d’armatures</i>	
IX.5 - <i>Etude des longrines</i>	134
<b>Conclusion Générale</b>	137
<b>Liste des Références Bibliographiques et Numériques</b>	139

## Notations

A	Aire de la section brute.
Anet	Aire de la section nette.
Aeff	Aire de la section efficace.
Av	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
tf	Epaisseur des semelles.
tw	Epaisseur de l'âme.
ly,z	Moment d'inertie.
iy,z	Rayon de giration de la section.
Iw	Facteur de gauchissement.
It	Moment d'inertie de torsion.
Wply,z	Module plastique de la section par rapport à l'axe faible z.
Wely,z	Module élastique de la section par rapport à l'axe faible z.
Weff	Module élastique efficace de la section.
Npl	Effort normal résistant plastique.
Nu	Effort normal ultime de la section nette.
Nnet	Effort normal résistant de la section nette.
Mply,z	Moment résistant plastique de la section par rapport à l'axe faible z.
Mely,z	Moment résistant élastique de la section par rapport à l'axe faible z.
Meff,z	Moment résistant de la section efficace par rapport à l'axe faible z.
Mcr	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.

$\lambda_{yz}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
$\lambda_{cr}$	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{yz}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
$\psi_s$	Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).
$\tau$	Contrainte tangente (tau).
$\tau_u$	Contrainte tangente conventionnelle.
$\tau_s$	Contrainte d'adhérence.
$\phi$	Diamètre d'une armature transversale.
$N$	Coefficient de poissant (nu).
$\mu_{ser}$	Moment ultime à L'ELS (mu).
$\mu_{bu}$	Moment réduit à L'ELU.
$\alpha$	Facteur d'imperfection pour le flambement.

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Ce mémoire de maîtrise en génie civil, spécialisé en construction, est intitulé : Étude d'une halle à structure métallique à usage culturel (ou centre culturel/bibliothèque). L'objectif principal est de concevoir et dimensionner un bâtiment à usage de bibliothèque, destiné à être construit sur un terrain plat dans la commune de Beni-Aziz, dans la wilaya de Sétif. Ce bâtiment se compose de quatre niveaux cependant son enveloppe (c'est-à-dire sa toiture et ses façades) est séparée du bloc interne multi-étage. La présente étude se limite à la conception de la structure et des fondations de l'enveloppe externe composée d'éléments métalliques, principalement construits par des profilés laminés à chaud normalisés.

Donc, notre construction se compose de deux structures distinctes :

1. La première structure est un bâtiment extérieur qui assure la fonction d'enveloppe pour le bâtiment interne. C'est une grande halle avec une base et toiture circulaires, mesurant 41 mètres de diamètre, pour une hauteur totale de 19,15 mètres. La toiture à composants métalliques légers se compose de surfaces presque plates (pente 1.5 %), elle comprend aussi une grande coupole située au centre avec 28,28 mètres de diamètre et 3,5 mètres de hauteur. La coupole se compose d'arcs verticaux et de panneaux vitrés.
2. La seconde structure est celle du bâtiment interne à usage de bibliothèque, comprenant un rez-de-chaussée et trois étages.

Selon les classifications définies par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003), l'état de Sétif est situé en zone IIa, ce qui correspond à une activité sismique modérée. En ce qui concerne les conditions climatiques locales, le Règlement Neige et Vent (RNV 2013) classe la région comme zone A pour les chutes de neige importantes et zone II pour les effets du vent.

L'étude abordera les objectifs suivants :

- Réaliser une conception initiale de la structure principale, incluant la disposition des poteaux métalliques et leurs dimensions préliminaires, ainsi que celles des poutres principales. Une solution de stabilisation tridimensionnelle sera également proposée, comprenant trois systèmes de contreventement pour les plans vertical transversal, vertical longitudinal et horizontal.
- Proposer un système de toiture adapté comprenant le dimensionnement des éléments porteurs tels que les panneaux de couverture et les pannes.
- Concevoir et dimensionner les éléments métalliques des façades.

- Concevoir et analyser certains assemblages, notamment les joints poutre-poteau et les ancrages pied de poteau.
- Effectuer la conception et le dimensionnement du système de fondations.

Les présents travaux s'appuieront sur les Documents Techniques Règlementaires (DTR) en vigueur en Algérie. Les principaux règlements utilisés incluront :

- Pour la charpente métallique et ses assemblages :

DTR B.C 2-44 : Règles de conception et de calcul des structures en acier (version CCM97).

- Pour les fondations et les longrines en béton armé :

Le DTR B.C 2-41: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93 ».

- Pour évaluer les charges et actions pouvant agir sur le bâtiment :

Le DTR B.C 2.2 : Règles pour évaluer les charges permanentes et charges d'exploitation.

Le DTR C 2-47 : Règlement Neige et Vent « RNV 2013 »,

Le DTR B.C 2-48 : Règles Parasismiques Algériennes « RPA 2003 »,

Le mémoire a été structuré en neuf chapitres conformes au plan suivant :

1. Présentation des **données du projet**.
2. **Conception préliminaire** pour la conception de la structure principale.
3. Évaluation des actions climatiques de **neige et du vent**.
4. Conception et dimensionnement des éléments porteurs de la **toiture** métallique, incluant couverture et pannes.
5. Conception et dimensionnement des éléments porteurs des **façades** métalliques, couvrant bardages, lisses et potelets en acier.
6. **Analyse statique des portiques** de l'ossature principale.
7. **Vérifications des éléments de l'ossature principale** : Traverses et Poteaux.
8. Conception et calcul des **assemblages**,
9. Étude géotechnique et conception des **fondations**.

Ce travail vise à fournir une solution fiable et optimisée répondant aux exigences réglementaires techniques tout en assurant une compatibilité structurelle avec les conditions architecturales et économiques spécifiques à ce projet de construction.

## **CHAPITRE I - RECUEIL ET ANALYSE DES DONNÉES DU PROJET**

## **CHAPITRE I - RECUEIL ET ANALYSE DES DONNÉES DU PROJET**

**I .1 Introduction :** Le génie civil est un domaine de la science et de technologie caractérisé par un ensemble de connaissances et de techniques scientifiques, ainsi que les moyens et les matériaux utilisés pour réaliser sur terrain une nouvelle construction ou réhabiliter un ancien ouvrage.

Nous commençons d'abord par collecter les informations nécessaires pour bien mener notre mission d'étude, en commençant par les données venant de l'étude architecturale en phase d'avant-projet ou en phase finale. Il s'agit avant tout de recueillir les plans architecturaux pour les analyser et y relever les données utiles pour notre étude. Ci-dessous, nous présentons les principales informations architecturales recueillies, ainsi que les informations liées à la topographie de la zone et aux caractéristiques des matériaux qui seront utilisés dans ce projet. Les données de l'étude géotechnique de prospection du sol seront exposées dans le chapitre dernier relatif aux calculs du système de fondations.

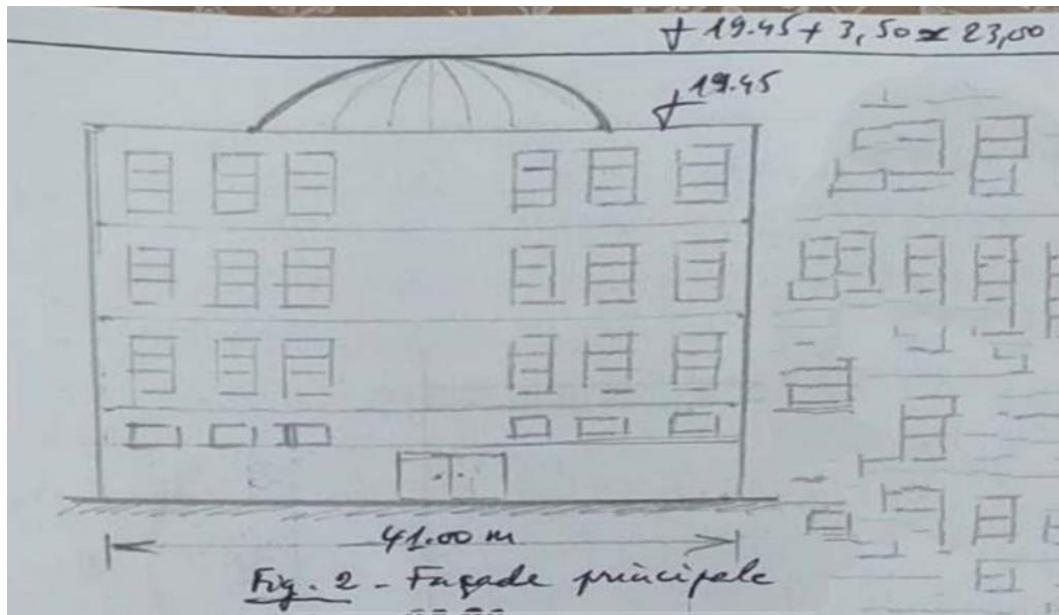
### **I-2 Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet de fin d'études étudie et analyse les dimensions des composants d'un bâtiment de bibliothèque circulaire, d'un diamètre de 40 mètres et d'une hauteur de 19,15 mètres. Le toit est plat, avec un dôme au milieu, de 10 mètres de diamètre et de 3,5 mètres de haut. Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Sétif, qui est classée selon la réglementation parasismique « RPA-2003 » comme une zone d'activité sismique moyenne ; c'est la zone sismique IIa. De plus, conformément aux règles de la neige et du vent « RNV 2013 », la wilaya Sétif est considérée comme la zone de neige A, qui est exposée à de fortes chutes de neige tout en étant caractérisée par une faible pression de référence du vent ; elle est classée zone II du vent.

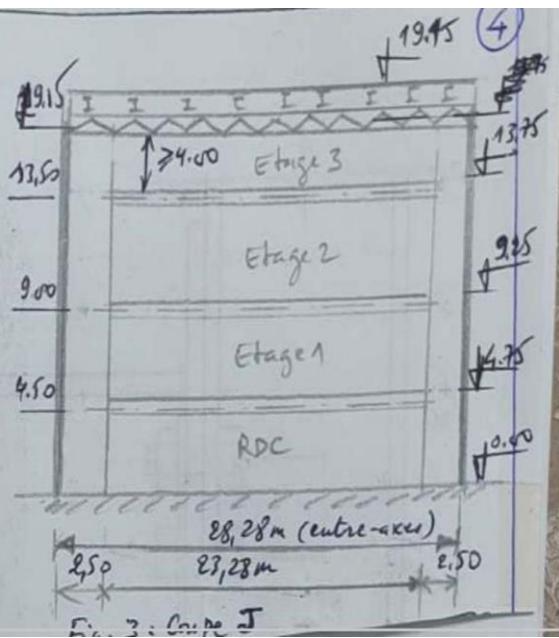
### **I-3 Données architecturales :**

Notre construction est une bibliothèque dont l'architecture extérieure adopte une forme plane circulaire avec un diamètre  $D = 40$  mètres et une hauteur totale  $h = 19,15$  mètres jusqu'au plancher-terrasse ; comme le montre la figure 1.2 suivante. C'est une immense halle dont laquelle on conçoit un bâtiment interne R+3 indépendant de l'enveloppe externe. Donc, comme le montre les figures 1.1 et 1.3, cette structure englobe un bâtiment interne de forme octogonale angé à 45 degrés. Ce bâtiment interne s'élève sur trois niveaux en plus du rez-de-

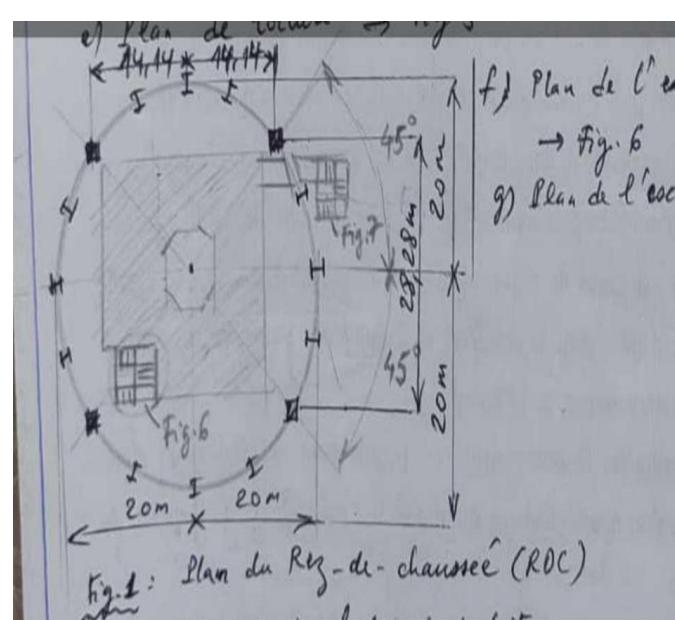
chaussée (R+3), et est surmonté d'un dôme reposant sur quatre arches. Ce dôme présente une hauteur  $h=3,50$  mètres et un diamètre  $D = 28,28$  mètres ; fig. 1.1.



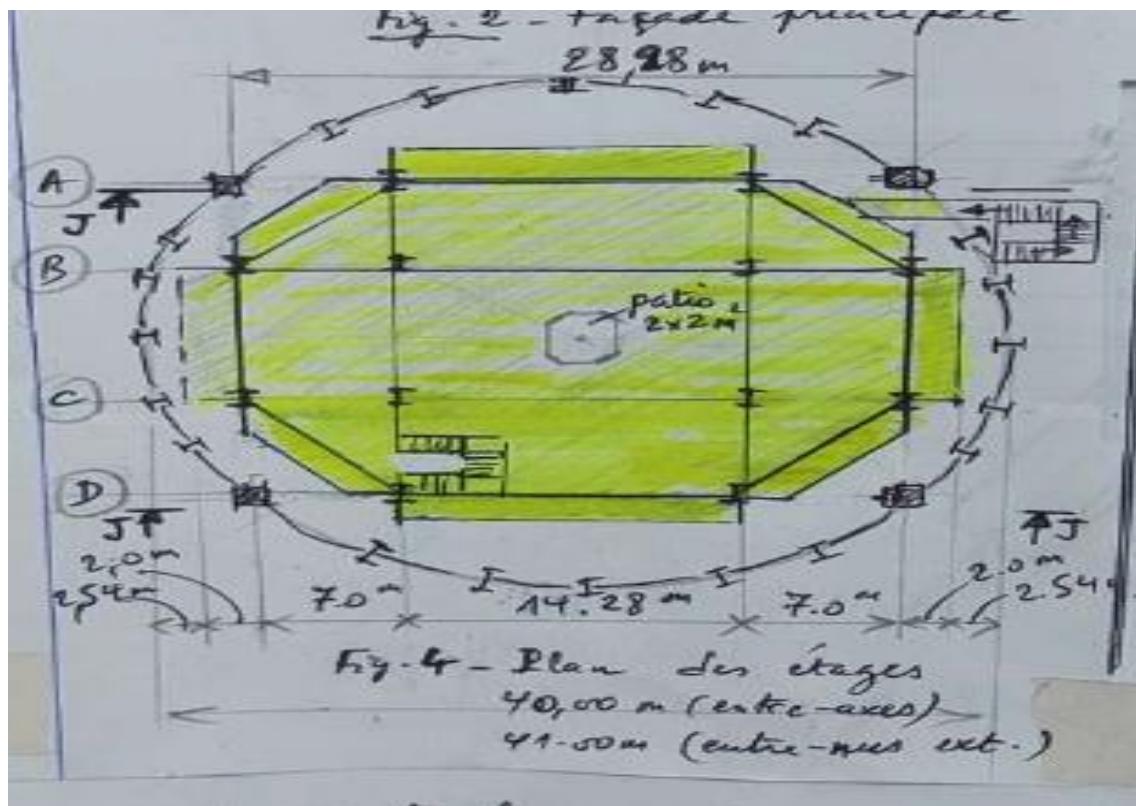
**Figure 1.1 : Façade principale**



**Figure 1.2 : Coupe transversale J-J**



**Figure 1.3: Plan du RDC**



**Figure 1.4 : Plan d'étage courant du bloc interne**

#### I-4 Données topographiques et géotechniques :

Notre projet sera développé sur un terrain plat, ce qui réduit l'importance du plan de levé topographique pour notre étude. Quant aux données géotechniques relatives au sol de fondation, un résumé est présenté au début du chapitre "Étude des fondations". Ce résumé a été préparé à partir de l'analyse du rapport de prospection géotechnique réalisé par un laboratoire spécialisé et qualifié. Dans ce rapport, on nous recommande de choisir une profondeur d'assise de 1,50 m, le sol aura alors une bonne résistance mécanique, avec une contrainte admissible évaluée à 3,2 bars, soit 0,32 MPa.

#### I-5 Données sur les matériaux :

**I-5-1 Béton d'infrastructure :** Le béton est un matériau obtenu par le mélange de ciment, de granulats et d'eau, selon des proportions strictement définies.

- Concernant le ciment, il doit être conforme à l'arrêté interministériel du 4 juin 2003 relatif aux spécifications techniques et aux règles applicables.

Le choix se porte sur l'un des types suivants :

- le ciment Portland, le ciment composé CPJ-CEM II (A ou B) ou le ciment artificiel CPA-CEMI, avec une classe minimale de 32,5.
- Pour le sable, il doit être propre et constitué de grains dont la dimension est inférieure à 5 mm. Sa granulométrie doit être en accord avec les exigences de la norme DTR BE 2.1.
- Les graviers, pour leur part, doivent être propres, durs et de type concassé, tout en respectant les prescriptions de la même réglementation DTR BE 2.1.
- L'eau utilisée pour le mélange doit être propre, avec un faible taux d'impuretés et conforme aux exigences du DTR BE 2.1.
- Enfin, le rapport eau/ciment doit être compris dans une plage allant de 0,4 à 0,6.

**A- Composition du béton:** La formulation du béton proposée repose sur une composition standard, adaptée pour un mètre cube ( $m^3$ ) de matériau. Les proportions recommandées sont les suivantes :

- Entre 350 et 400 kilogrammes de ciment, avec une préférence pour 350 kg du type CPJ-CEM II.
- Environ 400 litres de sable aux grains présentant des dimensions inférieures à 5 mm ( $D < 5$  mm),
- 800 litres de granulats de calibre 15/25,
- Entre 185 et 200 litres d'eau utilisée pour le gâchage, avec une valeur retenue de 185 litres.

Le rapport eau/ciment s'établit ainsi à 185/350, soit un ratio de 0,53. Ce dernier se situe dans l'intervalle acceptable de (0,4 – 0,6), tel que spécifié par le règlement DTR BE 2-1. Cette composition garantit que le béton obtenu présente une plasticité et une malléabilité satisfaisantes.

#### **B- Résistance caractéristique du béton à la compression :**

La résistance du béton est définie comme la contrainte mesurée à 28 jours, conformément aux essais mécaniques réalisés sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Cette résistance est désignée par  $f_{c28}$ .

Dans le cadre des ouvrages structuraux de ce projet, tels que les semelles de fondation et les longrines, la valeur adoptée sera  $f_{c28} = 25$  MPa.

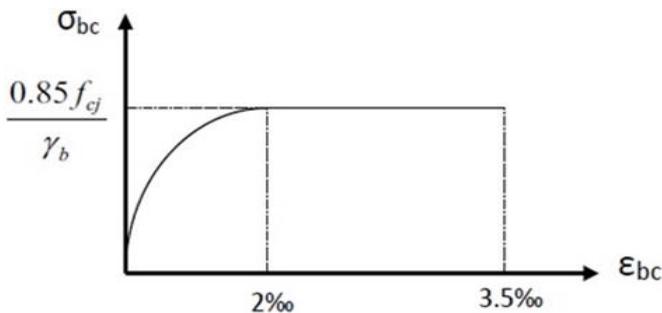
**C- Résistance du béton à la traction :** La résistance en traction pour le béton « **ftj** » est calculée à l'aide de la formule suivante :  $ftj = 0.6 + 0.06 \times fcj$ . Par conséquent, pour une valeur de  $fc_{28} = 25$  MPa, on obtient  $ft_{28} = 2.1$  MPa.

**D- Contrainte admissible du béton "f<sub>bc</sub>" :**

- État limite ultime (ELU) : Pour le dimensionnement en situation d'ELU, le diagramme parabole-rectangle simplifié est utilisé. La contrainte admissible en compression est alors calculée selon la formule suivante :  $f_{bc} = 0.85 \times fcj / \gamma_b = 14.2$  MPa

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  varie selon la nature des actions courantes ou accidentelles :

- $\gamma_b = 1.5$  pour les actions courantes,
- $\gamma_b = 1.15$  pour les actions accidentnelles



**Figure 1.5** : Diagramme conventionnel aux ELU du béton en compression

État limite de service (ELS): L'état limite de service correspond à la condition d'équilibre entre les sollicitations dues aux actions réelles non majorées et les sollicitations résistantes calculées, tout en respectant la contrainte élastique maximale admissible pour le matériau. La contrainte limite de service du béton soumis à la compression, à ne pas excéder, est déterminée comme suit:  $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times fc_{28}$

Pour un béton ayant  $fc_{28} = 25$  MPa, la contrainte limite de service devient:  $\bar{\sigma}_b = 15$  MPa

**E - Contrainte limite de cisaillement «  $\bar{\tau}$  »:**

Les limites de cisaillement dépendent du degré de fissuration du béton. Ces degrés sont qualifiés selon leur impact: fissuration peu nuisible, préjudiciable ou très préjudiciable.

- Pour une fissuration peu-nuisible :  $\bar{\tau} = \min (0,13 \times fc_{28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

- Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \min (0,10 \times fc_{28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

F- Coefficient de Poisson «  $\nu$  » : On le définit par le rapport suivant des déformations

$$\nu = -\frac{\Delta t/t}{\Delta L/L}$$
 transversales aux déformations longitudinales :

Selon les règles CBA93, pour le béton ce coefficient prend les valeurs suivantes:

- À l'état limite ultime (ELU), où le béton est supposé fissuré :  $\nu = 0$
- À l'état limite de service (ELS), où le béton est considéré non fissuré :  $\nu = 0,2$

#### I-5-2 Armatures de béton armé :

a) **Choix de la nuance** : Les aciers destinés au béton armé sont variés. Sur le marché national des matériaux de construction, il est possible de trouver les types suivants :

- Des barres d'acier à haute adhérence de nuance FeE500, ayant une limite d'élasticité  $f_e = 500$  MPa. Ces barres seront employées comme armatures longitudinales pour les semelles de fondation et les longrines.
- Des barres d'acier lisses de nuance FeE235, avec une limite d'élasticité  $f_e = 235$  MPa. Leur utilisation est prévue pour les armatures transversales des longrines.
- Des treillis soudés de nuance B500A, conformes à la norme NF A 35-080-2. Ils serviront pour la réalisation du dallage sur terre-plein

b) **Propriétés physiques et mécaniques** : Les principales propriétés physiques et mécaniques des aciers utilisés pour le béton armé peuvent être résumées comme suit :

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2 \times 10^5$  MPa
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,30$
- Module d'élasticité transversal (ou module de cisaillement) :  $G = E / (1 + \nu)$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha_t = 12 \times 10^{-6}$
- Masse volumique :  $\gamma_a = 7850$  kg/m<sup>3</sup>
- Allongement minimal à la rupture :  $\epsilon_{lim} = 22\%$

c) **Diagramme déformation-contrainte de calcul aux ELU donné par les règles CBA 93 :**

Le règlement CBA93 relatif au calcul des structures en béton armé propose un diagramme

simplifié établissant la relation entre les contraintes  $\sigma_s$  des armatures longitudinales et leurs déformations  $\varepsilon_s$ . Ce diagramme est présenté comme suit :

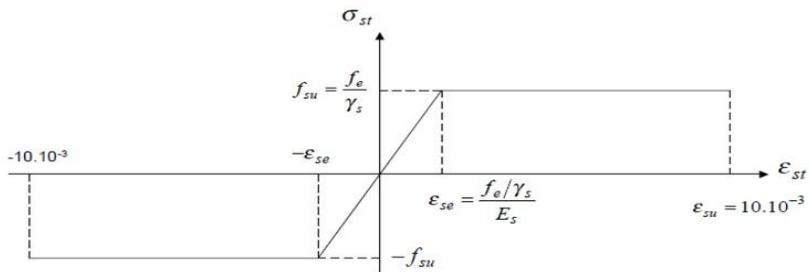


Figure VIII-3 - Diagramme de l'acier aux ELU

- $f_{su}$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :  $\gamma_s = 1.15$  (cas courants) -  $\gamma_s = 1$  (combinaisons accidentielles).

**Figure 1.6** - Diagramme simplifié déformation-contrainte aux ELU pour les aciers

Ce diagramme est valable pour tous les aciers quel que soit leur mode d'élaboration.

**Valeur limite des contraintes d'acier aux états limites de service (ELS)** : Afin de minimiser l'ouverture des fissures, il est indispensable de restreindre les contraintes de calcul des armatures, notées  $\sigma_{st}$ , à une valeur maximale  $\bar{\sigma}_s$  déterminée en fonction du niveau de gravité de la fissuration. Cette limitation dépend des cas suivants : fissuration peu nuisible, préjudiciable ou très préjudiciable.

Dans notre projet, l'infrastructure est liée au sol qui est un milieu très humide, donc la fissuration du béton est considérée comme très préjudiciable, alors  $\bar{\sigma}_s$  prend la valeur suivante :  $\bar{\sigma}_s = \min \{(2/3).fe ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot ftj}\}$  ; en MPa,

- $\eta$  : représente le coefficient de fissuration, il prend la valeur  $\eta = 1.6$  pour les armatures à haute adhérence (HA).
- $ftj$  : correspond à la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

### I-5-3 L'acier des profilés de construction métallique :

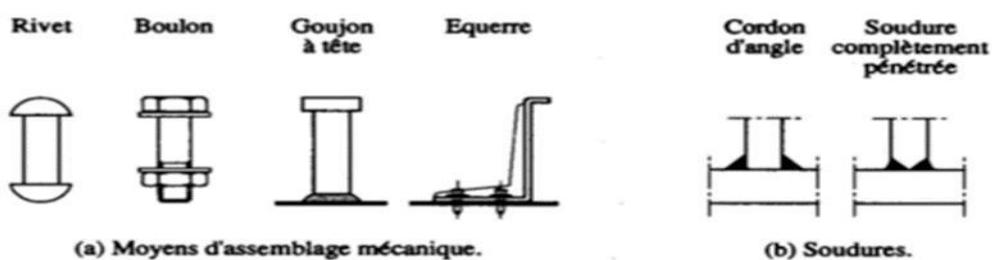
Dans le cadre de la réalisation des composantes métalliques de la superstructure, notamment les barres porteuses de la toiture, les barres porteuses des façades et les poutres, nous avons décidé d'utiliser des produits laminés à chaud normalisés répondant aux exigences des normes européennes EN 10025 applicables en Algérie. La sélection des nuances d'acier et des types de profilés (tels que IPE, IPN, HE, UPE, UPN, cornières, barres à sections creuses, etc.) repose sur plusieurs critères, à savoir :

- Leur disponibilité sur le marché national des matériaux de construction,
- Leur coût,
- Les prescriptions et recommandations de l'architecte.

### I-6 Produits d'assemblage pour charpente métallique :

Cette section examine les principales caractéristiques du métal utilisé pour les moyens d'assemblage. Ces moyens se répartissent en trois catégories :

- Les assemblages mécaniques, qui incluent principalement les boulons ainsi que les rivets, goujons, clous, etc.
- Les divers procédés techniques normalisés de soudage,
- Les assemblages chimiques, notamment le collage.



**Figure 1.7** : Moyens d'assemblage mécanique et soudures.

Dans la phase d'étude du projet relative à la conception et calcul des assemblages, il est essentiel de sélectionner et d'évaluer les principales caractéristiques des méthodes d'assemblage, comme les types d'acier et les aspects géométriques. Ce choix s'appuie sur les exigences réglementaires et normatives, les informations du marché, les ressources humaines et les équipements techniques disponibles chez l'entreprise chargée de la réalisation, ainsi que sur le critère économique du coût minimum (métal et travaux).

**I-6-1 Boulons** : Les boulons peuvent être classés en deux catégories principales : les boulons non précontraints et les boulons précontraints. Les dimensions nominales, les surfaces de section en partie lisse, ainsi que les surfaces de section filetée des vis sont définies dans les tableaux des normes ISO (ISO 4017 : 2014 et ISO 4014 : 2011) .

Pour les **boulons non précontraints**, également appelés boulons ordinaires pour charpentes métalliques, la **nuance 6.8** est généralement utilisée pour des diamètres nominaux variés, notamment M12, M14, M16, M18, M20 et M24. Les propriétés mécaniques de l'acier utilisé se traduisent par une contrainte limite élastique  $f_{yb} = 480 \text{ MPa}$ , et une contrainte ultime  $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$ .

Concernant les **boulons précontraints**, aussi appelés boulons à haute résistance avec serrage contrôlé, la **nuance 8.8** est adoptée pour des diamètres nominaux tels que M14, M16, M18, M20, M24, M27 et M30. Ces boulons disposent d'une contrainte limite élastique  $f_{yb} = 640 \text{ MPa}$ , et d'une contrainte ultime  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ .

**I-6-2 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.

**I-6-3 Note relative à la protection contre les risques d'incendies :** Les incendies qui naissent dans les locaux fermés sont très dangereux, à la fois pour les occupants et pour la structure métallique.

Les services de l'état concernés par la remise du permis de construire, les sociétés d'assurance et le maître d'ouvrage, peuvent exiger une étude de sécurité anti-incendie. Dans ce cas, l'architecte et l'ingénieur civil doivent appliquer (chacun dans son domaine) un ensemble de règles de protection et d'ingénierie au feu. Des références normatives existent pour ce sujet, nous citons en particulier la norme européenne EN 1993-1.2 : 2005 « Eurocode 3 partie 1.2). **La justification de résistance au feu de notre bâtiment n'est un objectif du présent mémoire.**

## **Chapitre II : Conception préliminaire de la structure principale**

## **Chapitre II : Conception préliminaire de la structure principale**

### **II.1 Introduction**

Dans ce chapitre, nous exposerons notre conception préliminaire relative à la structure principale tridimensionnelle 3D du bâtiment. Après avoir abordé dans le chapitre précédent le choix des types de matériaux et leurs propriétés structurales, nous nous concentrerons maintenant sur la configuration spatiale de la structure principale ainsi que sur les 3 systèmes de contreventement bidimensionnels 2D équivalents au système 3D, ils sont définis dans les trois plans :

- le plan vertical transversal, suivant une direction X que nous choisissons,
- le plan vertical longitudinal, suivant une direction Y perpendiculaire à la direction X,
- et le plan horizontal au niveau de la toiture.

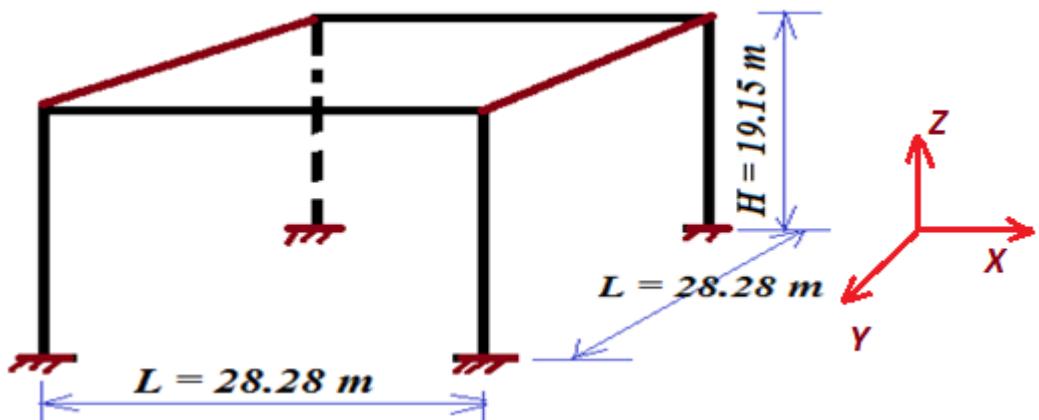
La conception structurelle doit respecter les exigences de la conception architecturale, les exigences techniques réglementaires définies dans la DTR Règles CCM97, et le DTR Règles RPA2003, et prendre en compte les aspects économiques de réduction des coûts d'acières et coûts des travaux et des délais d'exécution.

La conception structurelle doit intégrer plusieurs aspects critiques de ce projet, parmi lesquels on peut notamment mentionner :

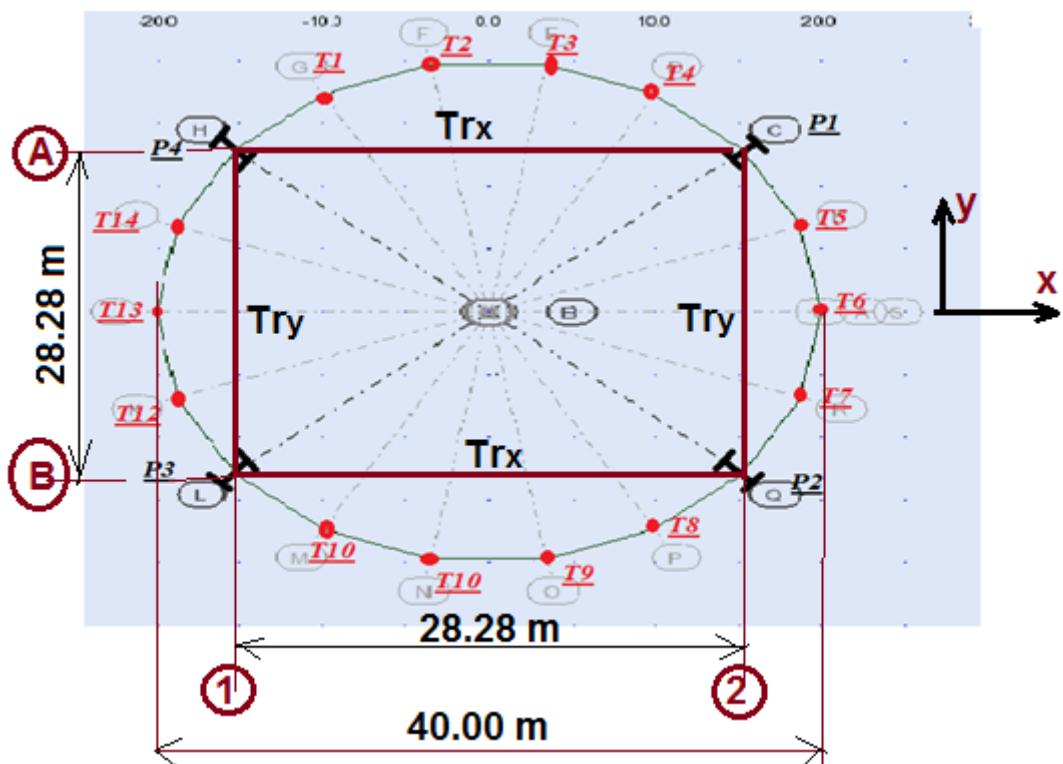
- Le défi des grandes portées libres dans toutes les directions en plan, en particulier pour deux directions orthogonales choisies : la direction transversale désignée par (X) et la direction longitudinale désignée par (Y).
- Les problèmes engendrés par la grande hauteur de 19,15 m. Nous citons le risque de flambement des poteaux et le risque de non vérification de la condition de rigidité de niveau relative au dépassement de la valeur admissible du déplacement horizontal en tête de poteaux.
- Caractéristiques du site sismique,
- Nature et qualité du sol,
- Coûts de réalisation importants combinés à des délais de construction prolongés.

### **II.2 Choix du type de structure principale**

La structure métallique sera constituée de barres en acier non allié, toutes seront réalisées en profilés laminés à chaud conformes aux normes européennes EN en vigueur en Algérie. Ces barres seront réparties suivant les 3 directions X, Y et Z. On peut leur ajouter d'autres barres orientées suivant d'autres directions. Nous choisissons la configuration définie par les figures 2.1 et 2.2 suivantes.



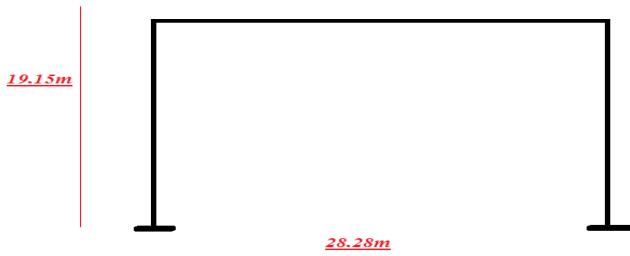
**Figure 2.1 :** Structure principale composée de 4 portiques à noeuds rigides.



**Figure 2.2 :** Plan de distribution et de repérage des poteaux.  
 (P1, P2, P3 et P4) : poteaux principaux,  
 (Trx et Try) : poutres principales, respectivement suivant X et Y

#### II.2.1 Dans la direction transversale (X) :

Nous avons opté pour un design défini par deux portiques identiques, chaque portique se compose d'une travée, un niveau, des noeuds et appuis rigides. On offre alors une portée de 28,28 mètres, et une hauteur de 19,15 m ; comme il est illustré dans la figure 1.3 suivante.



**Figure 1.3 :** Deux Portiques rigides dans la direction transversale **X**, pour résister aux charges verticales de la toiture et pour le contreventement suivant **X**,

**II.2.2 Dans la direction longitudinale (Y) :** Dans la direction **Y**, nous avons opté pour le même design choisi pour la direction **X**, comme illustré dans la figure 1.4 ci-dessous.



**Figure 1.4 :** Deux Portiques rigides dans la direction longitudinale **Y**, pour résister aux charges verticales de la toiture et pour le contreventement suivant **Y**,

**II.3 Distribution des poteaux :** On choisit des poteaux métalliques réalisés par des profilés laminés à chaud normalisés de type HE, répartis régulièrement sur le cercle périphérique circulaire manière systématique, comme le montre la figure suivante :

- Comme la structure que j'étudie est de forme circulaire, j'ai placé les poteaux sur le périmètre de manière régulière comme le montre la figure 5. Nous avons  $n = 25$  poteaux, nous choisissons quatre piliers principaux ( $P_1, P_2, P_3$  et  $P_4$ ), tandis que les autres montants sont des potelets de raidissement pour la façade, ceux-ci ne supportent pas la toiture et ne participent pas au système de contreventement chargé de la stabilité générale du bâtiment halle. L'espacement entre les poteaux est  $B$ .
- Le périmètre du cercle extérieur ayant un rayon  $R = 20\text{m}$  :  $L = 2\pi R = 2\pi \times 20 = 125.6\text{ m}$
- La surface du cercle :  $S = \frac{\pi \times D^2}{4} = 1256.63\text{ m}^2$
- On choisit une valeur constante de l'espacement  $B$  des poteaux, il est pris dans l'intervalle  $[5\text{m}, 7\text{m}]$  recommandé dans le livre [Hirt, CM, volume 11 du traité de génie civil TGC] ; (Réf. [5,17])

- $L = n \times B$  ; soit  $B = 5.0$  m, alors :  $n = \frac{L}{B} = \frac{125.6}{5} = 25,12 \approx 25$  tronçons et **25 poteaux** :

#### **4 poteaux principaux et 21 potelets.**

- $\alpha = 14.4^\circ$  : angle de chaque tronçon de surface plane,
- L'espacement :  $B = L / n = 125.6 / 25$  ; **B = 5.024 m**

### **II.4 Les systèmes de contreventement :**

Un système de contreventement (CV) tridimensionnel doit être conçu pour notre bâtiment, il permet d'assurer la stabilité générale de toute la construction contre le renversement et les déplacements non admissibles, en particulier sous les effets des forces et actions horizontales : de vent, des séismes, etc. Notre système (CV) peut être divisé en trois systèmes de contreventement bidimensionnels (2D) : deux systèmes de CV verticaux dans 2 directions orthogonales et un 3<sup>ème</sup> système pour le plan horizontal à concevoir au niveau de la toiture, celui-ci est désigné par CVH. Nous adoptons deux directions principales X et Y, et on définit pour chacune d'elles un système :

CVVx : un système de contreventement 2D vertical pour la direction X,

CVVy : un système de contreventement 2D vertical pour la direction Y.

**Notre choix** : Nous avons choisi de concevoir une ossature tridimensionnelle comme le montre la **figure 2.1 ci-dessus**. On peut dire que les 2 systèmes verticaux CVVx et CVVy sont du type : ossature autostable avec nœuds rigides. Chaque système 2D est constitué de 2 portiques parallèles identiques, un portique est formé par deux poteaux principaux symétriques et une poutre **Tr**. Ce choix permet d'assurer la résistance aux efforts horizontaux induits par l'action du vent, en assurant une bonne rigidité au niveau des nœuds.

#### **II.4.1 Le Système de contreventement vertical dans la direction X (CVV<sub>X</sub>) :**

Dans la direction transversale (X), le système (**CVV<sub>X</sub>**) vertical de contreventement comporte deux portiques à 1 niveau et 1 travée, d'une largeur de 28,28 mètres et d'une hauteur de 19,15 mètres. Chaque portique est caractérisé par des nœuds rigides et des appuis encastrés, ce qui lui permet de résister aux efforts horizontaux et de participer au contreventement dans cette direction. Dans les zones à risque sismique, notre système de contreventement est recommandé par le règlement parasismique Algérien RPA version 2003 et version 2024, car il possède un très bon comportement sismique, notamment une bonne ductilité par comparaison avec les ossatures à nœuds articulés contreventés par palées à treillis et par comparaison avec les ossatures mixtes composées de portiques à nœuds rigides et palées à treillis. Le RPA 2024 classe notre système de

contreventement en catégorie 10, avec un coefficient de comportement  $R = 6.5$  (voir le tableau 3.17 du RPA 2024).



**Figure 2.5 :** Configuration d'un des 2 portiques à noeuds rigides du système (**CVV<sub>x</sub>**) de contreventement dans la direction X

#### II.4.2 Le système de contreventement vertical dans la direction Y (**CVV<sub>y</sub>**):

- Dans la direction longitudinale (Y), nous avons choisi un système (**CVV<sub>y</sub>**) vertical de contreventement identique au système (**CVV<sub>x</sub>**) ; **fig. 2.6.**



**Figure 2.6 :** Configuration d'un des 2 portiques à noeuds rigides du système (**CVV<sub>y</sub>**) de contreventement dans la direction Y

## II.5 Le pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux

### II.5.1 Introduction et critères de choix :

- L'origine des connaissances : Cette section s'appuie sur les enseignements du cours de Constructions Métalliques dispensé en première année de cycle de master sous la direction de M. M. BITAM. L'analyse statique de la structure principale, qu'elle soit réalisée à l'aide de modèles tridimensionnels ou de portiques bidimensionnels, implique une proposition initiale des dimensions des différents éléments structuraux. Ces prédimensions servent de base pour

effectuer l'analyse statique, elles sont ensuite validées ou ajustées en fonction des exigences réglementaires et économiques. Leur détermination est essentielle, que ce soit pour appliquer une méthode analytique d'analyse statique ou pour utiliser des logiciels de calcul reconnus dans le domaine du génie civil (comme Robot, SAP, Etabs, RDMoss6, etc.), qui requièrent des dimensions préliminaires des sections.

Le choix des prédimensions des éléments structuraux, spécifiquement les poutres et les poteaux des portiques transversaux, repose sur plusieurs critères. En premier lieu, il est crucial de prendre en compte les directives de l'architecte ainsi que les recommandations des experts en construction métallique. Ces recommandations permettent d'orienter l'étude vers des dimensions optimales qui assurent la satisfaction des exigences en termes de résistance mécanique, stabilité et rigidité. Par ailleurs, elles tiennent compte des contraintes économiques, notamment en cherchant à réduire le coût des matériaux (acier) et des travaux d'exécution.

Cependant, il est impératif que les choix effectués respectent avant tout les prescriptions des documents réglementaires majeurs :

- Le DTR Règles CCM 97
- Le DTR Règles RPA 2003 (ou la version 2024)

Il est à noter que ces documents de référence ne spécifient pas explicitement de valeurs minimales pour les dimensions ou sections des profils à respecter. De ce fait, nous disposons d'une certaine liberté dans le choix initial des prédimensions, ce qui nous permet d'adapter nos propositions en fonction des besoins spécifiques du projet tout en restant conformes aux normes. Pour ce qui concerne les recommandations techniques des experts, les références utilisées sont les suivantes :

- Le livre écrit par le Professeur M. Hirt et Monsieur M. Crisinel, volume 11 du traité suisse TGC, intitulé "Charpentes métalliques",
- Les cours d'université de mon professeur Monsieur Bitam M. Mehdi, enseignant encadrant.
- Le mémoire de master de Mr Ikheneche Slimane, intitulé : Étude d'un bâtiment industriel à structure et enveloppe métalliques, équipé de chemins de roulement avec deux systèmes de contreventement : palées à treillis et portiques auto-stables, Mémoire soutenu à l'université de Biskra, au département de Génie Civil, année universitaire 2022/2023.

**b) Prédimensionnement des poutres de portiques :**

Les poutres des portiques sont essentiellement sollicitées à la flexion dans le plan vertical (x,z), donc par rapport à l'axe local de la barre (y), leur dimensionnement repose sur plusieurs critères

liés à la hauteur de section « h » et au choix des profils laminés. Dans ce cadre, il est recommandé d'opter pour des profilés en I ayant une inertie  $I_y$  supérieure à l'inertie  $I_z$ . Par conséquent, pour une poutre, la hauteur « h » devrait être sensiblement plus grande que sa largeur « b ». Les principaux facteurs conditionnant le choix de « h » incluent :

1. La portée (L) de la poutre : Celle-ci constitue un paramètre fondamental, influençant directement les exigences mécaniques.
2. L'intensité des charges verticales descendantes (G, Q, S) : Ces charges reflètent les sollicitations ponctuelles et permanentes agissant sur la structure.
3. Les pressions de soulèvement dues au vent : Ces phénomènes sont particulièrement critiques dans le cas de bâtiments équipés de toitures métalliques légères.
4. L'intégration éventuelle de la poutre dans le système de contreventement : Si tel est le cas, il sera nécessaire de prendre en compte les forces horizontales supplémentaires dues au vent, aux séismes ou encore à des charges dynamiques (par exemple, pour les chemins de roulement).
5. La configuration statique de la poutre : Celle-ci dépend du système global mis en œuvre, notamment en termes de travées, niveaux, types d'appuis, et types de nœuds structurels des poteaux.

De manière générale, les règles empiriques de prédimensionnement accordent une priorité au paramètre « **portée L** ». Dans les cas spécifiques des bâtiments industriels ou halle dotés d'une toiture légère, la pente de toiture devient également un facteur à considérer. Ainsi :

- Pour des portées faibles (inférieures à 15 jusqu'à 20 m), les profilés laminés standardisés du type IPE ou IPN sont souvent privilégiés car ils présentent un meilleur rapport coût/performance comparé aux poutres reconstituées soudées ou constituées de treillis.
- Pour des portées importantes (supérieures à 30 m), les poutres composées en treillis — communément appelées fermes — sont plus adaptées. Cependant, ces dernières nécessitent des hauteurs « h » conséquentes, pouvant poser des contraintes architecturales.

Dans le cas spécifique étudié ici, la portée est (28.28 m), assez proche de la limite de 30m. Cette situation rend difficile la détermination d'une solution optimale réduisant à la fois la hauteur « h » et le coût total de production. Ce dernier inclut non seulement le coût des aciers mais également le coût des travaux d'exécution.

Des règles plus précises de prédimensionnement peuvent être appliquées en utilisant un calcul approché intégrant des paramètres tels que l'intensité des charges et des conditions

réglementaires spécifiques (par exemple, la limitation de la flèche maximale pour garantir la rigidité de la poutre).

c) Prédimensionnement des éléments comprimés tels que les poteaux :

D'après le cours de SM de Mr M. Bitam : « Les poteaux des portiques à nœuds rigides sont sollicités par des efforts axiaux N de compression (ou des efforts N de traction) et des moments de flexion dans les 2 plans principaux d'inertie (x,y) et (x,z). Les efforts N peuvent être de compression ou de traction. L'effet des efforts N de compression est très important, ils menacent la résistance de la section mais aussi l'instabilité par flambement dans l'un ou l'autre des 2 plans. Le dimensionnement des poteaux prend en compte principalement la surface de section transversale « A » et la contrainte d'élancement géométrique définie par le rapport  $\lambda = Lcr / i$ , qui doit être limité à une valeur admissible  $\lambda_{lim}$  recommandée par les experts ( $\lambda_{lim} = 50 \text{ à } 100$ ). Cette approche permet une sélection adéquate du rayon de giration **i<sub>y</sub>** et **i<sub>z</sub>** dans les deux directions principales.

Les profils en **H** à larges ailes (tels que HEA, HEB ou leurs variantes HEM, HD, HP) sont souvent les plus économiques et mécaniquement efficaces. Cependant, d'autres solutions comme les sections creuses laminées ou composées soudées (**PRS**), ou encore les montants en treillis, se révèlent être des alternatives intéressantes selon certaines configurations spécifiques. Ces solutions permettent également d'assurer une bonne gestion des inerties **I<sub>y</sub>** et **I<sub>z</sub>**, fournissant ainsi des indications utiles sur la hauteur de section « **h** » et sa largeur « **b** ».

Enfin, des règles plus détaillées peuvent nécessiter un calcul approximatif, tenant compte non seulement de l'intensité des charges comprimant l'élément axialement, mais également des réglementations en matière de résistance à la compression simple. À cette étape préliminaire de l'étude, l'effet de flexion de éléments de portiques et les pièces comprimées, les deux inerties **I<sub>y</sub>** et **I<sub>z</sub>** sont importantes, autrement dit on pourra avoir des indications utiles sur les choix des valeurs de la hauteur « **h** » de section et de sa largeur « **b** ».

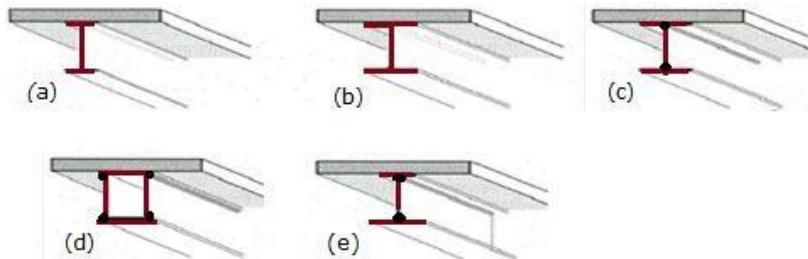
D'autres règles de prédimensionnement plus précises font intervenir le paramètre **intensité des charges**, elles exigent une estimation de ces charges et se basent sur une condition réglementaire telle que la condition de résistance à la compression simple pour un montant soumis à la compression axiale ou la condition de limitation de la flèche pour une poutre fléchie. On pourra négliger l'effet de flexion dans le poteau en cette phase d'étude » [Réf. Bitam].

**II.5.2 Choix des poutres principales :** Elles ont de grandes portées : L = 28.28 m

a) Choix du type et du profilé :

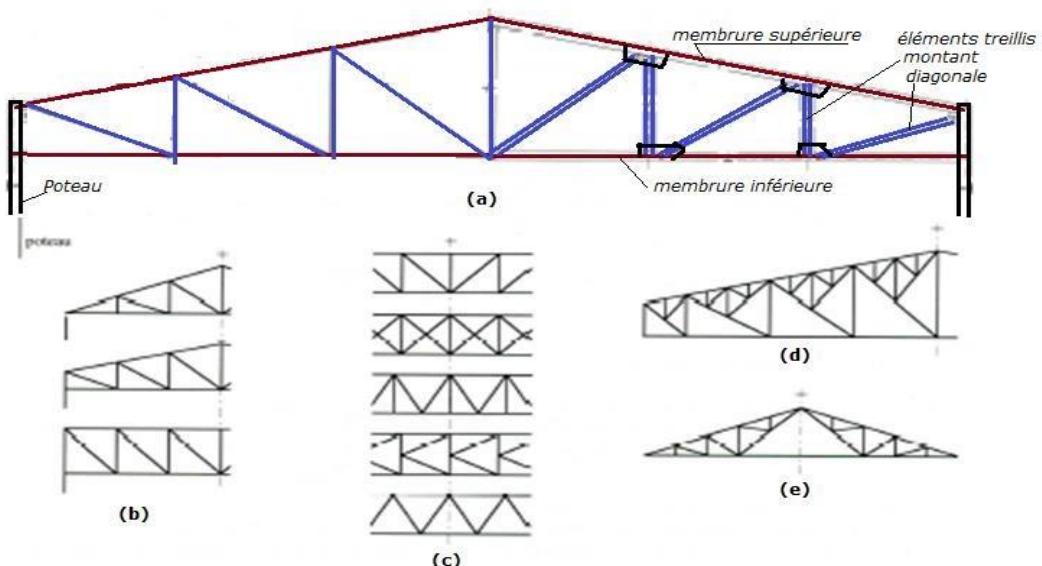
Les poutres de portiques peuvent être conçues de plusieurs façons ; figures 2.7 et 2.8 :

- Soit en profils pleins : laminés ou composés soudés PRS,
- Soit en fermes, ce sont des systèmes à treillis à nœuds articulés,
- Soit en poutres composées à traverses de liaison à nœuds rigides,
- Soit en poutres ajourées coupées ensuite reconstituées soudées en atelier.



**Figure 2.7 : Types de poutres à âmes pleines**

(a – profilés en I, b- profilés en H, c- PRS en I, d- PRS en caisson, e- PRS à semelles inégales).



**Figure 2.8 : Types de fermes à treillis**

Nous avons opté pour le premier type, nous choisissons les **profilés laminés à chaud normalisés de type IPE ou HE** à cause de l'avantage des coûts réduits des travaux d'exécution. Si les calculs montrent que ces profils ne sont pas admissibles, on passera aux PRS. Pour les PRS, le domaine de choix des formes de section et des dimensions est très vaste, puisque l'ingénieur concepteur n'est pas trop limité par l'industrie et le marché des matériaux métalliques de construction.

b) **Variante N°1 - Les Profilés IPE** : On suppose que la gamme des profils IPE disponibles varie de l'IPE 80 à l'IPE 600, on exclue les profils IPE O et IPE A. Donc, on a l'intervalle de choix suivant :  $h = [80\text{mm} ; 600\text{mm}]$ .

Avec la formule empirique suivante :  $h = \frac{L}{30} = \frac{28280}{30} = 942.6 \text{ mm} > \text{hauteur limite} = 600 \text{ mm} !$

Conséquence : Les IPE ne sont pas admis !

c) **Variante N° 2 - Les Profilés HEA ou HEB** : On suppose que la gamme des profils HEA/HEB disponibles varie de HE 100 à HE 1000. Donc, on a l'intervalle de choix suivant :  $h = [100\text{mm} ; 1100\text{mm}]$  ; Alors, on calcule la hauteur  $h$  et on décide après.

Pour  $h = \frac{L}{30} = 942.66 \text{ mm}$  ; on choisit le profilé HEA 1000 avec  $h = 990 \text{ mm}$  ; poids : 272 kg/m,

On va choisir HEA 1000.

**Vérification rapide du profilé HEA 1000 prédimensionné par introduction du facteur charge verticale « p »:**

c.1) Condition d'ELS de limitation de la flèche  $\delta$  :  $\delta = \frac{5 \times p \times (l)^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{adm} = \frac{l}{250}$  ----- Formule (1)

$$P = \max(P_1 ; P_2)$$

$$P_1 = G + \max(Q, S) = G + Q$$

$$P_1 = G - W \text{ (vent ascendant de dépression)}$$

$$P_1 = G + Q = 272 + 100 = 372 \text{ daN/m}$$

Le moment d'inertie autour de l'axe Y pour le profilé HEA1000 est :  $I_y = 3\ 984\ 000 \text{ cm}^4 = 398,4 \times 10^8 \text{ mm}^4$

$$\delta = \frac{5 \times 372 \times 10^{-3} (2828)^4}{384 \times 2.10^5 \times 3984000} = 0.37 \text{ cm}$$

• Vérification :  $\delta = 0.37 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = \frac{2828}{250} = 11.312 \text{ cm}$  ----- OK

c.2) Condition d'ELU de résistance à la flexion simple uni-axiale en élasticité :

Condition :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$  ----- Formule (2)

$$\sigma_{adm} = f_y / \gamma_{Mo} ; \text{où } \gamma_{Mo} = 1.10 ; \text{ alors : } \sigma_{adm} = 355 / 1.1 \approx 323 \text{ MPa}$$

Pour une section symétrique par rapport à l'axe de flexion, la contrainte maximale  $\sigma_{max}$  est donnée par la formule (3) suivante :  $\sigma_{max}^+ = -\sigma_{max}^- = \sigma (y = b/2) = \frac{My}{I_y} \times \frac{h}{2} = \frac{My}{W_{el,y}}$  ----- (3)

Où :  $W_{el,y} = I_y / (h/2)$  ; c'est le module de résistance élastique autour de l'axe Y.

$$W_{el,y} = 80\,480 \text{ cm}^3 = 804.8 \times 10^6 \text{ mm}^3 ; M_y = p \cdot L^2 / 8 = \frac{372 \times 28.28^2}{8} = 37188.76 \text{ daN.m}$$

$$\text{Vérification : } \sigma_{\max} = \frac{37188.76 \times 10^4}{8048 \times 10^3} = 46.20 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 323 \text{ MPa} \text{ ----- OK}$$

**d) Prédimensionnement des poutres et poteaux à l'aide du logiciel PORTAL+ :**

**Données de calcul :**

Poutres : HEA 1000 en acier S 355,

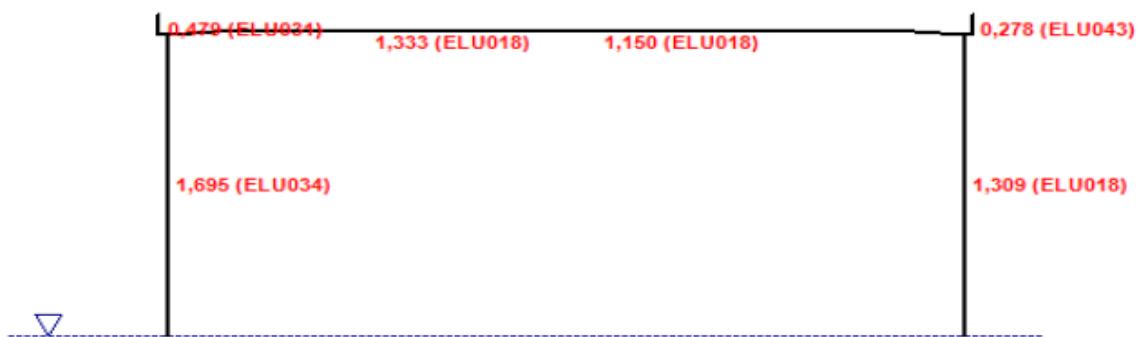
Poteaux : HEA 1000 en acier S 355,

Charge (pression) du vent sur la toiture :

$$W_{ascendant} = 100.35 \text{ daN/m}^2 ; \text{ soit } W_{ascendant} = 100.35 \text{ daN/m}^2 \times 28.28 \text{ m} = 28.37 \text{ kN/m}$$

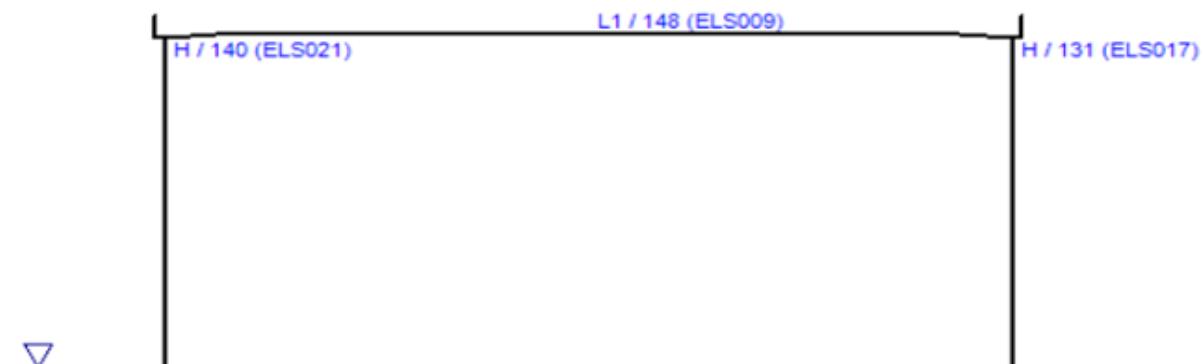
$$W_{descendant} = 33.35 \text{ daN/m}^2 ; \text{ soit } W_{descendant} = 33.35 \text{ daN/m}^2 \times 28.28 \text{ m} = 9.43 \text{ kN/m}$$

Résultats : Portal+ nous donne les résultats affichés dans les figures 2.9 et 2.10 suivantes.



**Figure 2.9** : Résultats donnés par le logiciel Portal+ pour les combinaisons d'actions les plus défavorables aux ELU

On voit que les critères sont > 1 ----- sections non vérifiés !



**Figure 2.10** : Résultats donnés par le logiciel Portal+ pour les combinaisons d'actions les plus défavorables aux ELS

On voit que la flèche de poutre = L / 148 > limite = L/200 ----- **non vérifiée !!**

Aussi, les déplacements horizontaux en têtes de poteaux sont inadmissibles ;  
 H/140 > valeur-limite = H/150 et H/131 > limite = H/150 ----- **non vérifiés !!**

**Conclusion :** Le profilé HEA 1000 pour les poutres et les poteaux n'est pas admis, il faut chercher une bonne solution à ce problème.

e) **Variante N°3 - Les Pièces composées soudées PRS type I à ailes égales :**

e.1) Dimensionnement :  $h \approx L/20 = 1414 \text{ mm}$  ; la pièce est composée de 3 fers plats soudés en forme de I, de hauteur de section  $h \approx L/20 = 1414 \text{ mm}$  :

- 2 semelles égales de dimensions :  $b_f \times t_f = 300 \times 20 \text{ mm}^2$

- Une âme de dimensions :  $b_w \times t_w = 1400 \times 20 \text{ mm}^2$

- hauteur de section :  $h = b_w + 2 \cdot t_f = 1440 \text{ mm}$

- Calcul de l'aire de la section composée « A » :

$$A = \sum A_i = A_w + 2 \cdot A_f = 1400 \times 20 \text{ mm}^2 + 2 \times 300 \times 20 \text{ mm}^2 = 400.0 \text{ cm}^2$$

Alors le poids est égale à :  $P = 40000 \times 10^{-6} \times 7850 = 314 \text{ daN/m}$

- Calcul du moment d'inertie « Iy » par rapport à l'axe fort (y) ; donc dans le plan (x,z) :

$$I_y = \sum_i^3 I_{y,i} = I_{y,1} + I_{y,2} + I_{y,3} = (t_w \times b_w^3) / 12 + 2 [ (b_f \times t_f^3) / 12 + (b_f \times t_f) \times \Delta^2 ]$$

$$I_y = (20 \times 1400^3) / 12 + 2(300 \times 20^3) / 12 + (300 \times 20) \times 1420$$

$$I_y = 4573.33 + 400 + 8520 = 458225.3 \text{ cm}^4$$

Où :  $\Delta = b_w + 2 \cdot t_f / 2 = 1420 \text{ mm}$

e.2) Vérification des prédimensions du PRS par introduction du facteur charge verticale « p » :

❖ Condition d'ELS de limitation de la flèche  $\delta$  :  $\delta = \frac{5 \times p \times (l)^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{adm} = \frac{l}{250}$  ----- Formule (1)

Comme pour le profile HEA1000 de la **Variante N° 2** ;  $P = \max(P_1 ; P_2) = P_1 = 372 \text{ daN/m}$

$$P_1 = G + \max(Q, S) = G + Q ;$$

$$P_2 = G - W(\text{vent ascendant de dépression})$$

$$P_1 = G + Q = 272 + 100 = 372 \text{ daN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times 372 \times 10^{-3} (2828)^4}{384 \times 2.10^5 \times 458225.3} = 3.21 \text{ cm}$$

- Vérification de  $\delta$  du PRS :  $\delta = 3.21 \leq \delta_{adm} = \frac{2828}{250} = 11.312 \text{ cm}$  ----- OK

❖ Condition d'ELU de résistance à la flexion simple uni-axiale en élasticité du PRS :

$$W_{el,y} = I_y / (h/2) = \frac{458225.3}{\frac{144}{2}} = 6364.24 \text{ cm}^3 ; M_y = p \cdot L^2 / 8 = \frac{372 \times 28.28^2}{8} = 37188.76 \text{ daN.m}$$

- Vérification de l'ELU :  $\sigma_{max} = \frac{37188.76 \times 10^4}{6364.24 \times 10^3} = 58.43 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 323 \text{ MPa}$  ----- OK

f) **CONCLUSION sur le choix des poutres principales** : Dans le présent projet, nous avons opté pour des poutres principales de type **PRS en I à ailes égales** au lieu d'un profilé IPE ou un profilé HE. Les 2 semelles du PRS ont les dimensions  $300 \times 20 \text{ mm}^2$ , l'âme a les dimensions  $1400 \times 20 \text{ mm}^2$ , la hauteur totale du profil est  **$h = 1440 \text{ mm}$** .

Justifications du choix : Notre choix est justifié par la longueur importante des poutres, qui s'étendent sur 28,28 mètres, ce qui exigeait une grande inertie  $I_y$  sachant qu'elles sont principalement sollicitées à la flexion dans leur plans verticaux ( $x,z$ ). On pense que la résistance et la rigidité de ces éléments fléchis seront assurées par un PRS bien dimensionné en augmentant surtout sa hauteur de section  **$h$** .

- Longueur incompatible avec un profilé IPE ou IPN : Compte tenu de la portée de 28 m, un profilé IPE et un profilé IPN ne seraient pas en mesure de supporter les charges nécessaires sans rupture ou flèche non admissible dans le plan vertical de flexion ; donc par rapport à l'axe horizontal  $z$ .
- Meilleure solution par rapport au profilé HE1000 dont le coût d'acier est certainement très élevé en raison du grand poids propre.
- Réduction des charges transmises aux poteaux et aux fondations : Grace à la réduction du poids propre des poutres, les charges transmises aux poteaux et aux fondations seront plus faibles, ce qui constitue un autre avantage pour ce choix.

### **II.5.3 Choix des poutres secondaires situées entre les potelets :**

Pour relier les potelets dans un polygone périphérique, nous avons décidé de choisir des poutres secondaires de type IPE, leur longueur est :  $L = 5.0 \text{ m}$ .

On suppose que la gamme des profils IPE disponibles varie d'un IPE 80 à IPE 600. Donc, on a l'intervalle de choix suivant :  $h = [80 \text{ mm} ; 600 \text{ mm}]$  ;

Application de la règle empirique de prédimensionnement :  $h = \frac{l}{30} = \frac{5000}{30} = 166.66\text{mm}$

Soit des **IPE 180** de hauteur de section :  $h = 180\text{mm}$

Fonction principale : Assurer la liaison entre les poteaux pour transmettre les charges verticales et horizontales.

Longueur : Correspond à l'espacement entre les poteaux, fixé à 5 m dans notre cas.

Stabilité latérale : Les poutres IPE permettent un bon maintien latéral tout en garantissant une rigidité suffisante.

Raisons du choix :

Légèreté et résistance : Les IPE offrent un bon rapport entre le poids et la résistance.

Facilité d'assemblage : Adaptées aux connexions métalliques standards.

Disponibilité et coût réduit : Facilement disponibles sur le marché avec un coût optimisé.

Compatibilité avec les contreventements : Permet l'ajout de systèmes de contreventement si nécessaire.

**II.5.4 Choix des poteaux principaux** : Comme pour les poutres principales de portiques, nous choisissons aussi les poteaux. Ceux-ci peuvent être conçus :

- soit en profils pleins : laminés ou composés soudés PRS,
- soit en fermes, ce sont des systèmes à treillis à nœuds articulés,
- soit en poteaux composées à traverses de liaison à nœuds rigides,
- soit en profilés ajourés légers, coupés ensuite soudés en atelier.

a) **Variante N°1 - Les Profilés HEA** : On commence par le choix des profilés HEA qui sont souvent économiques par recommandations des experts. Pour les dimensions, on suit les recommandations du livre « Charpentes métalliques, volume11» et celles de nos cours de l'université de Biskra. Nous avons noté les règles suivantes:

1- Première règle de pré-dimensionnement :  $A_{poteaux} \approx A_{traverse}$  ; alors on choisit 4 Poteaux principaux avec le même profil des traverses, **HEA 1000, ou des PRS avec  $h = 1440$ .**

2- Deuxième règle de pré-dimensionnement : L'élancement  $\lambda_k$  est limité à une valeur limite  $\lambda_{lim} = \{50; 100\}$ , on prend:  $\lambda_{lim} = 70$

$$\lambda_k = lcr/i \leq \lambda_{\text{lim}} = 70 ; \lambda_k = \frac{19150}{495} = 38.68 \leq \lambda_{\text{lim}} = 70 \quad \text{----- C.V}$$

avec :  $lcr$  est la longueur de flambement du poteau dans le plan étudié.

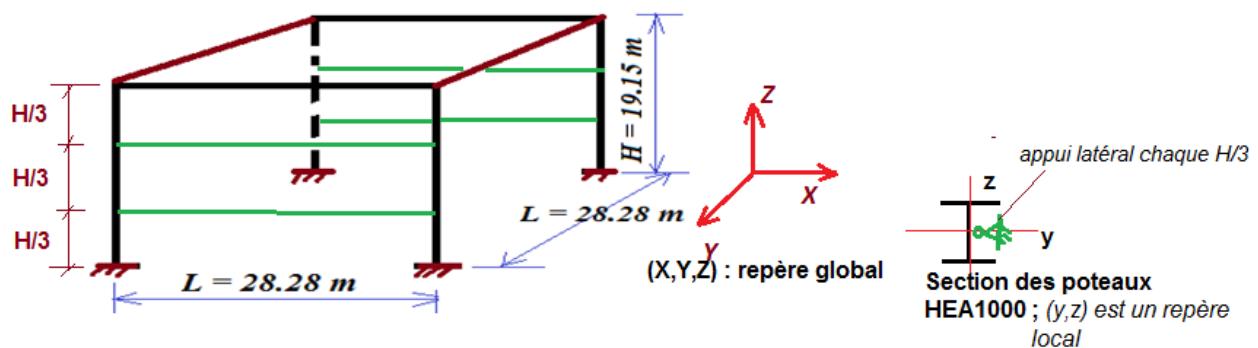
$$\text{Autour de l'axe Z (faible)} : iz = 167 \text{ mm} ; \lambda_k = \frac{19150}{167} = 114.67 \geq \lambda_{\text{lim}} = 70 \quad \text{----- C.N.V !!}$$

Le poteau principal d'une longueur de 19.15 m était initialement prévu avec un profilé HEA1000. Cependant, compte tenu de sa grande hauteur, il présentait un risque considérable de flambement autour de l'axe Z, en raison notamment de la faiblesse de son inertie  $I_z$  dans le plan de faible inertie ( $x,y$ ).

Pour remédier à ce problème de grand élancement dans le plan de faible inertie ( $x,y$ ), nous avons opté pour un renforcement du poteau par deux appuis latéraux. Ce découpage du poteau en trois tronçons égaux de longueur  $H/3 = 6.38 \text{ m}$  au moyen de poutres horizontales, permet de diviser longueur de flambement effective  $lcr$  par 3, ce qui va réduire considérablement la valeur de  $\lambda_k$ , améliorant ainsi la stabilité globale du poteau face au phénomène de flambement.

Nouveau élancement dans le plan de faible inertie ( $x,y$ ) :  $iz = 167 \text{ mm} = 0.167 \text{ m}$

$$\lambda_k = \frac{19150/3}{167} = \frac{114.67}{3} = 38.2 \leq \lambda_{\text{lim}} = 70 \quad \text{----- C.V ----- Bonne solution !}$$



**Figure 14 : Choix des sections des poteaux principaux ; variante N°1**

**Conclusion de la variante N°1** : Des poteaux en HEA1000 avec 2 appuis latéraux disposés dans le plan de faible inertie, donc parallèlement aux semelles (ailes).

**b) Variante N° 2 : Les Pièces composées soudées PRS à section en I à ailes égales :**

avec hauteur  $h$  au moins égale à 957 mm ;  $h = t_w + 2t_f \geq 957 \text{ mm}$

- Pour les deux ailes d'épaisseurs  $t_f$  et de largeur  $b$  :

$t_f = \{10\text{mm}; 20\text{mm}\}$  ; soit  $t_f = 20\text{mm}$

$b = \{100\text{mm} ; 500\text{mm}\}$  ; soit  $b = 500\text{mm}$

- Pour l'âme d'épaisseur  $t_w$  et de largeur  $h_w$  :

$t_w = \{10\text{mm} ; 20\text{mm}\}$  ; soit  $t_w = 20\text{mm}$

$h_w = \{100\text{mm} ; 1000\text{mm}\}$  ; soit  $h_w = 1000\text{ mm}$

Donc on a :  $\mathbf{h = 1000 + 2 \times 20 = 1040\text{ mm}} \geq 800\text{mm}$

On calcule la surface A du profilé PRS :  $A = 2 \times (20 \times 500) + (20 \times 1000) = 40000\text{mm}^2$

Alors le poids est égale à :  $P = 40000 \times 10^{-6} \times 7850 = 314 \text{ daN/m}$

#### **Proposition de choix du poteau PRS avec mention des alternatives possibles :**

Dans le cadre de l'étude préliminaire de la structure métallique, le choix d'un poteau de type PRS a été retenu comme solution principale en raison de sa grande résistance aux charges axiales et aux moments de flexion, ainsi que de sa capacité à supporter le flambement grâce à sa conception robuste.

Cependant, plusieurs alternatives restent envisageables dans le cas où ce choix ne satisferait pas les exigences lors de l'analyse détaillée, notamment :

- ❖ **Un poteau composé à treillis de type Pratt** : qui pourrait offrir un poids plus léger tout en assurant une bonne répartition des charges s'il est bien conçu.
- ❖ **La division du poteau en plusieurs colonnes secondaires, chacune est un laminé à chaud HE, IPE ou IPN** : Ceci a pour but de réduire les charges axiales sur chaque élément, ce qui améliore la résistance au flambement et diminue les contraintes individuelles.

#### **Note :**

Cette approche garantit une certaine flexibilité dans le design et permet des ajustements en cas de résultats non conformes lors des calculs finaux.

### **Chapitre III : Evaluation des actions de la Neige et du Vent**

## Chapitre III : Evaluation des actions de la Neige et du Vent

### III .1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous exposons les résultats de notre investigation portant sur l'évaluation des actions climatiques exercées par le vent et la neige. Cette étude a été menée en respectant les directives spécifiées dans le document technique réglementaire DTR C 2-4.7, qui établit les règles relatives à la Neige et au Vent, connues sous la dénomination « RNV 2013 ». Ce référentiel constitue une obligation réglementaire pour tous les projets de construction situés sur le territoire algérien.

### III .2 Objectifs de l'étude:

Cette étape de l'analyse du projet a pour objectif d'évaluer les impacts des actions climatiques susceptibles d'affecter notre bâtiment, notamment les charges de neige, désignées par S (Snow), ainsi que les forces ou pressions exercées par le vent, identifiées par W (Wind). Ces deux types d'actions climatiques, S et W, sont considérés comme des variables devant être définies conformément aux dispositions prévues par la réglementation technique en vigueur en Algérie.

### III .3 Base réglementaire :

En Algérie, le document de référence régissant à la fois l'évaluation des charges de neige sur les toitures et les impacts du vent sur les constructions est le règlement technique désigné sous l'appellation DTR C 2-4.7, ou "Règles RNV 2013". Comme pour tous les DTR, le respect des prescriptions fixées par le RNV s'impose à l'ensemble des parties prenantes des projets de construction, qu'il s'agisse du maître d'œuvre ou des autres intervenants.

Le document RNV 2013 se décline en deux sections principales : la première porte sur les charges de neige, tandis que la seconde aborde les actions exercées par le vent.

### III .4 Actions de la Neige

#### III .4.1 Charges de neige S:

La charge caractéristique de neige par unité de surface, notée ( S ), calculée en projection horizontale d'une toiture ou de toute autre structure exposée à une accumulation de neige, est déterminée à l'aide de l'expression mathématique suivante :  $S = \mu \cdot Sk [kN/m^2]$

•**Sk** : représente la charge de neige au sol, une valeur spécifiée au paragraphe 4 du RNV 2013 (Partie I), en fonction de l'altitude du site et de la zone climatique définie pour la neige. Le RNV distingue quatre zones de neige, identifiées par les catégories A, B, C et D.

•  $\mu$  : désigne le coefficient d'ajustement des charges, qui varie en fonction de la géométrie de la toiture. Ce paramètre, également connu sous le nom de « coefficient de forme », est détaillé au paragraphe 6, Tableau 2, du même document (RNV 2013, Partie I).

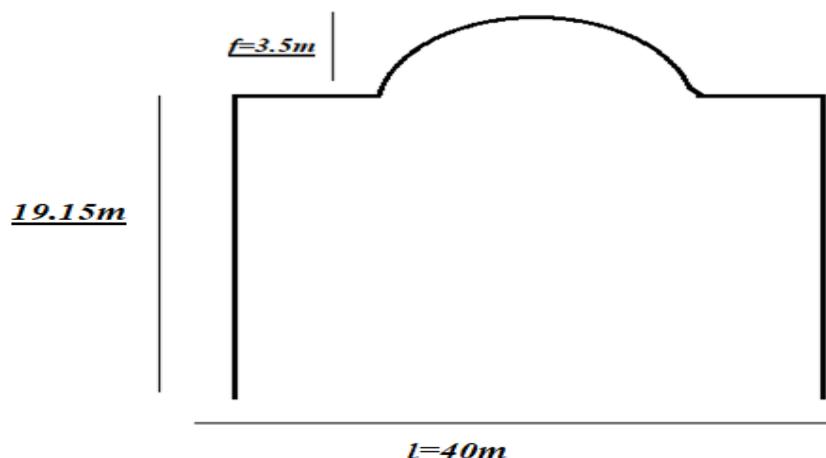
### Charge de neige au sol Sk :

Notre bâtiment se trouve dans la commune de SETIF. Il est classé en zone A et situé à une altitude avoisinant H=600m

$$Sk = \frac{0.07H+15}{100} = Sk = \frac{0.07*600+15}{100} = 0.57 \text{ kN/m}^2 = 57 \text{ daN/m}^2$$

### Coefficient d'ajustement ( $\mu$ ) :

la toiture = toiture plate + coupole



**Fig. 3.1 : Étude de l'effet du vent et de la neige sur la structure  
toiture plate**

$$\alpha \geq 60 \quad \alpha = 180^\circ \quad \text{coefficient} \quad \mu_1 = 0 \quad S1=0$$



La poussière ne s'accumule pas sur le dôme et glisse, tout comme la neige.

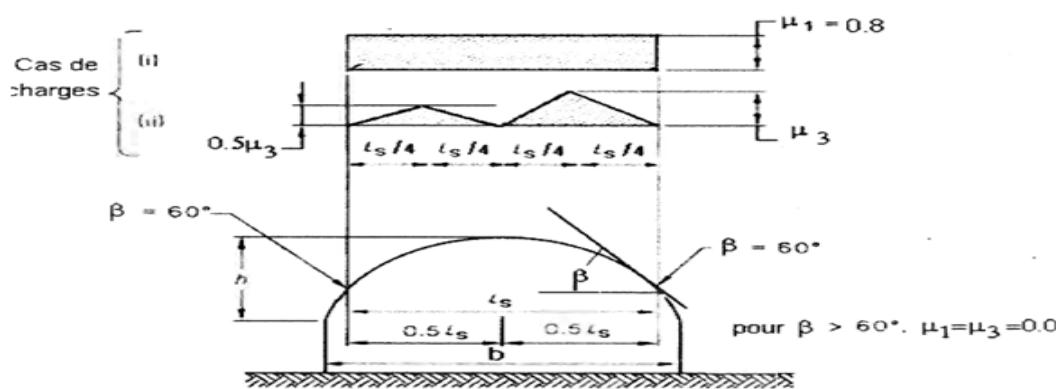
### Toiture cylindrique

Les coefficients de forme se calculent comme suit :

- Pour  $\beta \leq 60^\circ \mu_1 = 0.8$

$\mu_3 = 0.2 + 10 h/b$ , avec la limitation  $\mu_3 \leq 2.0$  (b étant la portée de la Voûte ou coupole , voir figure 10)

- Pour  $\beta > 60^\circ$   $\mu_1 = \mu_3$



**Fig. 3.2 :** Schéma de répartition de la charge de neige sur une coupole

$$\mu_1 = 0.8 \quad \mu_3 = 0.2 + 10(3.5/10) = 3.7 \geq 2 \text{ C.N.V}$$

$$\mu_3 = \min \{2 ; 0.2+10(3.5/10)\} ; \text{ donc } \mu_3 = 2$$

$$S1 = 0.6 \times 57 = 34.2 \text{ daN}$$

$$S3 = 2 \times 57 = 114 \text{ daN}$$

### III .5 Actions du Vent

#### III.5.1 Données du projet et Objectif d'étude :

La structure en question est une bibliothèque constituée de deux édifices distincts. L'analyse portera principalement sur l'aspect extérieur, qui s'étale sur une large surface avoisinant 1 256,65 mètres carrés. Le bâtiment se distingue par un toit surmonté d'un dôme, atteignant une hauteur totale de 19,15 mètres, dont 3,5 mètres sont attribués au dôme.

#### III5.2 Données relatives au site :

**1 - Effet de la région :** La construction se trouve dans la zone II, où la pression de référence, " $q_{ref}$ ", est spécifiée dans le tableau 2-2 du RNV 2013, avec une valeur de  $q_{ref} = 43,5 \text{ daN/m}^2$ .

**2- Influence de la région :** La construction se trouve en zone II, où la pression de référence  $q_{ref}$  est définie par le tableau 2-2 du RNV 2013, sa valeur est de  $43,5 \text{ daN/m}^2$ .

**3 - Influence du site :** Le bâtiment sera implanté dans une zone industrielle. Selon les informations du tableau 2-4 (page 55) du RNV 2013, le terrain correspond à la catégorie III avec les paramètres suivants :

- Facteur de terrain  $K_T = 0,190$
- Paramètre de rugosité  $z_0 = 0,5 \text{ m}$
- Hauteur minimale  $z_{\min} = 2 \text{ m}$
- Coefficient  $\varepsilon = 0,52$ , utilisé pour le calcul du coefficient dynamique  $C_d$

**4 - Coefficient de topographie :** Le coefficient de topographie  $C_t(z)$  est utilisé pour intégrer l'effet d'amplification de la vitesse du vent lorsqu'il rencontre des obstacles tels que des collines, des dénivellations isolées ou autres reliefs. Sa valeur est déterminée par la formule (2.6) de l'article 2.4.5.2 du RNV. Cependant, étant donné que notre site est plat, nous considérons :  $C_t = 1$ .

**5-Détermination du coefficient dynamique  $C_d$  :** Ce coefficient prend en compte les effets de réduction liés à la corrélation imparfaite des pressions appliquées sur les parois, ainsi que les effets d'amplification associés à la partie de la turbulence dont la fréquence est proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. Le chapitre III du RNV décrit comment déterminer la valeur de ce coefficient  $C_d$ .

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_V(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(z_{eq})} \quad \text{----- (Formule (3.1) du RNV)}$$

$z_{eq}$  (en m) est la hauteur équivalente de la construction, elle est donnée par la fig. 3.1 du RNV,

$I_V(z_{eq})$  est l'intensité de la turbulence pour  $z = z_{eq}$ , elle est définie par l'article 2.4.6 du RNV,

$Q^2$  est la partie quasi-statique définie par l'article 3.3.1 du RNV,

$R^2$  est la partie résonante définie par l'article 3.3.2 du RNV,

$g$  est le facteur de pointe définie par l'article 3.3.3 du RNV,

**Facteur de pointe (g) :** Il est donné par l'équation (3.11) du RNV recopiée ici, il est illustré dans la figure 3.5 du RNV :

$$g = \sqrt{2 \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad \text{----- (Formule (3.11) du RNV)}$$

$v$  (en Hz) est la fréquence moyenne donnée par :  $v = \eta_{1x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$

### Structures en console comportant des masses concentrées

Une expression permettant le calcul de la fréquence fondamentale est donnée par:

$$\eta_{1x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}} \text{ (Hz)} \quad (3.13)$$

avec  $f$  (en (m)) est la flèche de la structure du au poids propre appliqué dans la direction de vibration .  $f = \frac{l}{300} = \frac{19.45}{300} = 0.064 \text{ m}$   $\eta_{1x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}} = \frac{0.5}{\sqrt{0.064}} = 1.97$

**La détermination de l'intensité de la turbulence Iv :** Elle se définit par le rapport entre l'écart-type de la turbulence et la vitesse moyenne du vent. Elle est calculée selon les formules (2.5-a) et (2.5-b) du RNV comme suit :

$$I_V = \frac{1}{Ct(z) \ln(\frac{z}{z_0})} \quad \text{pour } z > z_{\min} \quad (2.5 \text{ a du RNV})$$

$$I_V = \frac{1}{Ct(z) \ln(\frac{z_{\min}}{z_0})} \quad \text{pour } z \leq z_{\min} \quad (2.5 \text{ b du RNV})$$

$Ct(z)$  est le coefficient de topographie. Il est défini par l'article 2.4.5 du RNV,

$z_0$  (en m) est le paramètre de rugosité ; Il est donné par le tableau 2.4 du RNV,

$Z_{\min}$  est la hauteur minimale, elle est aussi donnée par le tableau 2.4 du RNV,

Pour les parois verticales des long-pans:  $Z = 19.15 \text{ m} > Z_{\min} = 2$  ; alors :

$$I_V = \frac{1}{Ct(z) \ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1}{1 \ln(\frac{19.45}{0.5})} = 0.176$$

Pour la toiture et pour les parois verticales des pignons :  $I_V = \frac{1}{Ct(z) \ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1}{1 \ln(\frac{22.95}{0.5})} = 0.261$

**Parti quasi-statique Q :**  $Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left( \frac{(b+h)}{Li(zeq)} \right)^{0.63}}$  (Formule 3.2 du RNV)

$b$  et  $h$  (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction telles que représentées sur la figure 3.1.  $Li(eg)$  est l'échelle de turbulence pour  $z = Zeq$  donnée par :

$$L_{i=300} \left( \frac{z}{200} \right) \epsilon \quad \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \quad (3.3.a \text{ du RNV})$$

$$L_i(z) = L_i(z_{\min}) \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min} \quad (3.3.b \text{ du RNV})$$

où  $\varepsilon$  et  $z_{\min}$  sont définis au chapitre 2 du RNV dans son tableau 2.4.

- $L_{i=300} \left( \frac{19.45}{200} \right) = 0.52$
- $L_{i(z)} = 72.32 \text{ m}$
- $Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left( \frac{40+19.45}{72.32} \right) 0.63} = 0.55$

### Partie résonnante :

La partie résonnante ( $R^2$ ) est définie comme suit :

$$R^2 = \frac{\Pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (3.4)$$

Où :

- $R_N$  est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance donnée par la figure 3.3 ou l'équation 3.5.

La partie résonnante  $R^2$  est définie comme suit :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 * \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad \text{----- (Formule (3.4) du RNV)}$$

$R_N$  est la fonction de la densité spectrale de puissance, elle est donnée par la formule (3.5) du RNV,

$R_h$  et  $R_b$  sont des fonctions d'admittance aérodynamique données par les formules (3.7a) et (3.7 b) du RNV,

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}} \quad \text{----- (Formule (3.5) du RNV )}$$

Où  $N_x$  est la fréquence adimensionnelle dans la direction  $x$  du vent donnée par:

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times li(zeq)}{Vm(zeq)} \quad \text{----- (Formule (3.6) du RNV )}$$

$$R_h = \left( \frac{1}{n_h} \right) - \left( \frac{1}{2 * n_h^2} \right) \times (1 - e^{-2 * n_h}) \text{ pour } n_h > 0 \quad R_b = 1 \text{ pour } n_b = 0 \quad (3.7 \text{ a du RNV})$$

$$R_b = \left( \frac{1}{n_b} \right) - \left( \frac{1}{2 * n_b^2} \right) \times (1 - e^{-2 * n_b}) \text{ pour } n_b > 0 \quad R_b = 1 \text{ pour } n_h = 0 \quad (3.7 \text{ b du RNV})$$

$$\text{Avec : } n_h = \frac{4.6 * N_x * h}{Li(zeq)} \quad (3.8 \text{ a du RNV})$$

$$n_b = \frac{4.6 * N_x * b}{Li(zeq)} \quad (3.8 \text{ b du RNV})$$

$n_{lx}$  est la fréquence fondamentale donnée dans l'article 3.3.4 du RNV,

$Li$  (zeq) est l'échelle intégrale de turbulence donnée par l'expression 3.3 du RNV,

$Vm$  (zeq): est la vitesse moyenne donnée dans l'annexe 2 du RNV pour  $z = Zeq$

$$\delta = \delta s + \delta a$$

$\delta s$  : le décrément logarithmique d'amortissement structural, il est donné par le tableau 3.1 du RNV,

$\delta a$  : le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0, excepté le cas des structures en treillis pour lesquelles  $da$  est donné par

$$\delta a = \frac{\rho \times b \times Cf}{n_{lx} \times m_{lx}} \times V_m(Zeq)$$

La fréquence adimensionnelle dans la direction X ;  $Nx = 12.25$

La fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance ;  $R_N = 0.12$

La fonction d'admittance aérodynamique :

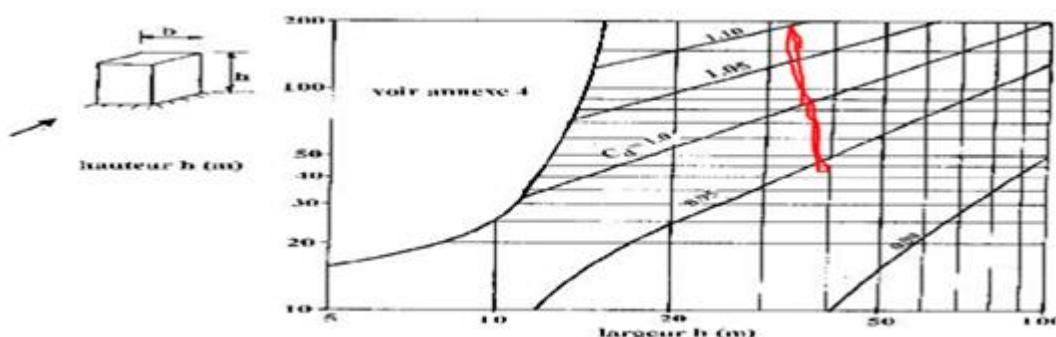
$$R_h = 0.062 ; R_b = 0.031 ; \eta_h = 15.15 > 0 ; \eta_b = 31.16 > 0$$

$$\delta = \delta s + \delta g = 0.05 + 0 = 0.05$$

$$\text{alors : } R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0.05} \times 0.12 \times 0.062 \times 0.031 = 0.22$$

$$\text{Enfin : } Cd = \frac{1+2 \times 5.634 \times 0.167 \sqrt{0.22+0.55}}{1+7 \times 0.167} ; \quad \underline{Cd = 1.16}$$

Remarque : D'après les règles anciennes RNV 1999, on utilise l'abaque recopié ici dans la figure 12, on trouve : **Cd = 0.982**



**Fig. 3.3** : Abaque pour détermination du coefficient dynamique (Cd) selon les règles RNV 1999

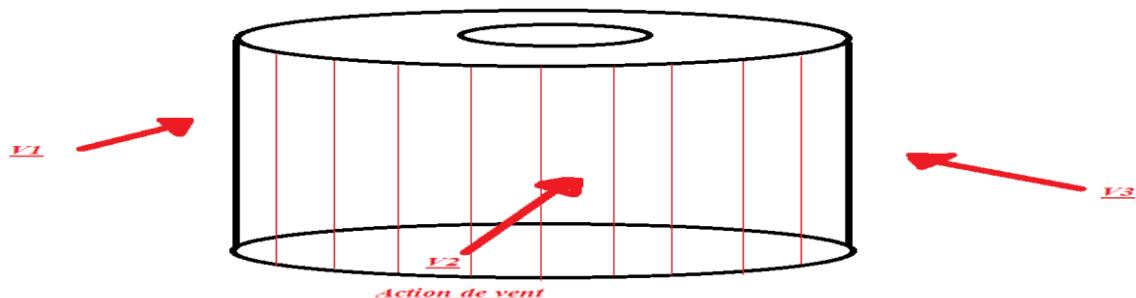
### **III.5.3 Quelques Aspects réglementaires - Etapes de l'étude au vent :**

#### **III .5.3.1 Désignation des directions du vent à étudier :**

Les effets du vent sont illustrés dans le schéma suivant ; figure 3.4 :

V2 et V4 : le vent qui souffle suivant une direction X choisie, puisque la forme de la façade est circulaire. On désigne par V2 le vent orienté vers la façade principale et V4 vers la façade arrière.

V1 et V3 : le vent qui souffle perpendiculairement à la direction précédente, donc suivant Y. On désigne par V1 le vent orienté de gauche vers la droite, et par V2 le vent de droite vers la gauche .



**Fig. 3.4 : Actions dues au vent**

#### **III .5.3.2 Formules de calcul des pressions W :**

##### **1) Formule Générale de calcul de la pression aérodynamique W (zj)**

La pression aérodynamique  $W(Zj)$  sur une paroi est déterminée conformément à l'article 2.5.2 du RNV, qui propose trois formules. On utilise la formule (2.6) lorsque la paroi comprend une face intérieure et une face extérieure. Cela s'applique aux parois verticales, telles que le long-pan et les deux pignons, ainsi qu'aux quatre versants internes du toit.

En utilisant la formule (2.7), si les deux surfaces de la paroi sont extérieures, comme c'est le cas pour une toiture isolée en porte-à-faux. Par ailleurs, la formule (2.8) s'applique lorsque les deux surfaces de la paroi sont intérieures, typique d'une cloison interne au bâtiment. Cela ne nous est pas utile pour l'instant.

$$\{ \text{formule (2.6) du RNV} \} : W(Zj) = q_p (ze) \times [ Cpe - Cpi ]$$

$$\{ \text{formule (2.7) du RNV} \} : W(Zj) = q_p (ze) \times C_{p,\text{net}}$$

Où :  $q_p (ze)$  : La pression dynamique de pointe à la hauteur de référence ( $ze$ ),

Cpe : Coefficient de pression extérieure,

Cpi : Coefficient de pression intérieure.

Cpe,net : Coefficient de pression nette correspondant à certains éléments ayant deux faces exposées au vent ; tels que les toitures isolées.

Le chapitre 5 du RNV donne les méthodes de déterminations des 3 coefficients de pression : Cpe, Cpi et Cp,net.

## 2) Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(ze)$ :

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$q_p(ze) = q_{réf} \times Ce(z) \quad \text{----- (formule (2.1) de l'article 2.3.1 du RNV).}$$

Où :  $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$  et  $Ce(z)$  représente le coefficient d'exposition au vent.

**III .5.3.3 Détermination du coefficient d'exposition au vent  $Ce(z)$**  : Ce coefficient caractérise la dynamique du vent, tenant compte de sa turbulence.  $Ce(z)$  varie en fonction de la rugosité du terrain, où le coefficient Cr représente cette mesure, ainsi que de la topographie du lieu, quantifiée par le coefficient Ct. De plus, il est influencé par la hauteur sur sol (z). La détermination de  $Ce(z)$  se base sur la formule (2.2) spécifiée dans la section 2.4.2 du RNV 2013.

$$Ce(ze) = Ct^2(ze) \times Cr^2(ze) + [1 + 7 \times Iv(ze)] \quad \text{----- (formule (2.2) du RNV)}$$

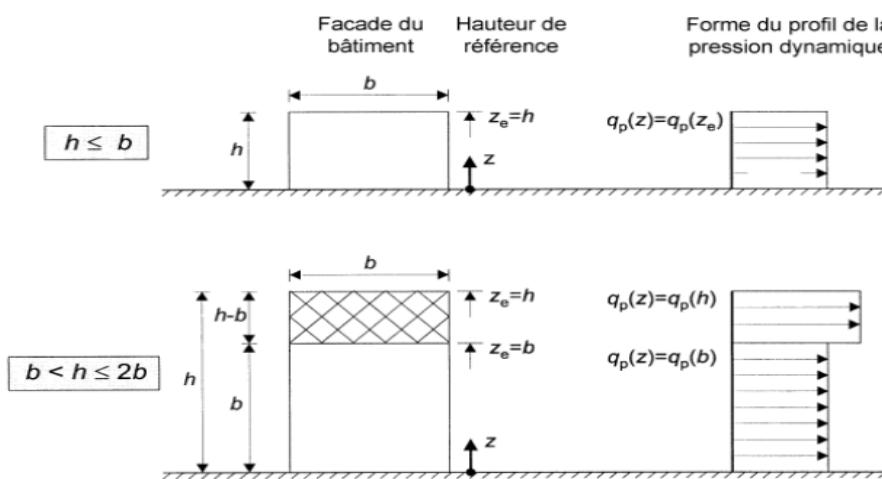
### ❖ Valeurs des hauteurs de référence ze :

- Pour les murs exposés au vent dans les bâtiments à parois verticales, la valeur de ze est déterminée conformément à la figure 2.1 du RNV, présentée ci-dessous.
  - Pour les murs situés sous le vent et ceux parallèles au flux du vent, on considère que ze est équivalent à la hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol, soit :  $ze = H$ .
- En ce qui concerne la toiture, ze est fixée à la hauteur du bâtiment niveau terrasse ;  $ze = H = 19.15 \text{ m}$ .
- En ce qui concerne la coupole au niveau de la toiture, ze est fixée à la hauteur maximale du bâtiment ;  $ze = 22.65 \text{ m}$

Cr : coefficient de rugosité,

Ct : coefficient de topographie ; Ct = 1 pour un terrain plat.

Iv (z) : l'intensité de la turbulence, z (en m) est la hauteur considérée.



**Fig. 3.4** : Définition de la hauteur de calcul ze (copie de la figure 2.1 de RNV)

❖ Calcul des Coefficients de rugosité Cr (z) :

Le coefficient de rugosité Cr (z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi suivante

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \text{ pour } z < z_{min} \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

La toiture : Pour une coordonnée Z=22.95m, donc : Zmin= 2m  $\leq$  Z=22.95m  $\leq$  200m,

$$\text{Alors : } Cr(z=22.95m) = K_T \times \ln\frac{z}{z_0} = 0.19 \times \ln\frac{22.95}{0.5} = 0.727 ; Cr = 0.727$$

Les parois verticales des pignons : Z=19.45m, donc : Cr (z) = 0.695

❖ Calcul des Coefficients d'exposition Ce(z)

Pour la toiture au niveau de sa coupole :

$$Ce(z=22.65) = (0.727)^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0.273] = 1.538 \rightarrow Ce(22.65) = 1.538$$

Pour la toiture plate et les parois verticales (façade) :

$$Ce(z=19.15) = (0.695)^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0.261] = 1.365 \rightarrow Ce(19.15) = 1.365$$

**Tableau 3.1 : Valeurs du coefficient d'exposition Ce(z)**

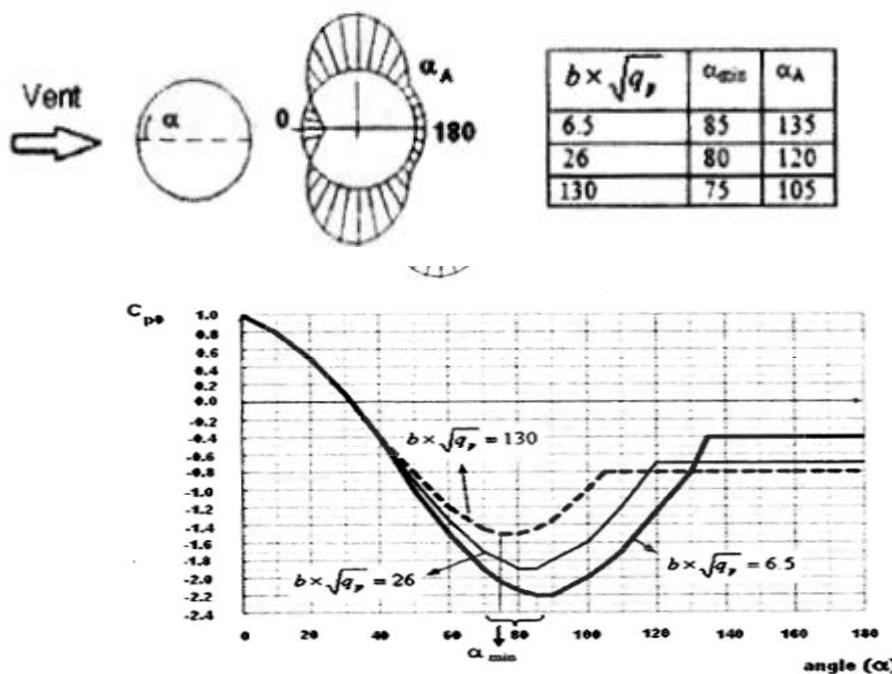
	Ct	Cr	Iv	Ce(z)
Parois verticales	1	0.727	0.273	1.365
Toiture plate	1	0.727	0.273	1.365
Coupole au niveau toiture	1	0.695	0.176	1.538

### III .5.3.4 Coefficient de pression extérieure (Cpe) :

Cas des parois verticales des constructions à base circulaire : Le Cpe dépend de la forme géométrique de la base de la structure et de la dimension de la surface chargée, avec:

Les coefficients Cpe des parois verticales des constructions à base circulaire sont donnés par les formules (5.2) du RNV comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{p,e} = C_{p,o} & \text{pour } 0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{min} \\ C_{p,e} = C_{p,o} \times \left[ \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos\left(\frac{\pi}{2} \left( \frac{\alpha - \alpha_{min}}{\alpha_A - \alpha_{min}} \right) \right) \right] & \text{pour } \alpha_{min} \leq \alpha < \alpha_A \\ C_{p,e} = C_{p,o} \times \psi_\lambda & \text{pour } \alpha_A \leq \alpha \leq 180 \end{array} \right. \quad (5.2)$$



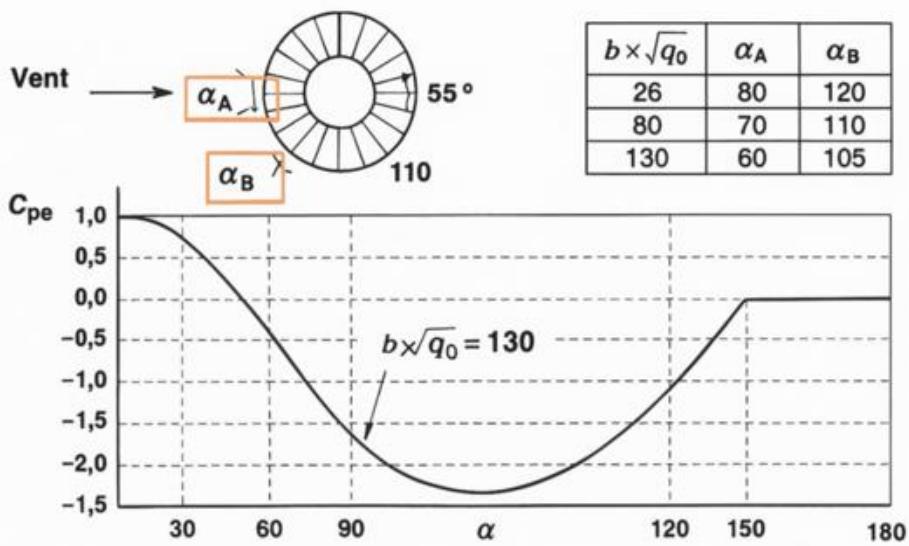
**Fig. 3.5 :** Détermination du coefficient  $C_{p,o}$  (copie de la figure 5.12 du RNV)

$C_{p,o}$  est le coefficient de pression extérieure pour un élancement infini.  $C_{p,o}$  est donné par la figure 5.12 ou le tableau 5.6 en chaque point du cylindre (défini par un angle de rotation  $\alpha$ ) en fonction du paramètre  $b\sqrt{q_p}$ .

$\alpha$  (en degrés) est la position du point de décollement de l'écoulement ; (voir figure 5.11 du RNV);

$\alpha_{min}$  (en degrés) est la position de la pression minimale ; (voir figure 5.11 du RNV);

$\Psi$  est le facteur d'élancement (voir le chapitre 4, paragraphe 1.2 du RNV).



**Fig. 3.6 :** Détermination de  $C_{pe}$  pour les parois verticales d'une construction à base circulaire (copie de la figure 5.11 du RNV)

**Application à notre projet :** Le bâtiment est de forme circulaire. Diamètre (b) : 40 m

Hauteur (h) : 19.15 m ; Le projet se situe à Sétif (zone intérieure, altitude > 400 m).

**Vitesse de référence du vent (V):**  $V = 26 \text{ m/s}$  (selon RNV 2013)

Coefficient de terrain: 1.25

- **Calcul de la pression dynamique de base:**

$$q = (1/2) \times 1.25 \times V^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 26^2 = 422.5 \text{ N/m}^2 = 42.2 \text{ daN/m}^2$$

- **Calcul du paramètre aérodynamique :**  $b \cdot \sqrt{q_0} = 40 \times \sqrt{422.5} \approx 822.19$

Cette valeur est supérieure à 130, ce qui indique un grand effet de succion (dépression) sur la face arrière.

- **Détermination approximative des angles:**

Selon la courbe de la figure 3.6 ci-dessus ; c'est la figure (5.11) donnée dans le RNV 2013:

$\alpha_A \approx 55^\circ$  (fin de zone de pression positive)

$\alpha_B \approx 110^\circ$  (fin de dépression maximale)

**Tableau 3.2 : Valeurs du coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ ) pour les parois verticales**

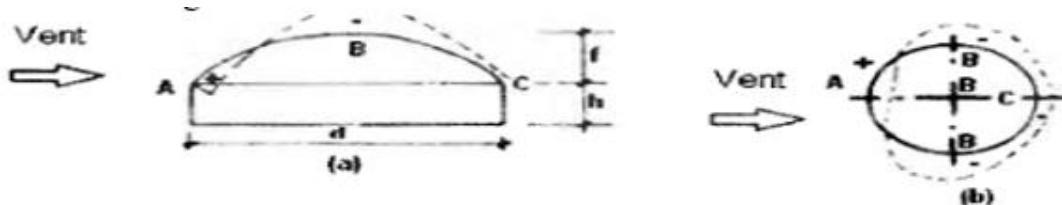
Angle $\alpha$ ( $^\circ$ )	$C_{pe}$ estimé
$0^\circ$	+0.8
$30^\circ$	+ 0.4
$55^\circ$	0.0
$75^\circ$	-0.6
$90^\circ$	-1.2
$110^\circ$	-1.0
$180^\circ \rightarrow 130^\circ$	-0.6

**Conclusion :** Notre bâtiment présente une pression positive sur la façade exposée au vent (jusqu'à 55°), suivie d'une forte dépression (jusqu'à 110°), puis une dépression plus faible sur la partie arrière.

**Cas de la toiture :** On distingue les zones plates et la coupole.

❖ **Pour la Toiture en forme de sphère ou de calotte sphérique :**

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure 5.12 du RNV. Les coefficients de pression Cpe sont donnés sur la figure 5.13 du RNV recopiée ci-dessous.



**Fig. 3.7 :** Détermination de  $C_{pe}$  pour la coupole en forme de calotte sphérique (copie de la figure 5.13 du RNV)

**Tableau 3.3 : Valeurs du coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ ) pour la coupole**

A( $h/b = 0.48 \approx 0.5$ )	A ( $f/b=0.08$ )	$C_{pe} = -1.2$
B( $h/b = 0.48 \approx 0.5$ )	B( $f/b=0.08$ )	$C_{pe} = -0.6$
C( $h/b = 0.48 \approx 0.5$ )	C( $f/b=0.08$ )	$C_{pe} = -0.5$

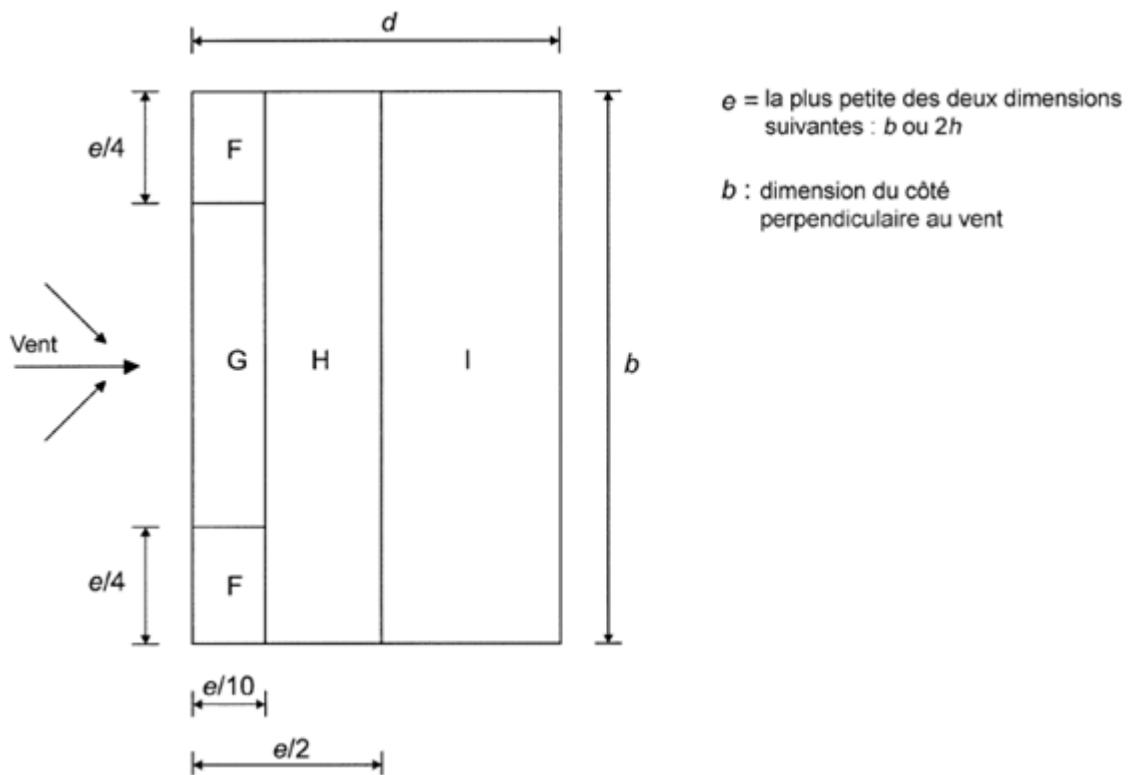
❖ **Toitures plates :** Elles sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5°.

Il convient de diviser la toiture en zones nommées (F – G – H et I) comme l'indique la figure 5.2 du RNV recopiée dans la figure 3.8 ci-dessous. Les coefficients  $C_{pe,10}$  et  $C_{pe,1}$  sont donnés dans le tableau 5.2 du RNV. On va prendre :  $C_{pe} = C_{pe,10}$  car les surfaces sont supérieures à 10 m<sup>2</sup>.

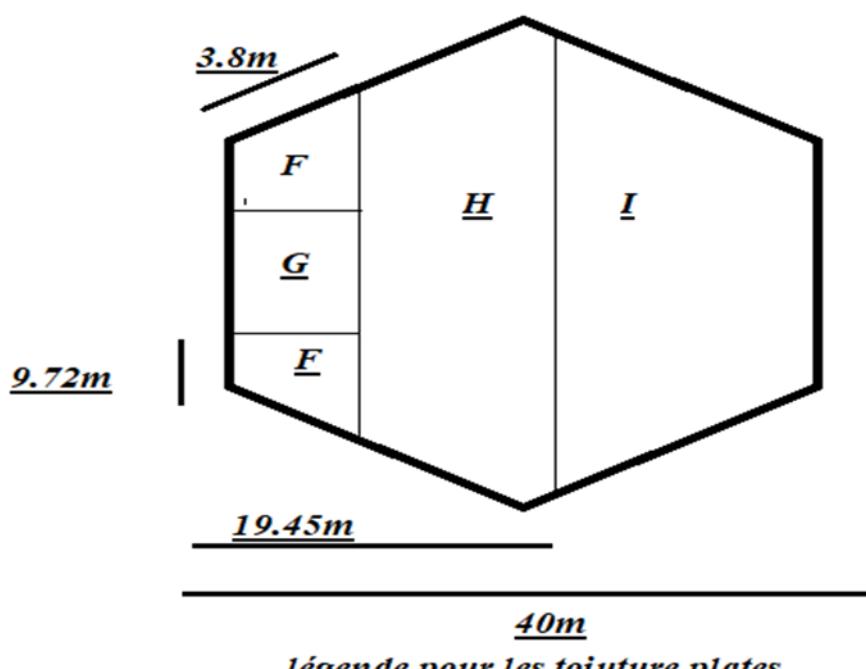
$$e = \min(b; 2h) = 38.9\text{m} ; e/4 = 9.72\text{m} ; e/10 = 3.8\text{m} ; e/2 = 19.45\text{m}$$

**Tableau 3.4 : Valeurs du coefficient ( $C_{pe}$ ) pour les zones de toiture plates**

$C_{pe}=C_{pe,10}$	F	I	G	H
-1.8	$\pm 0.2$	-1.2	0.7	



**Fig. 3.8 :** Désignation des zones de la toiture plate pour la détermination de  $C_{pe}$  (copie de la figure 5.2 du RNV)



**Fig. 3.9 Légende pour notre toiture plate**

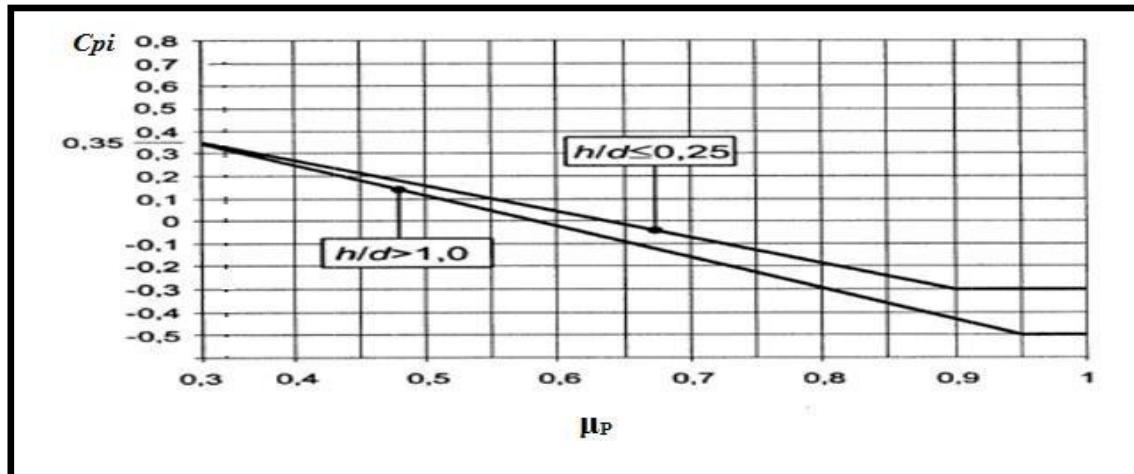
### III .5.3.5 Calcul des pressions de pointes $q_p(z)$ :

- Pour les parois verticales :  $q_p(z) = q_{ref} \times C_e(Ze) = 43.5 \times 1.365 = 59.38 \text{ daN/m}^2$

- Pour la toiture :  $q_p(z) = q_{ref} \times Ce(Ze) = 43.5 \times 1.538 = 66.90 \text{ daN/m}^2$

### **III .5.3.6 Détermination coefficient de pression intérieure Cpi :**

Le coefficient de pression intérieure Cpi est donné par la figure 5.14 du RNV, recopiée ci-dessous en figure 3.10, il dépend de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  et du rapport h/d.



**Figure 3.10 :** Reprise de la figure 5.14 du RNV pour déterminer les coefficients de pression intérieure **Cpi** applicables pour un bâtiment sans face dominante

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures des parois où } Cpe \text{ est négatif}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

#### **Répartition des fenêtres sur la façade :**

Des fenêtres de dimensions 1.2 m de largeur et 1.5 m de hauteur ont été adoptées, avec un total de 24 fenêtres réparties de manière uniforme sur la façade circulaire du bâtiment.

Compte tenu de la circonference du bâtiment estimée à environ 125.6 mètres, les fenêtres ont été espacées régulièrement afin d'assurer une ventilation naturelle et un éclairage optimal à tous les niveaux.

Cette répartition répond à la fois à des exigences esthétiques et fonctionnelles, garantissant une homogénéité dans l'apport lumineux naturel.

#### **Conception et disposition des portes :**

Le bâtiment est équipé de deux portails principaux permettant l'accès depuis deux directions opposées, afin de faciliter la circulation des usagers.

Le premier portail a une largeur de 3.0 m, tandis que le second mesure 2.4 m de large.

Ils ont été positionnés de façon symétrique le long de la façade pour assurer une répartition équilibrée des flux d'entrée et de sortie, tout en respectant les normes de sécurité et d'évacuation en cas d'urgence.

Elément	Largeur (m)	Hauteur (m)	Nombre	Surface unitaire $m^2$	Surface totale $m^2$
Fenêtre	1.2	1.50	18	1.80	32.40
Porte principale 1	3.00	2.40	1	1	7.20
Porte principale 2	3.00	2.40	1	1	7.20
Total					46.8

$\mu_p = \frac{32.4}{46.8} = 0.69$ . Cela signifie que le bâtiment est considéré comme perméable à l'air selon la classification du RNV 2013 (si  $\mu_p > 0.50$ ), ce qui influencera la valeur de la pression interne.

**Donc :  $Cpi = -0.5$**

$\mu_p$ (Indice de perméabilité)	$c_{pi}$
$\mu_p \leq 0.05$ (peu perméable)	$\pm 0.2$
$0.05 < \mu_p \leq 0.5$ (moyennement perméable)	$\pm 0.3$
$\mu_p > 0.5$ (assez perméable)	$\pm 0.5$

Vitesse de référence du vent ( $V_{ref}$ ) :  $V_{ref} = 26 \text{ m/s}$

Calculer la pression dynamique de référence  $q_{ref}$ :  $q_{ref} = 0.5 \rho \times V_{ref}^2$

La densité de l'air :  $\rho = 1.25 \text{ Kg/m}^3$  ;  $q_{ref} = 0.5 \cdot 1.25 \cdot (26)^2 = 422.5 \text{ N/m}^2 = 42.25 \text{ daN/m}^2$

**Pression nette sur les interfaces w(zi) pour les parois verticales :**

La façade exposée au vent :  $W(ze) = 422.5(0.8 - (-0.5)) = 549.25 \text{ N/m} = 54.25 \text{ daN/m}^2$

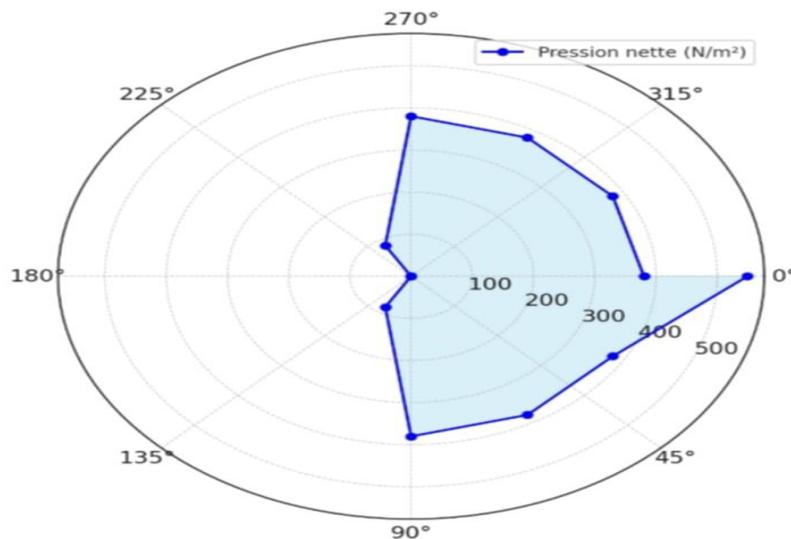
Le côté au vent :  $W(ze) = 422.05 (-0.5 - (-0.5)) = 0 \text{ N/m}^2$

Murs	Cpe	$W(ze) \text{ daN/m}^2$
La partie exposée	+0.8	54.925
Côté réfléchissant	-0.5	0

Il s'agit d'un graphique de la distribution de la pression nette du vent (w) autour du périmètre de la bibliothèque circulaire.

Le point à 0 représente le côté au vent de la pression la plus élevée.

La pression diminue progressivement sur les côtés, et devient négative ou inexiste sur le dos (180).



**Fig. 3.11 : la pression nette du vent (w)**

### Toiture :

#### ❖ Cas de la toiture plate

#### Calcul de la pression du vent sur la toiture plate :

Étant donné que la toiture de la bibliothèque est plate et de forme circulaire, les valeurs des coefficients de pression sont déterminées conformément au RNV 2013.

#### Coefficient de pression extérieure Cpe :

Selon le règlement, on distingue deux zones sur la toiture

**Zone de bordure :** Cpe = - 0.2 (valeur conservatrice)

**Zone centrale :** Cpe = -1.0( valeur moyenne)

**Coefficient de pression intérieure Cpi :** D'après le calcul de la perméabilité effectué précédemment ;  $\mu_p = \frac{A_{ouvertures}}{A_{totale}} = 0.69 \rightarrow Cpi = -0.5$

**Pression nette sur la toiture W(ze) :** La pression nette est donnée par la formule :

$$qp(z) = 66.90 \text{ daN/m}$$

$$\text{Zone de bordure : } W(ze) = 66.90 \times (-2.0 - (-0.5)) = 100.35 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Zone centrale : } W(ze) = 66.90 (-1.0 - (-0.5)) = 33.45 \text{ daN/m}^2$$

#### La coupole :

Zone	qp(z)	Cpe	Cpi	W(ze) daN/m <sup>2</sup>
A (b /h)	66.90	-1.2	-0.5	- 46.83
B (b/h)	66.90	-0.5	-0.5	0
C (b/h)	66.90	-0.5	-0.5	0

**III.5.3.7 Calcul des forces de frottement « F<sub>fr</sub> » :** Pour les bâtiments longs, le RNV exige d'ajouter des forces de frottement tangentielles aux surfaces des parois verticales et de la toiture, elles sont désignées par « F<sub>fr</sub> ». Cependant, d'après l'article 2.6.3 du RNV, les effets de

frottement du vent sur la surface d'une paroi extérieure de façade ou de toiture, peuvent être négligés lorsque 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 (au vent ou sous le vent).

$$F_{fr} = q_{ref} \times C_f \times A$$

$C_f$  : Le coefficient de frottement

$C_f = 0.01$  pour les murs verticaux

$C_f = 0.02$  pour les toitures plates (surface horizontale exposée)

#### Pour la toiture plate :

Surface exposée :  $A = \pi \times 20^2 = 1256.64m^2$

$$F_{fr} = q_{ref} \times C_f \times A = 422.5 \times 0.02 \times 1256.64 = 10618.61N = 10.61KN$$

#### Pour les parois verticales (murs de façade) :

Périmètre :  $p = \pi \times D = \pi \times 40 = 125.66m$

Hauteur :  $h = 19.15m$

Surface :  $A = 125.66 \times 19.15 = 2406.89m^2$

$$\text{Alors : } F_{fr} = 422.5 \times 0.01 \times 2406.89 = 10169.11N = 10.17KN.$$

**Chapitre IV : Conception et Dimensionnement des éléments  
de la Toiture**

## **Chapitre IV : Conception et Dimensionnement de la Toiture**

**IV-1. Introduction :** Ce chapitre vise à exposer la conception et les calculs nécessaires pour déterminer les dimensions appropriées des éléments métalliques constituant la toiture extérieure de la bibliothèque étudiée. Cet édifice se divise en deux grandes structures : interne et externe. L'analyse qui nous occupera concerne spécifiquement la structure extérieure, circulaire et couvrant une superficie totale  $A = \pi \times 20^2 = 1256m^2$ .

Le chapitre inclut une présentation détaillée sur le dimensionnement de la toiture, les éléments porteurs, ainsi que les spécificités essentielles concernant l'assemblage et le raccordement des différents composants structurels.

La toiture s'articule autour d'une coupole métallique, soutenue par quatre arcs principaux, entre lesquels sont disposées des poutres plates. Elle est protégée par des panneaux sandwich, garantissant l'isolation thermique et la protection contre les intempéries.

Il convient de souligner que la toiture n'est pas intégrée au système de contreventement destiné à résister aux vents ; elle sert exclusivement à la couverture. Dans le cadre de cette étude, une analyse minutieuse sera menée afin de dimensionner chaque élément constitutif de la toiture.

La conception architecturale et structurelle de cette toiture répond à deux fonctions essentielles :

La première fonction est de supporter les charges variées qui peuvent affecter la structure, telles que les charges permanentes et climatiques, notamment le vent et la neige.

La seconde fonction est d'assurer la protection de l'ouvrage, ainsi qu'une isolation efficiente, de manière à garantir le confort des utilisateurs tout en préservant la durabilité de la bibliothèque.

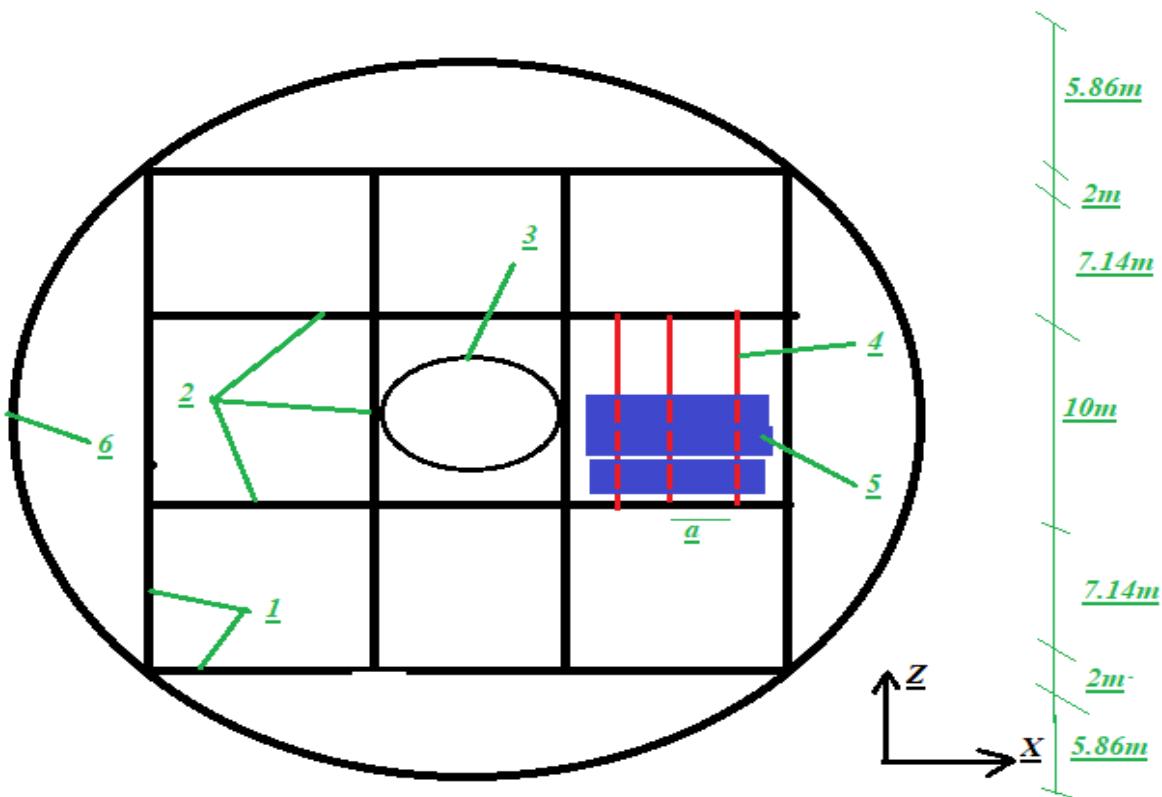
L'évaluation des charges et les calculs de dimensionnement seront effectués en conformité avec les documents techniques réglementaires DTR suivants, en vigueur en Algérie :

- le DTR B.C 2.2 pour évaluer les charges permanentes et d'exploitation,
- le DTR C 2.47 « Règles de la neige et du vent RNV 2013 »,
- le DTR « Règles de calcul des structures en acier - CCM97 ».

Nous commençons par la présentation de notre conception de la toiture, ensuite pour chaque composant porteur (panneaux de couverture et pannes) nous définissons sa conception et présentons les calculs de dimensionnement

#### **IV-2. Conception de la toiture**

Nous optons pour une toiture dotée de composants métalliques présente plusieurs avantages notables. D'abord, en raison de sa légèreté, elle génère des charges permanentes réduites transmises aux portiques de la structure principale. De plus, l'installation se réalise de manière rapide. Enfin, les coûts liés aux matériaux ainsi qu'à la mise en œuvre sont sensiblement diminués.

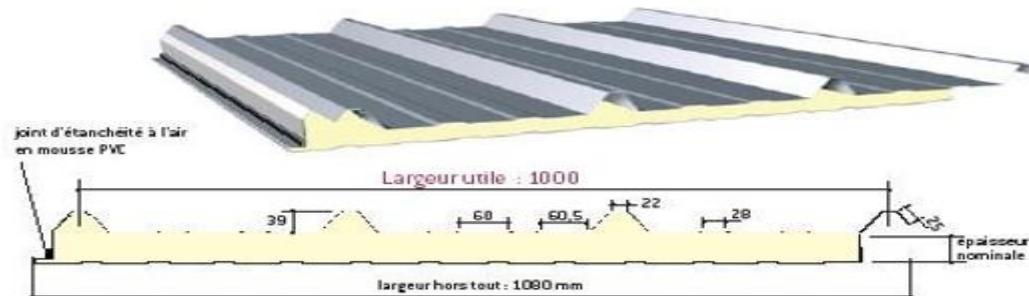


- 1- Poutre principale
- 2- Poutre secondaire 1
- 3- Coupole
- 4- Pannes
- 5- Couverture en panneaux sandwichs.
- 6- Poutre secondaire 2
- a- Espacement des pannes

**Figure 4.1 : Conception de la toiture**

**IV-1-3 Type de couverture :** Nous avons opté pour des panneaux sandwich légers et facilement montés sur les pannes de toiture. De même, des panneaux similaires seront utilisés pour le bardage extérieur des façades.

- Fabricant : Les panneaux sont fabriqués par la société Haironville-Pab, dont l'usine est située en France.
- Modèle : Ondatherm 1040 TS
- **Extrait de la fiche technique des panneaux sandwichs :**



CARACTÉRISTIQUES DU PANNEAU		Épaisseurs nominales de l'âme (+/- 2 mm)					
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	30	40	50	60	80	100
	Epaisseur parement intérieur (mm)						
	Largeur utile (+/- 5 mm)						
	Largeur hors tout (+/- 5 mm)						
	Longueur maximale hors tout (+/- 5 mm)						
PONDERALES (kg/m <sup>2</sup> )	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm					
	Ex en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3
ACOUSTIQUES	Isolement : Indice d'affaiblissement (60mm)	R <sub>res</sub> : 25 dB[A] - R <sub>nuis</sub> : 22dB[A] - R <sub>w</sub> [C;Ctr] : 25(-1;-3) dB					

**Figure 4.2 : Extrait de la fiche technique des panneaux sandwichs de toiture, modèle ONDATHERM 1040.**

Nous choisissons l'épaisseur : 80 mm, les autres caractéristiques sont :

- Longueur : 5 à 16 m.
- Largeur : 1000 mm = 1.0 m.
- Poids : 14.5 Kg /m<sup>2</sup>

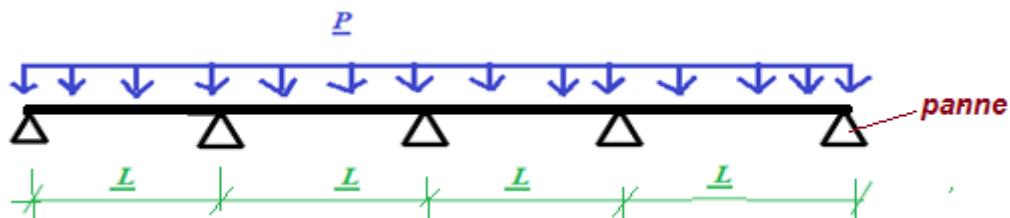
**IV-1-4 Calcul de la couverture :** Les panneaux de toiture sont soumis à une flexion simple provoquée par les charges verticales venant de leur poids G, ainsi qu'à celles résultant des travaux de montage ou d'entretien Q. Ils doivent également résister aux sollicitations importantes exercées par le vent W et la neige S.

**A) Schéma statique :** Les panneaux de couverture seront soutenus par des pannes, tandis que les nervures des panneaux seront orientées perpendiculairement à celles-ci.

Pour faciliter et accélérer l'installation, des panneaux d'une seule pièce, découpés à des longueurs égales à celle de la largeur d'une zone plate de la toiture (L = 10 m), seront utilisés.

Le nombre d'appuis pour un panneau correspondra au nombre de pannes présentes dans la zone du toit. L'espacement entre deux pannes, désigné par « a », sera choisi dans l'intervalle suivant:  $1,0 \text{ m} \leq a \leq 3,5 \text{ m}$ .

Dans ce cas précis, on adopte un espacement de  $a = 2,5 \text{ m}$  (2500 mm). Cet espacement correspondra également à la portée constante des travées égales de la couverture ; figure 4.3. Par conséquent, la valeur de la portée est définie comme suit :  $L = a = 2,5 \text{ m}$ .



**Figure 4.3 :** Schéma statique de calcul d'un panneau de couverture

#### **B - Méthode de calcul - Utilisation du Tableau de la fiche technique d'Ondatherm :**

Nous avons opté pour la deuxième méthode, qui repose sur l'utilisation du tableau figurant dans la fiche technique du produit Ondatherm TS 1040.

- La condition de vérification appliquée est la suivante :  $P \leq P_{\text{adm}}$ ,

où  $P$  désigne la charge de calcul et  $P_{\text{adm}}$  représente la charge admissible spécifiée dans le tableau.

##### **B.1 Valeurs de la charge de calcul «P»:**

Les combinaisons de charges selon le règlement CCM97 à l'état limite ultime (ELU) prennent en compte les valeurs qui pourraient être défavorables. Nous avons :

- $P_+$ : La valeur maximale positive, représentant une charge descendante.
- $P_-$ : La valeur maximale négative, représentant une charge ascendante.

##### **B.2 Valeurs de la charge admissible «Padm»:**

	2 APPUIS						PORTÉE (m)	3 APPUIS								
	Epaisseurs nominales de l'âme							Epaisseurs nominales de l'âme								
	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100			
PRESSION				360	305		2,00							PRESSION		
DEPRESSION				300	300									DEPRESSION		
PRESSION		290	280	225			2,25							PRESSION		
DEPRESSION		265	265	265										DEPRESSION		
PRESSION	360	310	260	220	170		2,50	250	295					PRESSION		
DEPRESSION	270	240	240	240	240			240	240					DEPRESSION		
PRESSION	315	275	235	190	145		2,75	205	240	280				PRESSION		
DEPRESSION	245	220	220	220	220			220	220	220				DEPRESSION		
PRESSION	315	275	235	195	165	125	3,00	180	200	235	255	285		PRESSION		
DEPRESSION	225	225	200	200	200			200	200	200	200	225		DEPRESSION		
PRESSION	280	245	205	165	130	105	3,25	150	175	195	230	265	300	PRESSION		
DEPRESSION	200	200	175	175	175			175	175	175	175	200	200	DEPRESSION		
PRESSION	255	215	180	140	110	90	3,50	125	150	165	205	245	285	PRESSION		
DEPRESSION	190	190	160	160	160			160	160	160	160	190	190	DEPRESSION		
PRESSION	225	190	155	120	90	75	3,75	110	135	145	185	225	265	PRESSION		
DEPRESSION	180	180	140	140	140			140	140	140	140	180	180	DEPRESSION		
PRESSION	200	165	135	100	75	65	4,00	95	115	130	170	205	245	PRESSION		
DEPRESSION	170	170	120	120	120			120	120	120	120	170	170	DEPRESSION		
PRESSION	180	150	115	85	60	50	4,25	80	100	120	150	190	220	PRESSION		
DEPRESSION	160	160	110	110	110			110	110	110	110	160	160	DEPRESSION		
PRESSION	160	130	100	70	50		4,50	70	90	105	135	170	205	PRESSION		
DEPRESSION	150	150	105	105	105			105	105	105	105	150	150	DEPRESSION		
PRESSION	140	115	85	60			4,75	65	80	95	125	155	190	PRESSION		
DEPRESSION	140	140	95	95				95	95	95	95	140	140	DEPRESSION		
PRESSION	125	100	75	50			5,00	55	70	85	115	145	175	PRESSION		
DEPRESSION	135	135	90	90				90	90	90	90	135	135	DEPRESSION		
PRESSION	105	85	65				5,25	60	75	100	130	155		PRESSION		
DEPRESSION	120	120	70					70	70	70	120	120		DEPRESSION		
PRESSION							5,50				70	90	115	PRESSION		
DEPRESSION											60	60	140	DEPRESSION		
PRESSION							5,75				60	80	105	PRESSION		
DEPRESSION											50	50	100	DEPRESSION		

**Tableau 4.1 :** Charges descendantes admissibles des panneaux ONDATHERM 1040 TS posés sur 2 ou plusieurs appuis.

On prend les deux valeurs suivantes :

$P_{adm,1} = 360 \text{ daN/m}^2$  pour une charge de pression donc descendante.

$P_{adm,2} = 270 \text{ daN/m}^2$  pour une charge de dépression donc ascendante

#### Vérifications d'un panneau de couverture :

On a deux vérifications à faire :

- $P_+ \leq P_{adm,1} = 360 \text{ daN/m}^2$ ; pour une charge P ascendante (pression)
- $P_- \leq P_{adm,2} = 270 \text{ daN/m}^2$ ; pour une charge P descendante (dépression)

#### a) Cas d'une charge ascendante due à un vent de dépression :

$$P^- = |G - 1.5 * W| \leq P_{adm,2} (\text{dépression}).$$

Où  $W = \max (W_i)$  dans la toiture =  $W_{zone A} = -46.83 \text{ daN/m}^2$ .

$$P^- = |14.5 - 1.5 * 46.83| = |-55.74| = 55.47 \text{ daN/m}^2$$

**Vérification N°1 :**  $P^- = 55.47 \text{ daN/m}^2 < 270 \text{ daN/m}^2$ , alors la condition est vérifiée.

#### b) Cas d'une charge descendante due à un vent de pression:

$P_+ =$  le maximum des valeurs calculées suivantes :

1.35 G + 1.5 Q + W (↓) \_\_\_\_ (1)

1.35 G + 1.5 W (↓) + Q \_\_\_\_ (2)

1.35 G + 1.5 S + W (↓) \_\_\_\_ (3)

1.35 G + 1.5 W (↓) + S \_\_\_\_ (4)

(3) et (4) sont des combinaisons non défavorables puisque la charge de neige est faible.

$$P^+ = \max \begin{cases} 1.35(14.5) + 1.5(100) + 100.35 = 269.925 \text{ daN/m}^2 ; \\ 1.35(13.3) + 1.5(100.35) + 100 = 270.1 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

soit  $P^+ = 270.1 \text{ daN/m}^2$

**Vérification N°2 :**  $P^+ = 270.1 \text{ daN/m}^2 < P_{\text{adm},1} = 360 \text{ daN/m}^2$ , alors la condition est vérifiée.

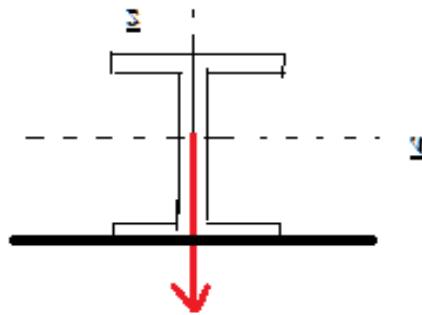
C) **Conclusion :** Il est possible d'utiliser nos panneaux de couverture sans risquer de compromettre la sécurité ni de rencontrer des problèmes de rigidité insuffisante. Ces panneaux, modèles TS 1040, présentent une épaisseur de 80 mm et sont produits par l'entreprise Haironville-Pab. Leur installation s'effectue de manière continue avec un espacement d'appuis de 2.5 m.

#### IV-1-5 Etude des pannes :

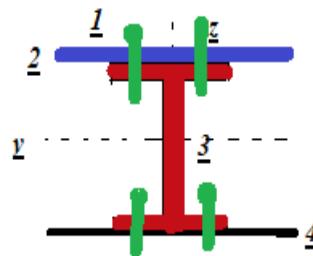
**IV-1-5-1 Introduction :** Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées, généralement de profil en I ou en U, conçues pour résister principalement à la flexion simple dans le plan vertical. Elles subissent les effets combinés de leur propre poids, des charges climatiques ainsi que des surcharges liées à l'entretien. Afin de limiter l'impact des variations de température, ces dernières ne sont pas prises en compte dans le dimensionnement, grâce à l'intégration de joints spécifiques permettant une libre dilatation thermique aux extrémités de chaque panne. Ces poutrelles sont installées perpendiculairement aux poutres principales porteuses de ces pannes, leur dimensionnement est fait conformément aux exigences définies par le "CCM97".

#### IV-1-5-2 Conception des pannes :

Pour ce projet, nous optons pour des pannes fabriquées à partir de profilés laminés à chaud normalisés de type IPE, en acier de qualité S235.



**Figure 4.3 :** disposition d'une panne



1 Vis ou boulon  
2 Couverture  
3 Panne  
4 Le poutre

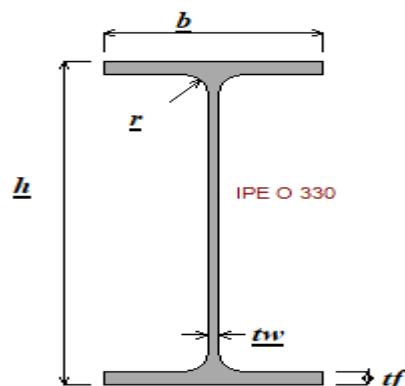
**Figure 4.4 :** assemblage couverture-panne/poutre

#### IV-1-5-3 Choix du type des pannes :

Les profilés laminés à chaud normalisés, de type IPE et fabriqués en acier de nuance S 235, sont privilégiés en raison de leur coût relativement économique ainsi que de leur disponibilité sur le marché national.

**IV-1-5-4 Pré-dimensionnement :** La hauteur du profil est déterminée en se référant à l'ouvrage « Charpentes Métalliques, volume 11 » du traité Suisse TGC, page 232. Il est alors possible d'appliquer la règle empirique suivante :  $h = \frac{l}{40}$  pour une panne à plusieurs travées ; ou  $h = \frac{l}{30}$  pour une panne isostatique à une travée.

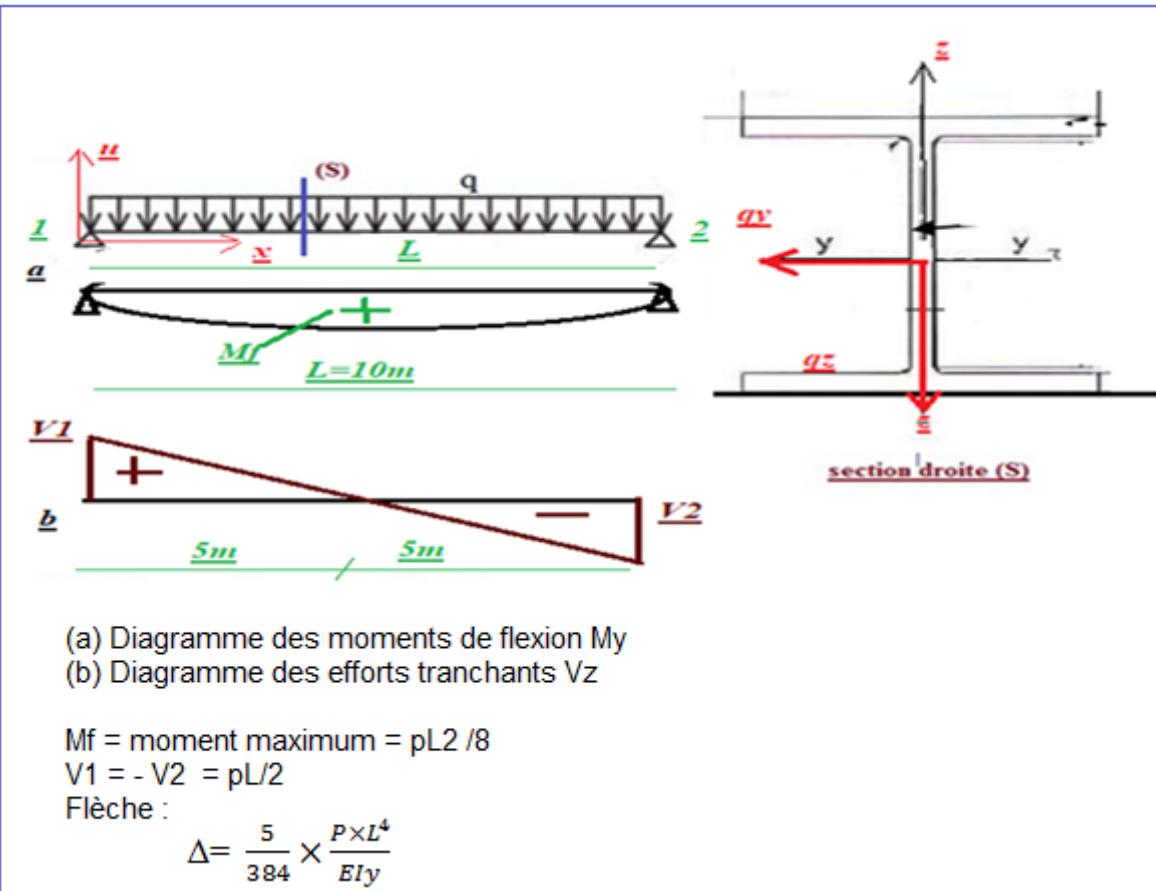
$$L = 10\text{m} = 10000 \text{ mm} ; \text{ alors} : h = \frac{10000}{30} = 333.3\text{mm} \rightarrow \text{IPE O 330}$$



$h = 334 \text{ mm}$	$I_y = 13910.38 \text{ cm}^4$
$b = 162\text{mm}$	$I_z = 960.38 \text{ cm}^4$
$A = 72.62 \text{ cm}^2$	$W_{pl,z} = 184.99 \text{ cm}^3$
$W_{el,y} = 838.96 \text{ cm}^3$	$W_{pl,y} = 942.79 \text{ cm}^3$
$W_{el,z} = 118.57\text{cm}^3$	$t_f = 13.5 \text{ mm}$
$t_w = 8.5 \text{ mm}$	Poids Pp = 57.004 daN/m

**Tableau :** propriétés du profilé IPE 0 330

#### IV-1-5-5 Schéma statique et section droite :



**Figure 4.5 :** Schéma statique, section droite d'une panne et résultats du calcul statique

(a)diagramme des moments de flexion

(b) diagramme des efforts tranchants

$M_f$ : moment de flexion

$V_1, V_2$ : efforts tranchants sur appuis.

#### IV-1-5-6 Evaluation des charges permanentes G, d'entretien Q, de vent V et de neige S :

- La charge permanente G :  $G = P_c + P_p + P_{acc}$

$P_c$  = poids de couverture :  $14.5 \text{ daN/m}^2$  ; ce qui donne une charge par mètre de largeur :

$$P_c \times a = 14.5 \text{ daN/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 36.25 \text{ daN/m}$$

$P_p$  = poids propre de pannes ;  $P_p = 57.004 \text{ daN/m}$

$P_{acc}$  = poids des accessoires et équipements légers divers. Il est estimé 5% de la charge

G ; donc on multiplie G par le coefficient 1.05

$$\text{Alors : } G = 1.05 (P_c + P_p) = 1.05 (36.25 + 57.004) = 93.254 \text{ daN/m}$$

- La surcharge d'entretien Q : Le DTR B.C 2.2 propose une charge uniforme surfacique de  $Q=1 \text{ kN/m}^2$ , ce qui donne une charge par mètre de largeur :  $100 \text{ daN/m}^2 \times 2.5 \text{ m} = 250 \text{ daN/m}$
- La pression du vent "V" : L'étude des actions du vent a donné plusieurs valeurs de la

pression V. On retient les deux plus grandes valeurs.

- Le vent descendant (+):  $V = 100.35 \text{ daN/m}^2$ , donc :  $V = 100.35 \times 2.5 \text{ m} = 250.87 \text{ daN/m}$
- Le vent soulèvement (-):  $V = 46.83 \text{ daN/m}^2$ , donc :  $V = 46.83 \times 2.5 \text{ m} = 117.075 \text{ daN/m}$
- Charge de neige "S" :  $S = 57 \text{ daN/m}^2$ . Elle est faible par rapport à Q, c'est la charge Q qui sera retenue pour le reste des calculs.

#### **IV-1-5-7 Combinaisons des charges :**

##### **- pour les ELU :**

$$\text{Combi 1/ } G - 1.5 V = 93.254 - 1.5 \times 117.075 = - 82.358 \text{ daN/m}$$

$$\text{Combi 2/ } 1.35 G + 1.5 Q + V = 1.35 \times 93.254 + 1.5 \times 250 + 117.075 = 617.967 \text{ daN/m}$$

$$\text{Combi 3/ } 1.35 G + 1.5 V + Q = 1.35 \times 93.254 + 1.5 \times 117.075 + 250 = 551.505 \text{ daN/m}$$

La combinaison la plus favorable pour vérifier les conditions de résistance est **comb2**

$$Q_{\max}(2) = 617.96 \text{ daN/m}$$

##### **Pour les ELS (calcul de flèche) :**

$$\text{combi-4 : } G + Q + V = 93.254 + 250 + 250.87 = 594.87 \text{ daN/m}$$

$$\text{combi-5 : } G - V = 93.254 - 250.87 = - 157.616 \text{ daN/m}$$

La combinaison la plus favorable pour vérifier les conditions de flèche est la **combi-4** ;

$$Q_{\max}(4) = 594.87 \text{ daN/m}$$

**IV-1-5-8 Analyse statique d'une panne :** Pour la section dangereuse à mi-travée le moment My est maximal ;  $M_{\max,y} = + pl^2 / 8$  ; tandis que :  $M_z = 0$

$$My = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{617.96 \times 10^2}{8} = 7724.5 \text{ daN.m} ;$$

Pour les 2 sections dangereuses aux niveaux des appuis l'effort Vz est maximal ;  
 $V_{\max} = 0.5 \cdot pl$  ;  $V_z = 0.5 \times 617.96 \times 10 = 38625 \text{ daN}$

La flèche maximale : Elle est notée  $\Delta$  pour la flexion par rapport à l'axe y, elle est située à

$$x = L/2. \Delta = \frac{5}{384} \times \frac{P \times L^4}{EI_y} = \frac{5 \times 594.87 \times 10^{-3} \times 1000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 13910.38} = 2.65 \text{ cm}$$

**IV-1-5-9 Vérifications des ELU et l'ELS :** Il faut vérifier l'ELS de flèche mais aussi l'ELU de résistance aux moments de flexion My, les ELU de cisaillement sous Vz

séparément, et enfin, on doit vérifier l'ELU de stabilité au déversement sous la charge ascendante (82.35 daN/m) donnée par la combinaison des charges combi-1.

### 1) Vérification de l'ELS de flèche :

La flèche admissible elle est notée  $\Delta_{adm}$  ; elle vaut  $l/200 = 10000/200 = 50\text{mm}$

$$\Delta = 26.5 \text{ mm} < \Delta_{adm} = 50\text{mm} \quad (\text{CV})$$

### 2) Vérifications de l'ELU de résistance à la flexion :

3) Notre profil IPE O 330 est de classe 1, alors on peut faire un calcul en plasticité. Il

faudrait vérifier la condition suivante :

$$\left(\frac{My.sd}{M_y.sd}\right)^{\alpha} + \left(\frac{Mz.sd}{M_{plz}.Rd}\right)^{\beta} \leq 1 \quad (\text{formule 5.35 page 68 CCM97})$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes. On se place en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais

qui peuvent prendre les valeurs précises suivantes :

$$\text{Avec : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = \max(1 \text{ et } 5\eta) ; \text{ tel que : } \eta = \frac{Nsd}{N_{pl.Rd}}$$

Pour les pannes courantes, n'appartenant pas au système de contreventement de toiture CVH et qui ne transmettent pas des forces du vent aux plans verticaux de contreventement (CVVY) :  $N = 0$ , alors  $\eta = 0$  ; d'où :  $\beta = 1$  ;

$$My = 7724.5 \text{ daNm} ; Mz = 0 ;$$

$$\text{Le moment de résistance par rapport à l'axe } y \text{ est : } M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply}*f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{7724.5 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} =$$

$$M_{ply.Rd} = 275903 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{My.sd}{M_{ply.Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{Mz.sd}{M_{plz}.Rd}\right)^{\beta} \leq 1$$



$$\left(\frac{My.sd}{M_y.Rd}\right)^{\alpha} \leq 1 \rightarrow \left(\frac{7724.5}{275903}\right)^2 = 0.27 \leq 1 \quad (\text{condition est vérifiée})$$

### 4) ELU de résistance au cisaillement :

Cette vérification est donnée par la formule suivante :

- Cisaillement suivant l'axe z :  $V_{z.Sd} \leq V_{pl.z.Rd}$  ; avec  $V_{z.Sd} \approx 3862 \text{ daN}$

$$A_{Vz} \approx 1.04 \times h \times tw = 1.04 \times 33.4 \times 0.85 = 29.525 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } V_{pl,z,Rd} = \frac{Avz(fy/\sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} = \frac{29.525 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 109253 \text{ daN}$$

Alors :  $V_{z,SD} = 38625 \text{ daN} \leq V_{pl,z,Rd} = 109253 \text{ daN}$  ----- (condition vérifiée)

Donc la résistance au cisaillement est vérifiée.

**5) ELU de stabilité au déversement :** Le déversement est défini comme un phénomène d'instabilité élastique globale se traduisant par un flambement latéral, c'est-à-dire un déplacement dans le plan perpendiculaire au plan principal de flexion ( $My$ ), accompagné d'une rotation autour de l'axe longitudinal de la poutre fléchie. Cette forme d'instabilité doit être prise en compte pour toute poutre soumise à un effort de flexion, particulièrement lorsque les appuis latéraux ne suffisent pas à immobiliser l'aile comprimée de la barre concernée. À cet égard, il est impératif, au minimum, d'aménager deux appuis latéraux aux extrémités de l'aile comprimée. On différencie principalement deux configurations de charge : les charges descendantes et celles ascendantes liées à un soulèvement.

- Dans le cas des charges descendantes, le risque de déversement est inexistant, car l'aile comprimée correspond à l'aile supérieure, généralement ancrée dans la structure de la couverture du toit. Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'effectuer des calculs pour vérifier la stabilité vis-à-vis du phénomène de déversement.

- En revanche, dans le cas des charges ascendantes ou de soulèvement, un risque de déversement persiste, rendant alors indispensable la réalisation d'analyses pour évaluer la stabilité de la structure. La charge de soulèvement peut être déterminée à l'aide de la relation suivante.

$$P = |G - 1.5V| = 82.4 \text{ daN/m}$$

$$My = \frac{p.L^2}{8} = \frac{82.4 \times 10^2}{8} = 1029 \text{ daNm.}$$

Une toiture inclinée en panne travaille sous l'effet de la flexion déviée, et sa condition de stabilité est définie par l'article 5.5.4 (2), paragraphe a, aux pages 84 et 85. Cela correspond à la formule (5.52) mentionnée dans le règlement CCM 97.

$$\frac{Nsd}{K_z.A.fy/\gamma_{M1}} + \frac{K_{LT}.My,SD}{X_{LT}.Wpl,y.fy/\gamma_{M1}} + \frac{KzMz,SD}{Wpl,zfy/\gamma_{M1}} \leq 1 \dots \text{ [formule A1]}$$

Où :  $K_{LT} = 1 - (\mu_{LT} Nsd / Xz Afy)$  ; et on exige que :  $K_{LT} \leq 1$

$\mu_{LT} = 0.15 \lambda_z \beta_{MLT} - 0.15$  ; et on exige que :  $\mu_{LT} \leq 0.9$

$\beta_{MLT}$ : facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Pour  $\beta_{MLT}$ , les sections d'extrémité doivent être maintenues au déversement. Elles doivent être empêchées de subir des rotations d'axe longitudinal ou des déplacements latéraux.

Les facteurs de moment uniforme équivalent  $\beta_{MY}$ ,  $\beta_{MZ}$  et  $\beta_{MLT}$  doivent être calculés d'après la figure 55.4, en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissant entre point de maintien, à déterminer comme indiqué dans le tableau 55.4 p.87 des règles CCM97.

Pour les pannes qui n'appartiennent pas au système de contreventement de toiture CVH (n'appartiennent pas aux poutres au-vent), les efforts  $N_{sd}$  sont nuls, alors :  $K_{LT} \approx 1$  et la condition s'écrit :

$$\frac{My,sd}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{Kz \cdot Mz,sd}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad \text{----- [formule A2]}$$

Ici,  $\mathbf{Mz} = \mathbf{0}$ , alors la condition [A2] est équivalente à la condition suivante :

$$My \leq \mathbf{M}_{LT,y,Rd} = X_{LT} \times B_w \times f_y \times \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{M1}} \quad \text{----- [formule A3]}$$

$\mathbf{M}_{LT,y,Rd}$  : est le moment de résistance en situation de déversement,

$$\text{IPE O 330 est de classe 1 alors : } B_w = 1 \quad X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}}$$

Le coefficient de réduction de la résistance  $X_{LT}$ :

$$\text{Avec : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_L (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profiles laminés.

$$\text{L'élancement réduit : } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{B_w \cdot W_{pl,y}}{Mc_r}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \cdot \sqrt{B_w}$$

$$\text{Où : } \lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93.3 \quad \text{et : } \varepsilon = \sqrt{[235/f_y]}$$

$Mc_r$ : Moment critique élastique de déversement.

Pour le calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  nous avons le choix entre :

- le calcul avec l'élancement géométrique  $\lambda_{LT}$  par une des formules de l'annexe B du règlement CCM97, telle que la formule approchée (B.25) page 149,

$$\lambda_{LT} = \frac{0.9 K l / I_z}{(C1)^{0.5} \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left( \frac{K l / I_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

On peut faire un calcul sur la base du moment critique  $Mc_r$  donné par la formule suivante :

$$\text{Par rapport à l'axe } y : Mc_{r,y} = C_1 \times \pi^2 \times \frac{E \cdot I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}}$$

$$C_1 = 1.132 \text{ (D'après le tableau B 1.2 page 144 de CCM 97).}$$

**IPE O 330** :  $I_y = 13910.38 \text{ cm}^4$ ;  $I_z = 960.38 \text{ cm}^4$ ;  $I_t = 23.65 \text{ cm}^4$ ;  $I_w = 207.43202.10^3 \text{ cm}^6$ ;

$$W_{pl,z} = 184.99 \text{ cm}^3; W_{pl,y} = 942.79 \text{ cm}^3$$

Module d'élasticité transversale (de cisaillement) :  $G = \frac{E}{2(1+v)}$

$E$  et  $v$  sont donnés dans le tableau 3.2 des règles CCM 97.

E : Module d'élasticité longitudinale=  $2.1 \times 10^5$  MPa

$$v=0.3: c'est le coefficient de poisson ; alors : G = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

#### - Le moment critique par rapport l'axe y :

$$M_{CR,y} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{21 \times 10^6 \cdot 13910.38}{1000^2} \sqrt{\frac{207.43 \times 10^3}{13910.38} + \frac{1000^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 23.65}{\pi^2 \cdot 21 \times 10^6 \cdot 13910.38}}$$

$$M_{CR,y} = 29407520 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{TL} = \frac{\sqrt{Bw \times Wpl,y \times fy}}{M_{CR,y}} = \sqrt{\frac{1 \times 942.79 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{29407.52}} = 0.867$$

$$\phi_{LT} = 0.5 (1 + 0.21 + (0.87 - 0.2) + (0.87)^2) = 0.9 ; X_{LT} = \frac{1}{0.9 \sqrt{0.9^2 - 0.867^2}} = 0.72$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}}$$

$$\text{Le moment de résistance : } M_{LT,y,Rd} = X_{LT} \times Bw \times fy \times \frac{Wply}{\gamma_M} ; M_{LT,y,Rd} = 2106 \text{ daN.m}$$

La vérification de la stabilité :  $M_y = 1029 \text{ daN.m} < M_{y,Rd} = 2106 \text{ daN.m} \dots \dots \text{C. Vérifiée}$

**IV-1-5-10 Conclusion :** Les pannes IPEO 330 qui ne font pas partie du système de contreventement de la toiture sont acceptées.

#### **IV-1-5-11 A propos des liernes dans la toiture :**

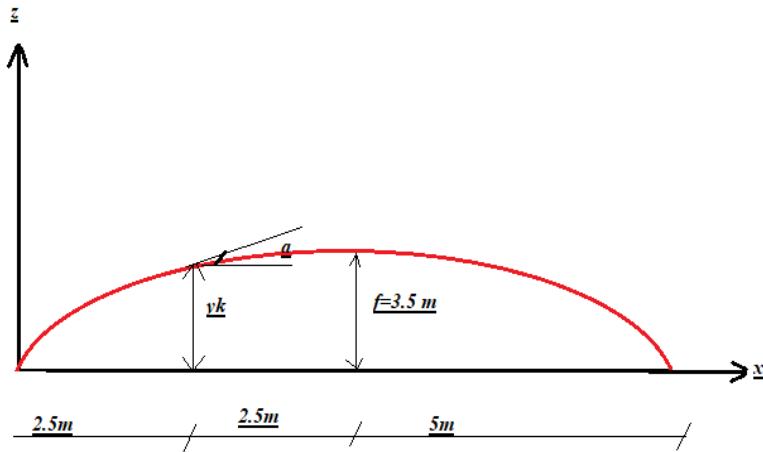
Dans le cadre de notre projet, il n'est pas nécessaire d'installer des liernes-tirants, car nos calculs ont démontré que les pannes IPE O330 sont suffisamment résistantes par elles-mêmes.

#### **IV-2 Etude de la coupole**

**IV-2-1 Introduction :** Dans le cadre de l'étude de la structure du projet, une attention particulière a été portée à l'analyse de la coupole, élément central de la conception architecturale.

Cet ouvrage se compose de quatre arches identiques, il a été décidé d'examiner chaque arche individuellement à l'aide de logiciels spécialisés, avant de généraliser les conclusions à l'ensemble du dôme. Cette méthode vise à garantir une analyse précise et une étude complète. Pour ce faire, le logiciel *Robot Structural Analysis* sera employé afin de concevoir le modèle 3D et d'appliquer divers types de charges. Le logiciel RDM6 viendra en complément pour mener des analyses détaillées, permettant de déterminer précisément les effets internes tels que les moments, efforts normaux et forces tranchantes pour chaque arche.

Cette démarche offre une compréhension approfondie du comportement structurel des arcs, tout en favorisant une conception optimale et en assurant la sécurité de la structure conformément aux normes d'ingénierie en vigueur.



**Fig. 4.4 : Arc de la coupole**

**IV-2-2 Pré-dimensionnement :** On choisit la hauteur de profil en se référant au livre de M. Hirt [Réf. 06, page 230], on peut appliquer la règle empirique suivante :  $h \approx \frac{l}{40}$  ou  $h \approx \frac{l}{30}$

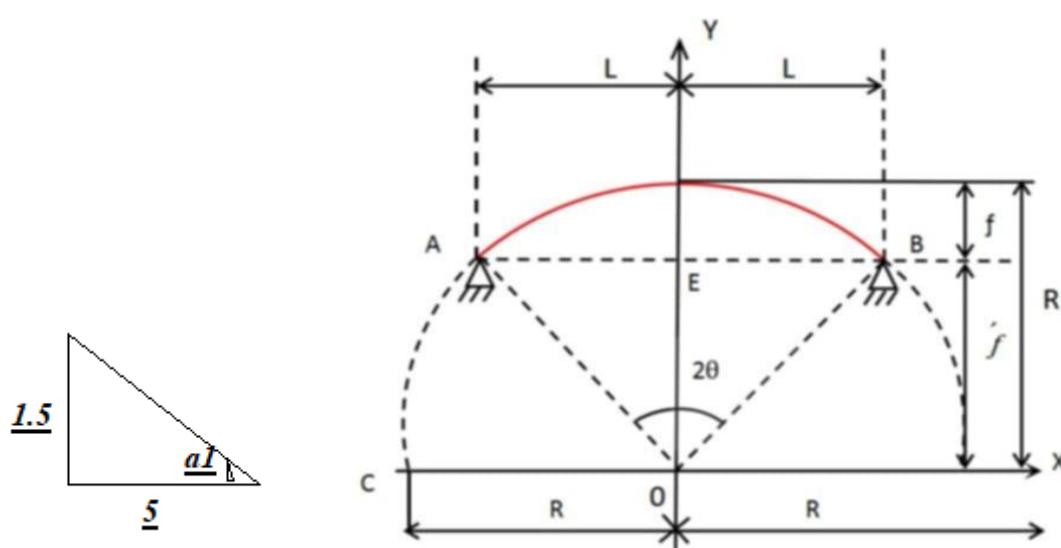
Calculer la longueur de l'arc :  $A=180^\circ$  ;  $A_0=0$

$$\sum \alpha_i = 180^\circ = \alpha + 2\alpha_i$$

$$\alpha_1 = ?$$

$$\tan \alpha_1 = \frac{1.5}{5} = 0.30$$

$$\alpha_1 = 16.7^\circ$$



**Fig. 4.5 : Propriétés géométriques d'un arc de la coupole**

$$\alpha = 180 - 2 \times 16.7 = 146.6^\circ; \theta = \frac{\alpha}{2} = 73.3^\circ$$

$$L = \pi \times R \times \frac{\theta}{90} = \pi \times 5 \times \frac{73.3}{90} = 12.78 \text{ m}$$

Longueur d'arc à l'aide du programme Robot :  $L = 12.88 \text{ m}$

$$h = \frac{l}{30} = \frac{12.88}{30} = 0.429 \text{ m} = 429 \text{ mm} \quad h = 450 \text{ mm IPE 450}$$

❖ Evaluation des charges appliquées :

Le poids propre de profile IPE 450 :  $P_p = 77.6 \text{ kg/m}$

Le poids de couverture :  $P_c = 14.5 \text{ kg/m}^2$

La charge permanente  $G$  :  $G = P_p + (P_c \times \pi \times R)$

$$G = 77.6 + (14.5 \times \pi \times 5)$$

$$G = 1215.85 \text{ daN/m}$$

La pression du vent  $W^-$  :  $W^- = 46.83 \text{ daN/m}^2$ ; soit :  $W^- = 46.83 \times 5 = 234.15 \text{ daN/m}$

La charge d'entretien  $Q$  :  $Q = 1 \text{ kN/m}^2 = 1 \times 3.5 = 3.5 \text{ kN/m}$

La charge  $P_z = ?$

**Comb 1 : 1.35 G + 1.5 Q + W**

$$P_z = 1.35 (12.15) + 1.5 (3.5) + 2.3415 = 22.61 \approx 23 \text{ kN/m}$$

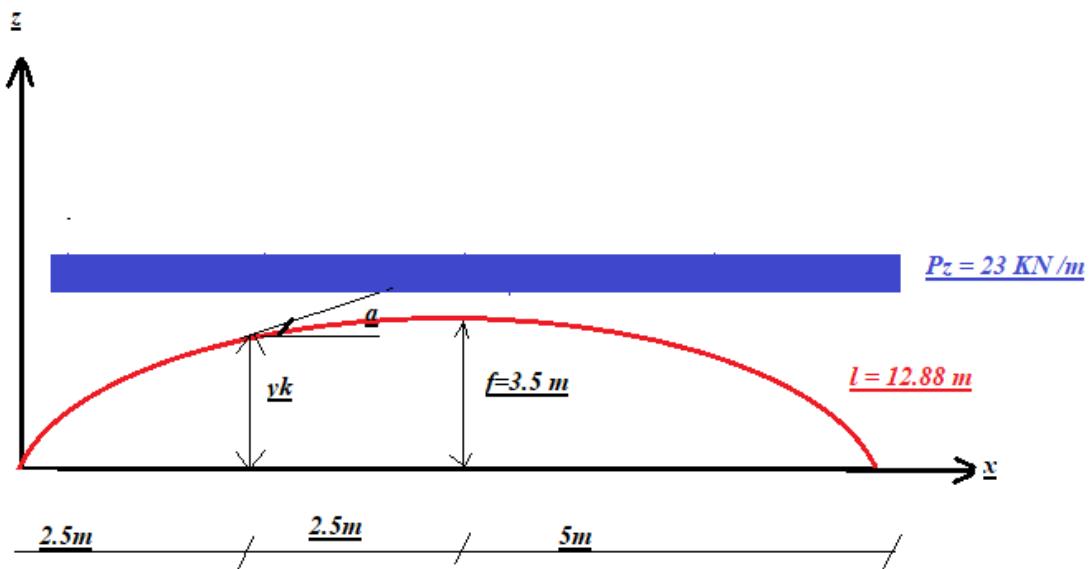
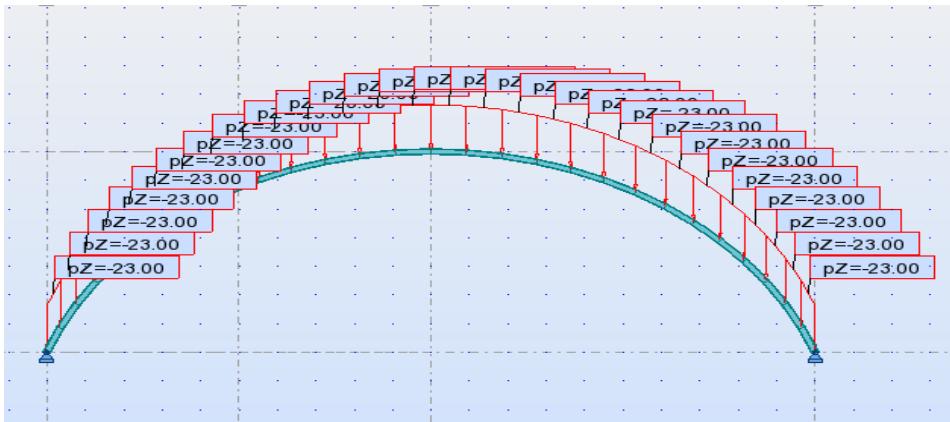
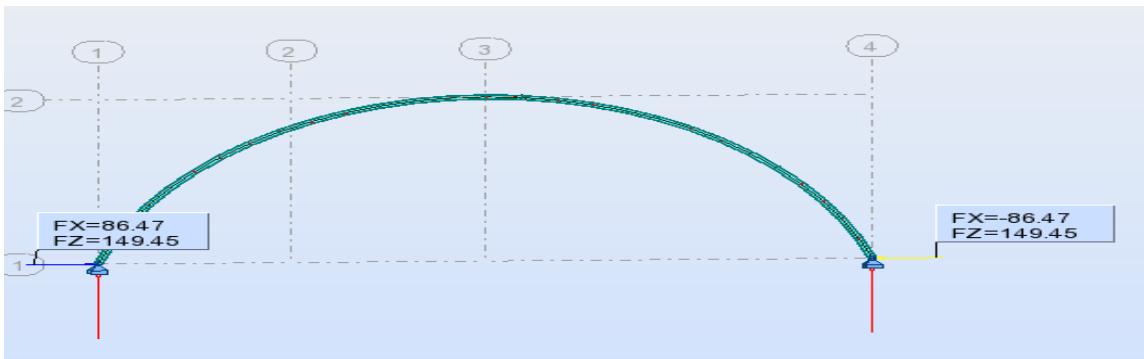


Fig.4.6

- **Calcul d'un arc à l'aide du logiciel Robot :**
- **Appliquer la charge  $P_z$**



Les réactions d'appuis calculées par le programme Robot :



$$F_{xA} = 86.47 \text{ kN}$$

$$F_{yB} = -86.47 \text{ kN}$$

$$F_{zA} = 149.46 \text{ kN}$$

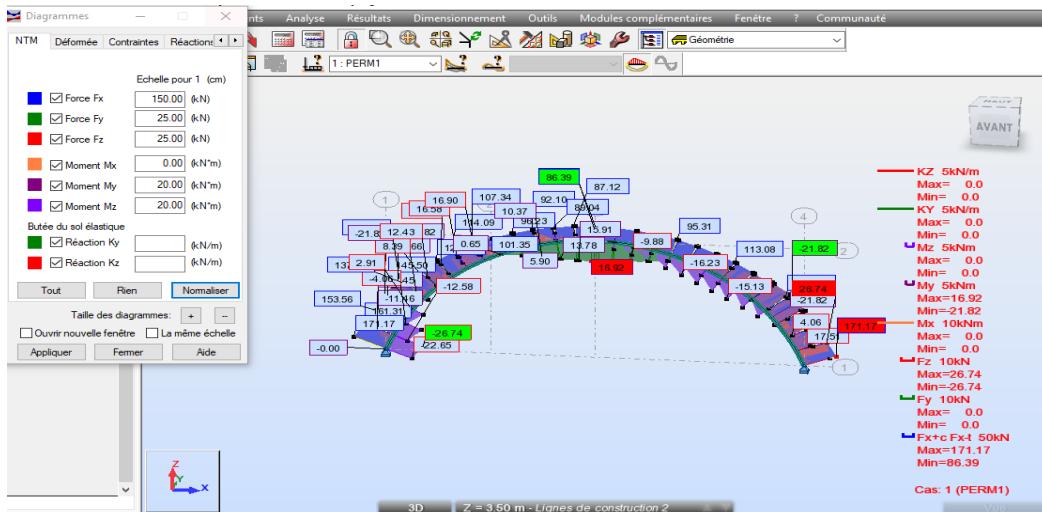
$$F_{zB} = 149.46 \text{ kN}$$

Calcul des moments de flexion  $M_z$  et  $M_y$  :

Le moment de l'axe y,  $M_y$  :  $M_{y,max} = 16.94 \text{ kN.m}$  ;  $M_{y,min} = -21.82 \text{ kN.m}$



Le moment de l'axe z,  $M_z$  :  $M_z = 20 \text{ kN.m}$



#### **IV-2-3 Vérification du profil IPE 450 :**

❖ **Calcul sous l'effet des efforts normaux N (Efforts axiaux)**

La formule utilisée est :

**N** : Effort normal appliqué (148.12 kN → 148120 N)

**A** : Aire de la section (13100 mm<sup>2</sup> → 0.0131 m<sup>2</sup>)

$$\text{La formule utilisée est : } \sigma_N = \frac{N}{A} = \frac{148120}{0.0131} = 11.31 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul sous l'effet des moments de flexion (Moment M)**

**M** : Moment de flexion maximal (476.95 kN.m → 476950 N.m)

**W** : Module de résistance (calculé par : **W = I /y**)

**I** : Moment d'inertie du profil (18500 cm<sup>4</sup> → 1.85 × 10<sup>-5</sup> m<sup>4</sup>)

**y** : Distance à la fibre extrême (0.225 m)

$$W = \frac{1.85 \times 10^{-5}}{0.225} = 8.22 \times 10^{-5} m^3$$

$$\text{La formule utilisée est : } \sigma_M = \frac{M}{W} = \frac{476950}{8.22 \times 10^{-5}} = 5800.74 \text{ MP}$$

❖ **Vérification du flambement (Instabilité par flambement)** : Le flambement correspond à la déformation latérale d'un élément soumis à une charge de compression axiale, ce qui peut provoquer une rupture prématuée.

Pour évaluer ce risque, on calcule d'abord l'élancement «  $\lambda$  » / lambda :

$$\lambda = \frac{K \cdot L_{eff}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1 \times 6.44}{\sqrt{\frac{1.85 \times 10^{-5}}{0.0131}}} = 24$$

- K : coefficient d'appui ; k = 1 pour le cas de 2 appuis articulés aux deux extrémités,
- L<sub>eff</sub> : longueur effective entre appuis, appelée aussi : longueur de flambement,
- I : moment d'inertie de la section dans le plan étudié,
- A : surface de la section
- K = 1
- L<sub>eff</sub> = 6.44 m
- I = 33740 cm<sup>4</sup>
- A = 99 cm<sup>2</sup>

Ensuite, on calcule la contrainte critique de flambement  $\sigma_{cr}$  par la formule d'Euler:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{\lambda^2} = 70.53 \text{ MPa}$$

- E : module d'élasticité du matériau (pour l'acier, E = 210000 MPa)
- π : constante mathématique ( $\approx 3.14$ )

La valeur  $\sigma_{cr}$  représente la contrainte maximale admissible avant le flambement dans un état idéal.

Si la contrainte réelle dans l'élément dépasse  $\sigma_{cr}$ , il y a risque d'instabilité et le profil choisi n'est pas adapté.

#### IV-2-4 Conclusion

Les résultats montrent que le profil **IPE 450** ne satisfait pas les vérifications nécessaires :

- Le moment de flexion dépasse largement la capacité admissible de l'acier.
- Le flambement présente un risque élevé d'instabilité

#### IV-2-5 Proposition de solution

Nous proposons de tester un profil plus grand, **HEA 400**, afin d'augmenter la résistance au moment de flexion et de réduire le risque de flambement.

**Informations pour la section HEA 400 utilisée :**

##### 1. Données de base :

- Longueur d'un poteau : 12,88 m
- Aire de la section transversale (A) : 159 cm<sup>2</sup>
- Moment d'inertie ; Iy = 45070 cm<sup>4</sup>

- Distance du centre à la fibre extrême (y) : 0,20 m (200 mm)

## **2. Charges appliquées :**

- Charge axiale (N) : 296 00 N (29 .6 kN)
- Moment fléchissant (M) : 48 000 N·m
- Force de cisaillement (V) (hypothétique) : 50 000 N (50 kN)

## **3. Calculs des contraintes :**

- Contrainte due à la charge axiale : 6,09 MPa
- Contrainte due au moment : 20,96 MPa
- Contrainte totale ( $\sigma_{\text{total}}$ ) : 27,05 MPa

## **4. Calculs de stabilité :**

- Rayon de giration (r) : 16.8 cm
- Elancement ou Rapport de slenderness ( $\lambda$ ) : 132,8
- Contrainte critique ( $\sigma_{\text{cr}}$ ) : 117,5 MPa

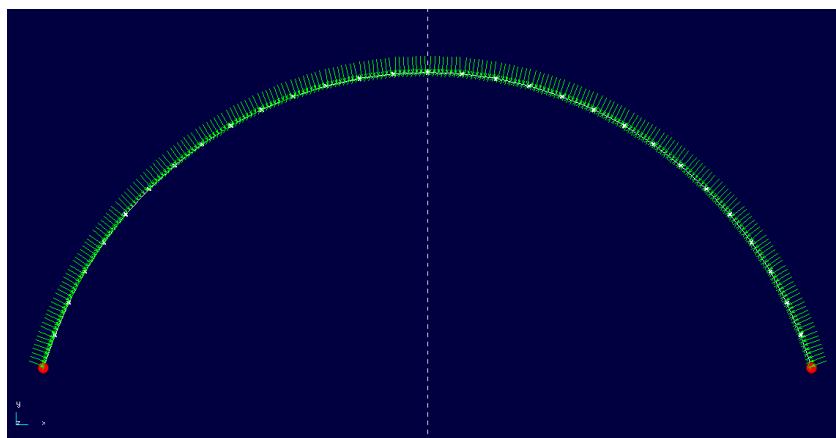
## **5. Vérifications :**

- La contrainte totale est inférieure à la contrainte critique → **La colonne est stable contre le flambement**
- La contrainte de cisaillement est inférieure à la résistance admissible (1,03 MPa < 141 MPa) → **pas de risque de cisaillement**
- La contrainte due au moment est bien inférieure à la limite d'élasticité → **Moment bien supporté**

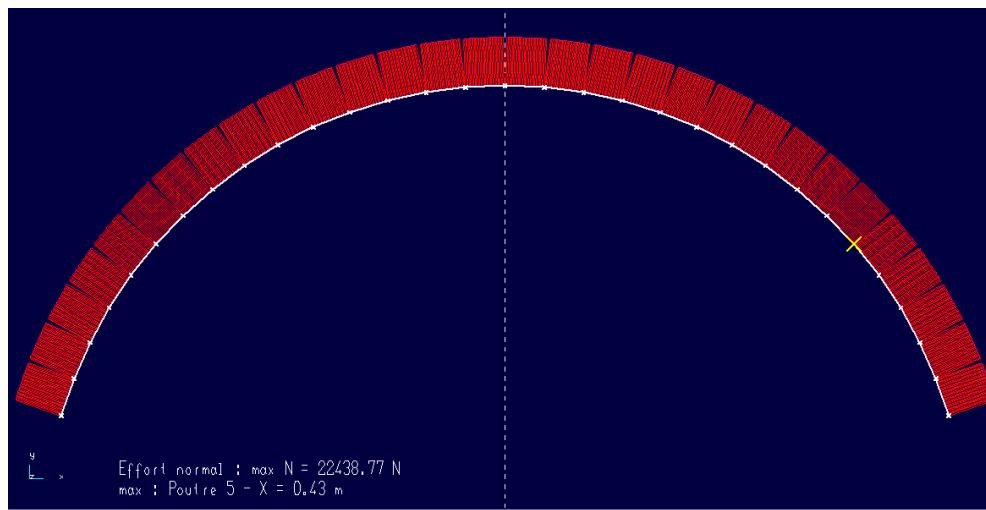
**6. Remarque :** La section **HEA 400** offre un bon compromis entre poids et performance pour les charges indiquées, et peut être utilisée en toute confiance en respectant les calculs détaillés du projet .

- **Calcul à l'aide du logiciel RDM6oss** (version 16 de 2015) :

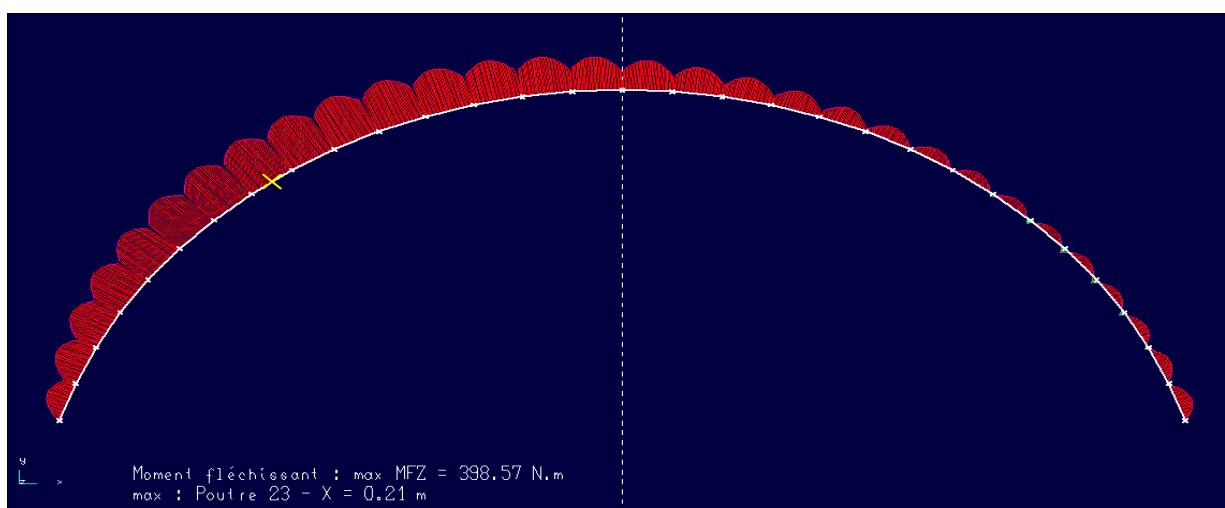
Saisie des charges appliquées à l'arc :



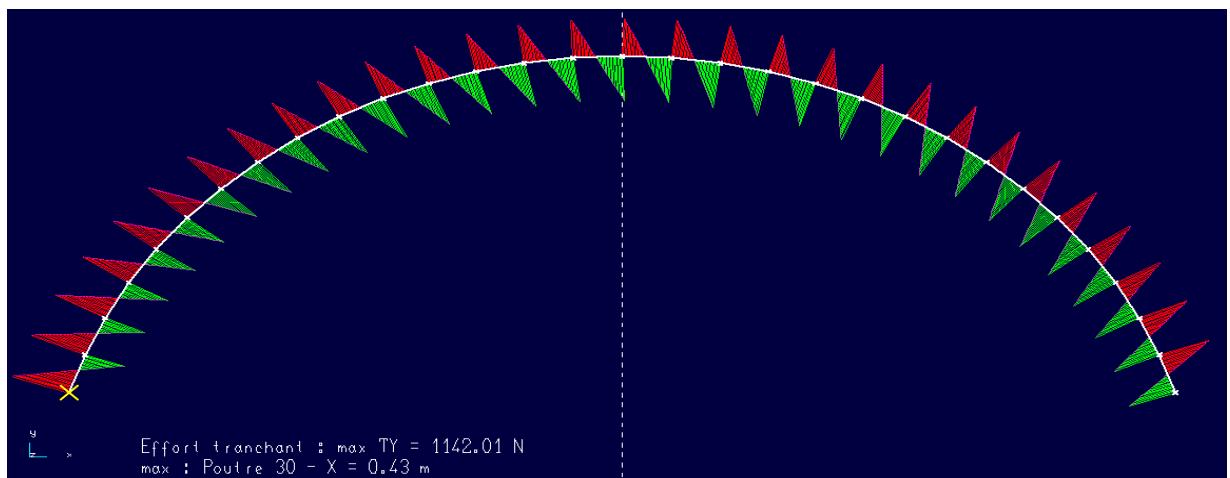
Lecture des résultats pour les efforts normaux N (les efforts Axiaux) :



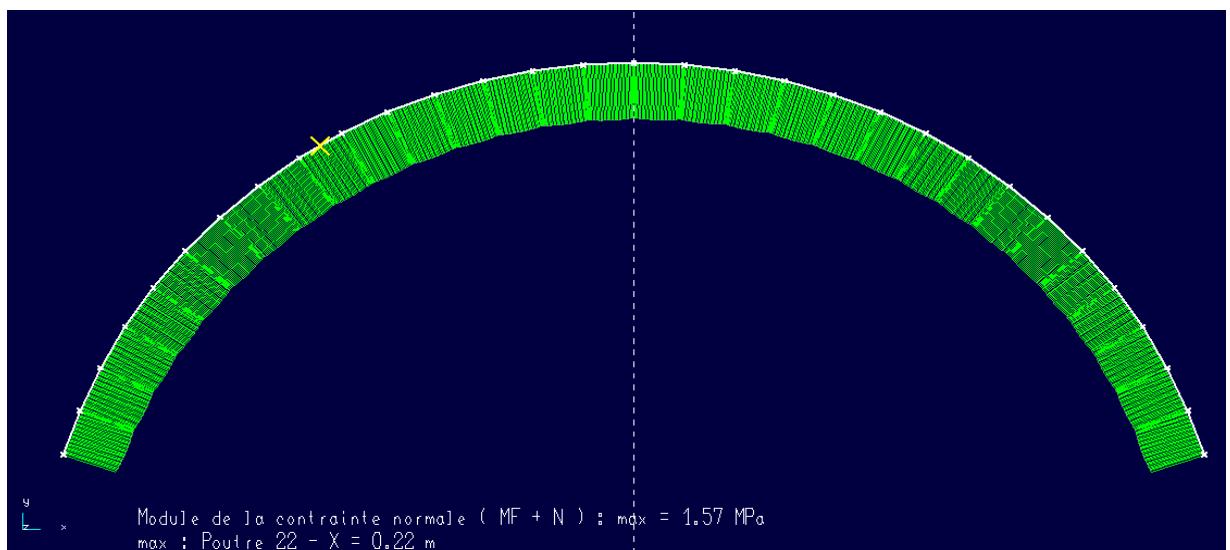
Lecture des résultats pour les moments de flexion (Moment My)



Lecture des résultats pour les efforts tranchant  $V_z$  (Forces de cisaillement)

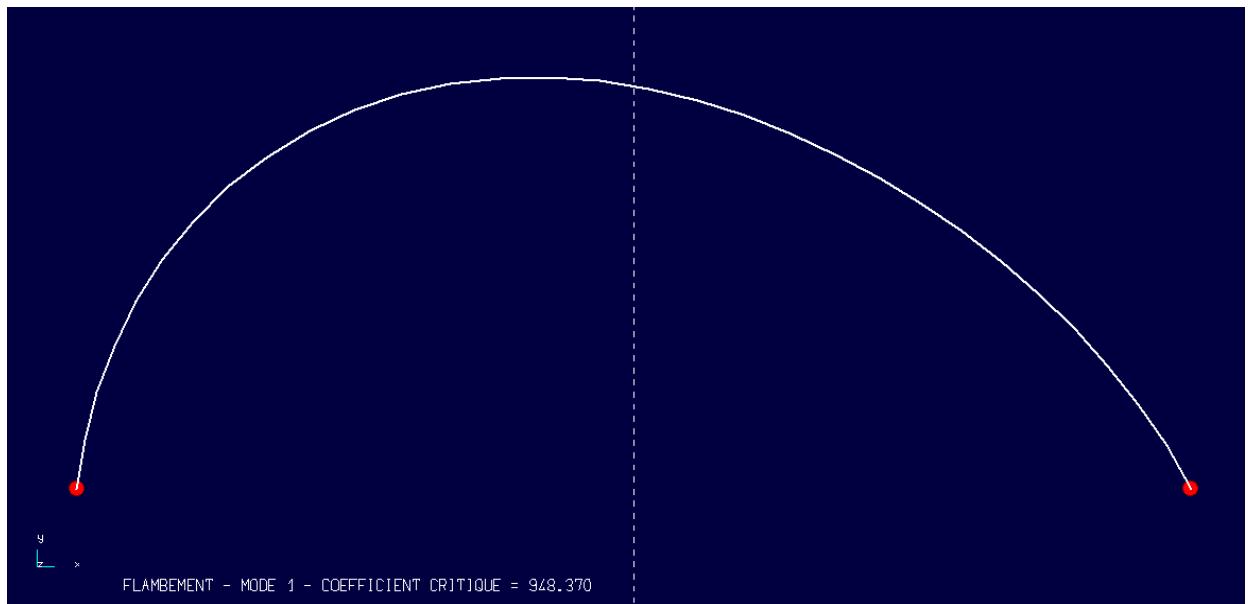


Lecture des résultats pour les contraintes axiales  $\sigma$

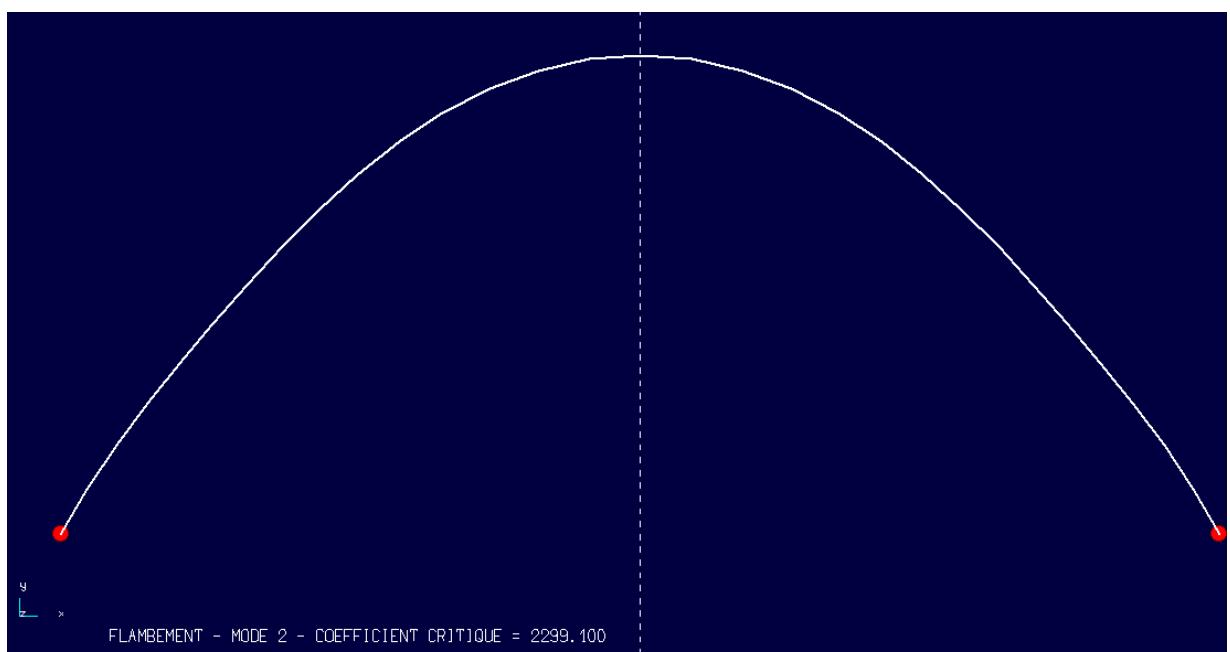


Lecture des résultats pour le flambement :

**Mode 1 de flambement :**



Mode 2 de flambement :



## **Chapitre V : Étude Des Façades**

## Chapitre V : Étude des Façades

**V.1 Introduction :** Pour l'étude des façades de notre bâtiment, on commence par les aspects descriptifs de conception et on termine par les calculs de dimensionnement conformes à la réglementation. Cette phase ressemble beaucoup à la phase précédente d'étude de la toiture. On opte pour les solutions avec composants métalliques, on étudie donc des bardages en tôles d'acier, et des éléments porteurs secondaires de façades en profilés laminés à chaud standards: lisses et potelets.

### V.2 Conception des Façades :

#### V.2.1 Composition d'une façade (un Bardage – des Lisses – des Potelets)

La conception de façade à grande portée utilisant un système de pignon entièrement en matériaux métalliques est un choix idéal pour un projet culturel circulaire. L'interface comprendra deux sections principales :

Une section vitrée conçue pour mettre en valeur l'éclairage naturel et créer une harmonie avec l'environnement extérieur.

Une autre section partie repose sur un système de barres métalliques verticales qui supportent d'autres barres métalliques horizontales, ces dernières supportent des panneaux sandwichs à parois d'acier minces avec noyau d'isolation thermique et phonique. Ce système de façade allie les avantages de résistance structurelle, d'économie et d'esthétique moderne.

**Remarque :** Dans la présente étude de conception, l'étude se concentrera uniquement sur la partie métallique des façades, tandis que les zones vitrées resteront un élément architectural visible sans toucher à ses détails ni l'inclure dans les calculs structurels à cette étape.

**Éléments porteurs verticaux :** Ces composants incluent les principaux poteaux et contreventements verticaux, conçus à partir de profils en acier, et assurant le soutien vertical de l'ensemble de l'édifice. **Éléments porteurs horizontaux :** Les lisses horizontales en acier se trouvent entre les poteaux, offrant un support aux panneaux de bardage. Ces éléments sont précisément désignés sous le nom de lisses de bardage.

**Panneaux de bardage :** Pour les panneaux de bardage, nous prévoyons l'utilisation de panneaux sandwichs préfabriqués, similaires à ceux employés pour les toitures. Ces panneaux offrent une isolation thermique efficace, une bonne isolation phonique, une imperméabilité à l'eau, ainsi qu'une solide résistance mécanique. Ils sont recouverts d'acier galvanisé et présentent de délicates nervures. Les panneaux seront installés de façon continue

avec des nervures orientées verticalement. Il est impératif que l'espacement entre les lisses respecte les limitations spécifiées dans la fiche technique du produit bardage.



**Figure 5.1** : Présentation des éléments porteurs secondaires de la façade

### V.3- **Etude du bardage** :

#### **V-3-1 Principe de conception des murs de façades (le bardage)** :

Pour les murs de façades, en particulier pour le bardage, nous privilégions l'utilisation de panneaux sandwichs, qui remplissent plusieurs fonctions essentielles. Ils procurent une résistance mécanique contre diverses contraintes, apportent une rigidité structurelle, garantissent l'étanchéité et assurent une isolation thermique et acoustique efficace. Par ailleurs, ces panneaux répondent aux attentes architecturales en facilitant la fixation d'éléments tels que les portes et les fenêtres, tout en offrant un esthétisme soigné. Leur facilité de montage et de démontage constitue un autre atout majeur, le tout à un coût relativement abordable.

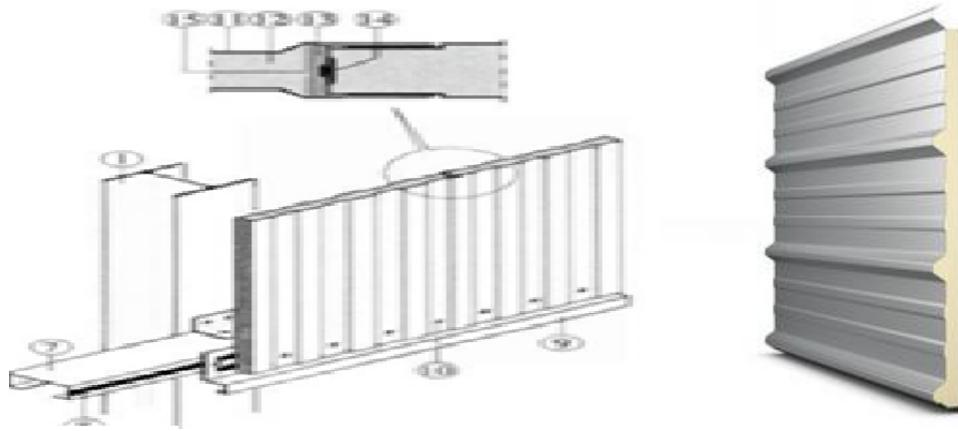
#### Quelques informations concernant les panneaux de bardage :

**Référence :** Ce produit est régi par le document technique intitulé "Avis Technique 2/07-1250" daté du 14 mai 2008. Cet avis autorise l'utilisation de ce type de produits de construction et a été délivré par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB). Un extrait de ce document est disponible en annexe.

Modèle : Promisol 1003 B / HB, fabriqué par Arcelor-Mittal Construction, France.

Epaisseur: 100 mm.

Poids: 14,68 kg/m<sup>2</sup>.



**Figure 5.2 :** Détail de montage des panneaux sandwichs de façade

### V-3-2 Vérifications d'un panneau de bardage :

Nous avons opté pour une méthode rapide, consistant à utiliser les tableaux fournis par le fabricant dans le dossier de l'avis technique du produit. Ces tableaux indiquent les valeurs admissibles " $P_{adm}$ " en daN/m<sup>2</sup> pour les charges combinées pouvant s'exercer sur les panneaux de façade dans les cas suivants :

- Dans une situation de vent en dépression, lorsque la pression  $W$  est négative. Dans ce cas, le tableau n°6, page 10 de l'avis technique, est utilisé.
- Dans une situation de vent en pression, lorsque la pression  $W$  est positive. Dans ce cas, le tableau n°7, page 11 de l'avis technique, est consulté.

La valeur de  $P_{adm}$  dépend de la portée 1 et du nombre d'appuis. La portée correspond à la distance entre les lisses de bardage, qui servent de points d'appui pour les panneaux sandwichs.

### Valeurs de la charge de calcul « P » :

On considère les combinaisons des charges définies par le règlement CCM97 à l'ELU, et on retient les valeurs défavorables :

$P_{+max}$  : la charge de pression

$P_{-max}$  : la charge de dépression

### Vérifications :

On a deux vérifications à faire :

$P_{-} \leq P_{adm,1} = 145 \text{ daN/m}^2$  pour une charge  $P$  représentant le vent en dépression.

$P_{+} \leq P_{adm,2} = 204 \text{ daN/m}^2$  pour une charge  $P$  représentant le vent en pression.

- ❖ Cas d'une charge due au vent de dépression :  $W_{-} = 95 \text{ daN/m}^2$

Vérification N°1 :  $P_- = 105 \text{ daN/m}^2 < P_{\text{adm},1} = 225 \text{ daN/m}^2$ , alors la condition est vérifiée

❖ Cas d'une charge due au vent de pression :  $P_+ = W_+ = 54.9 \text{ daN/m}^2$

Vérification N°2 :  $P_+ = 54.9 \text{ daN/m}^2 < P_{\text{adm},2} = 204 \text{ daN/m}^2$ , alors la condition est vérifiée.

**Conclusion :** On peut utiliser nos panneaux "Promisol 1003 B/HB" de façade sans aucun problème de sécurité et de mauvaise rigidité.

### V-3- **Etude des lisses de bardage :**

#### V-3-1 **Description et données de calcul :**

Dans mon projet, qui comprend une bibliothèque circulaire (5,00 m entre chaque colonne), les poutres horizontales supportant les panneaux de bardage seront constituées de poutrelles UPN placées horizontalement constituant un polygone qui entoure la périphérie (le contour) du bâtiment. Sur les façades, ces poutres s'étendent sur une distance de 5,00 m et reposent directement sur les potelets raidisseurs (ou sur l'un des 04 piliers principaux). La fonction principale de ces poutres est de résister aux forces du vent agissant sur le bardage et aux charges verticales représentant le poids de la façade (bardage + lisses + équipements divers).

Données de calcul : la structure en charpente à une hauteur de 19.15m, on choisit :

- **L'espacement des lisses (e= 2m)**

- **Le nombre de lisses (n= 9)**

**Type de lisses :** on choisit des profilés laminés à chaud UPN

**Nuance d'acier :** on choisit l'acier S235

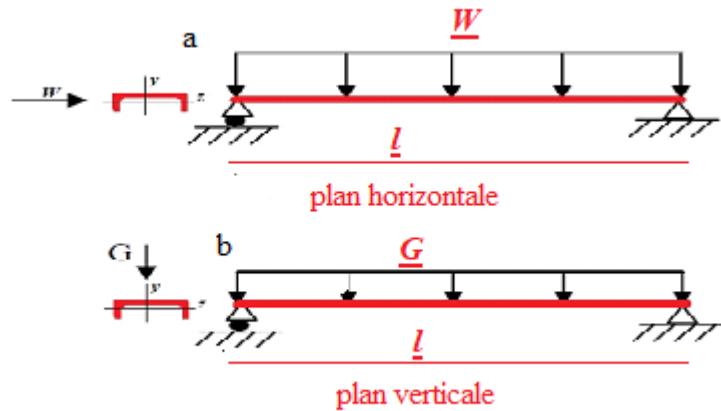
Espacement entre appuis L : c'est-à-dire espacement entre deux potelets ou un potelet avec un poteau principal ;  $L= 5.0\text{m}$

**V-3-2 schémas statiques de calcul d'une lisse :** Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Une charge horizontale due à la pression de vent ( $54.9 \text{ daN/m}^2$ )

- Une charge verticale due au poids du bardage ( $14.68 \text{ daN/m}^2$ )

- Une charge verticale due au poids propre de la lisse ( $21.9 \text{ daN/m}$ )



**Figure 5.3 :** schémas statiques de calcul d'une lisse

Charge horizontale :  $w=qz = W \cdot e = 54.9 \cdot 2m = 109.8 \text{ daN/m}$

Charge verticale :  $G= qy = 14.68 \cdot 2m + 21.9 = 51.26 \text{ daN/m}$

### V-3-3 Détermination des sollicitations maximales pour les lisses :

❖ Calcul des moments à L'ELU :

$$M_{z,SD} = 1.5 \cdot \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 \cdot qz \cdot 5^2}{8} = 514.68 \text{ daN.m.}$$

$$M_{y,SD} = \frac{1.35 \cdot G \cdot l^2}{8} = \frac{1.35 \cdot qy \cdot 5^2}{8} = 216.675 \text{ daN.m.}$$

❖ Calcul des efforts tranchants à l'ELU :

$$V_z = \frac{1.5 \cdot w \cdot l}{2} = \frac{1.5 \cdot qz \cdot 5}{2} = 411.75 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{1.35 \cdot G \cdot l}{2} = \frac{1.35 \cdot qy \cdot 5}{2} = 173 \text{ daN}$$

### V-3-4 Vérification de l'ELS de limitation des flèches :

On vérifie deux flèches  $\delta_1$  et  $\delta_2$  respectivement verticale et horizontale. Pour chaque flèche la condition s'écrit :  $\delta \leq \delta_{adm} = \frac{l}{200}$  ;

$l = 5.0 \text{ m}$  ; alors :  $\delta_{adm} = 2.5 \text{ cm}$ .

$$\text{Flèche horizontale par rapport à (y-y)} : \delta_1 = \frac{5 \cdot qz \cdot (l)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 109.8 \cdot 10^{-2} \cdot (500)^4}{384 \cdot 21 \cdot 105 \cdot 1350} = 0.3 \text{ cm}$$

$\delta_1 = 0.3 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = 2.5 \text{ cm}$  (Condition vérifiée)

$$\text{Flèche verticale par rapport à (z-z)} : \delta_2 = \frac{5 \cdot G \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 51.26 \cdot 10^{-2} \cdot (500)^4}{384 \cdot 21 \cdot 105 \cdot 114} = 1.75 \text{ cm}$$

$\delta_2 = 1.75 \text{ cm} \leq \delta_{adm} = 2.5 \text{ cm}$  (Condition vérifiée)

### V-3-5 Vérification de l'ELU de résistance à la flexion déviée bi-axiale :

$$\left(\frac{My \cdot sd}{M_{pl,y,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz \cdot sd}{M_{pl,z,Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Avec :  $\alpha=2$  ;  $\beta=1$ .

Pour les lisses :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot fy}{\gamma_{Mo}} = \frac{179 \cdot 235 \cdot 10^2}{1.1} = 38.24 \cdot 10^5 \text{ N.cm} = 38.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot fy}{\gamma_{Mo}} = \frac{42.9 \cdot 235 \cdot 10^2}{1.1} = 9.16 \cdot 10^5 \text{ N.cm} = 9.16 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{My \cdot sd}{M_{pl,y,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz \cdot sd}{M_{pl,z,Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{216.675}{3824}\right)^2 + \left(\frac{514.68}{916}\right)^1 = \underline{\underline{0.56 < 1}} \quad (\text{Condition vérifiée.})$$

### V-3-6 Vérification des ELU de Résistance au cisaillement :

Cette vérification est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{pl,z,Rd} = \frac{Av_z(fy/\sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} = \frac{14.98(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 18471.85 \text{ daN.}$$

$$V_y \leq V_{pl,y,Rd} = \frac{Av_y(fy/\sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} = \frac{15.4(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 18994.82 \text{ daN.}$$

$Av_z$  et  $Av_y$  sont les aires de cisaillement. Pour le profil UPN 180, on a :  $Av_y = 2b * tf$

$$Av_y = 2 \cdot 6 \cdot 1 = 15.4 \text{ cm}^2.$$

$$Av_z \approx 1.04 * h * tw = 1.04 * 14 * 0.7 = 14.98 \text{ cm}^2.$$

Plan horizontal (x,z) :  $V_z = 411.75 \text{ daN} \leq V_{pl,z,Rd} \approx 18472 \text{ daN}$  ..... Condition est vérifiée.

Plan vertical (x,y) :  $V_y = 173 \text{ daN} \leq V_{pl,y,Rd} \approx 18995 \text{ daN}$  ..... Condition est vérifiée.

### V-3-7 Vérification de la stabilité au déversement :

Il y a la condition (C) suivante, mais on nous recommande de commencer par deux vérifications rapides (A) et (B) sous l'action de  $My$  seul ou de  $Mz$  seul.

- ❖ Condition (A) pour la flexion sous  $My$  seul :  $My \leq M_{LT,y,Rd} = X_{LT} * Bw * fy * \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}}$
- ❖ Condition (B) pour la flexion sous  $Mz$  seul :  $Mz \leq M_{LT,z,Rd} = X_{LT} * Bw * fy * \frac{W_{plz}}{\gamma_{M1}}$
- ❖ Condition (C) pour la flexion bi-axiale :  $\frac{My}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot fy / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot Mz}{W_{pl,z} \cdot fy / \gamma_{M1}} \leq 1$

L'élancement réduit :  $\overline{\lambda_{LT}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \cdot \sqrt{Bw}$

$$\text{Où : } \lambda_1 = 93.9 * \varepsilon ; \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot W_{pl}}{Mc_r}}$$

$$\text{Par rapport à l'axe y : } Mc_r,y = C_1 \times \pi^2 \times \sqrt{\frac{E \cdot Iy}{L^2} \times \frac{Iw}{Iy} + \frac{Iy + L^2 \times G \times It}{\pi^2 \times E \times Iy}}$$

$$\text{- Par rapport à l'axe z : } Mc_r,z = C_1 \times \pi^2 \times \sqrt{\frac{E \cdot Iz}{L^2} \times \frac{Iw}{Iz} + \frac{Iy + L^2 \times G \times It}{\pi^2 \times E \times Iz}}$$

$It$  et  $Iw$  sont respectivement les moments d'inertie de torsion et de gauchissement. Ils sont

donnés par le tableau des propriétés du profil UPN 180.

-  $C_1 = 1.132$  (D'après le tableau B 1.2 page 144 de CCM 97).

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21*10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 * 10^6 \text{ N/cm}^2$$

Avec :  $E = 21 * 10^6 \text{ N/cm}^2$  : c'est le module d'élasticité longitudinale

$\nu = 0.3$  : c'est le coefficient de Poisson

Pour les lisses :

- Le moment critique par rapport l'axe y :

$$M_{cr,y} = 1.132 \pi^2 \times \sqrt{\frac{21*10^6 * 1350}{500^2} + \frac{1350 + 500^2 * 8.08 * 106 * 9.55}{\pi^2 * 21 * 10^6 * 1350}} = 10824267 \text{ N.cm} = 108.24 \text{ kN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 E W_{pl}}{M_{cr}}} = 58.51 ; \text{ donc } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{58.51}{93.3} = 0.62 ; \text{ ce qui donne } X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}}$$

Avec :  $\phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_L (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + (\bar{\lambda}_{LT})^2] = 0.5[1 + 0.21(0.62 - 0.2) + 0.62^2] = 0.7363$

$$X_{LT} = 0.8823$$

Alors :  $M_{y,LT,Rd} = (0.8823 * 1 * 235 * 10^2 * 179) / (1.1) = 3373995.41 \text{ N.cm} = \underline{\underline{33.73 \text{ kN.m}}}$

Le moment critique par rapport l'axe z : De la même façon que pour le plan horizontal, on calcule les paramètres de calcul relatifs au plan vertical, donc par rapport à l'axe z :

$$M_{crz} = 31.45 \text{ kN.m} ; \lambda_{LT} = 53.14 ; \bar{\lambda}_{LT} = 0.57$$

$$\phi_{LT} = 0.7013 ; \text{ donc } X_{LT} = 0.90$$

$$\text{Alors : } M_{z,LT,Rd} = 0.90 * 1 * 235 * 102 * 42.9 / 1.1 = 916500 \text{ N.cm} = 9.17 \text{ kN.m}$$

Les vérifications avec les formules (A), (B) et (C) citées ci-dessus :

- Vérification avec (A):  $2.16675 \text{ kN.m} < M_y \cdot Rd = 33.73 \text{ kN.m}$  --- condition vérifiée

- Vérification avec (B):  $M_z = 5.68 \text{ kN.m} < M_z \cdot Rd = 9.17 \text{ kN.m}$  --- condition vérifiée

- Vérification avec (C): Enfin, il faut vérifier la condition (C) :

$$\frac{216.67 * 10^4}{0.8569 * 179 * 103 * 235 / 1.1} + \frac{586 * 10^4}{42.9 * 103 * 235 / 1.1} = \underline{\underline{0.64 \leq 1}} \text{ --- condition vérifiée}$$

**V-3.8 Conclusion : Les lisses UPN 180 en acier S235 sont admises.**

## V-4 Etude des potelets

V-4-1 **Introduction** : Dans mon projet, les potelets secondaires, réalisés en profilés laminés, supportent les lisses horizontales du bardage. Ils transmettent :

Les charges verticales : poids du bardage, des lisses et poids propre du potelet.

Les charges horizontales : efforts dus à la pression du vent sur le bardage et les lisses.

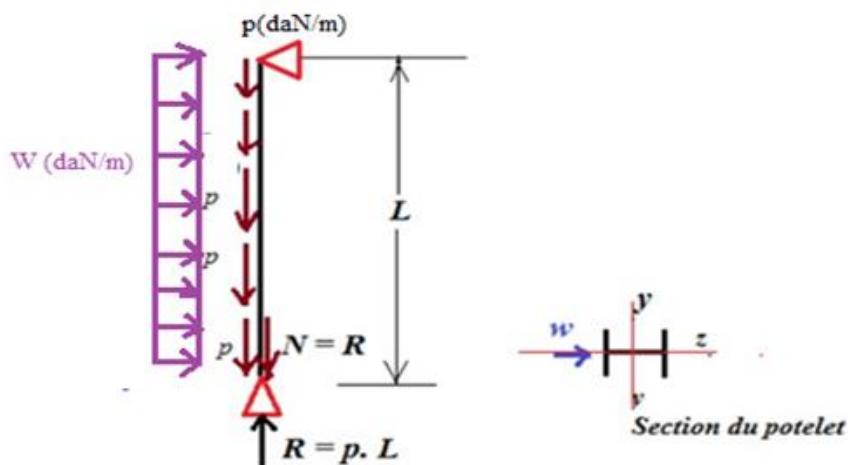
En tête, ils transfèrent les efforts horizontaux à la structure verticale du bâtiment, équipée d'un système de contreventement horizontal.

En pied, ils transmettent les efforts horizontaux et verticaux à la semelle de fondation puis au sol.

Un potelet peut être soumis à des forces de vent «  $w$  » **aussi bien vers l'intérieur** de la construction sous l'effet des surpressions, **qu'à l'extérieur** sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, elle résulte de son propre poids, du poids du bardage et de celui des lisses qui y sont fixées.

Par conséquent, le potelet risque de :

- **Fléchir** de manière significative sous les pressions  $W$  dues au vent,
- **Flamber** s'il présente un grand élancement,
- **Se déverser** sous les dépressions générées par le vent.



**Fig. 5.4** : Schéma du calcul statique d'un potelet

**V-4-2 : Recommandations de bonne conception** : Si l'entraxe des poteaux principaux est  $\leq 5,00$  m (et peut exceptionnellement atteindre 6,00 m), il n'est **pas nécessaire** d'ajouter des potelets : des barres lisses de bardage suffisent alors à résister de façon économique à ces portées (**Référence** : cours de l'université de Biskra, par M. M. Bitam).

**V-4-3 Notre conception :** Un potelet est un élément vertical bi-articulé en acier S235, de section IPE, orienté de manière à ce que sa grande inertie  $I_y$  minimise les effets de la flexion induite par le vent, ce qui positionne ses ailes parallèlement au plan de la façade. Il est soumis à des sollicitations combinées, notamment une flexion générée par l'action du vent, des efforts normaux de compression dus au poids de la façade (incluant bardage et lisses), ainsi que son propre poids. Ainsi, le potelet est une barre soumise à une flexion composée avec un effort axial de compression, pouvant donc présenter des risques d'instabilité par flambement et/ou déversement.

#### **V-4-4 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :**

1) Charges permanentes : Elle est verticale donnant des efforts normaux de compression.

- Bardage : ..... 14.68 kg/m<sup>2</sup> (14.68\*3\*9.18) = 808.57 kg

- Poids propre des lisses :( UPN 180)..... 22 kg/ml (22\*5\*) = 110 kg

- Poids propre du potelet : (IPE 240 ).....30.7 kg/ml \*19.15 = 587.90kg

$$N = qy = (808.57 + 110 + 587.9) = 1506.48 \text{ daN}$$

2) Charges variable due au vent : Elle est horizontale suivant le plan de l'âme.

D'après notre étude au vent, on retient la valeur maximale suivante de la pression du vent :

$$Vn = 54 .93 \text{ daN/m}^2$$

$$Vn (\text{daN/m}) = qz = 54 .93 * 5m = 274.65 \text{ daN/ ml}$$

Où 5 m représente l'espacement des potelets.

#### **V-4-5 Dimensionnement d'un potelet sous la condition d'ELS de flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous le vent non pondéré :  $Vn= 274.65 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Vn \times l^4}{E \cdot I_y} \geq \frac{1000}{384} \times \frac{Vn}{E}$$

$$L= 19.15 \text{ m} : \text{longueur du potelet} ; \text{alors} : I_y \geq \frac{1000 \times 274.65 \times 10^{-2} \times 1915^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 23918.59 \text{ cm}^4$$

Le calcul du moment d'inertie a démontré que l'IPE 240 n'est pas suffisant, nous retiendrons donc l'**IPE 400**.

Poids propre du potelet : (IPE 400 ).....66.33 kg/ml \*19.15 = 1270.22 kg

$$N = qy = (808.57 + 110 + 1270.22) = 2189 \text{ daN}$$

#### **V-4-6 Calcul des sollicitations maximales :**

Calcul des sollicitations maximums à L'ELU :

$$\text{Moment maximum} : M_{y, \text{sd}} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1.5 q z * 19.15^2}{8} = 18885 \text{ daN.m}$$

$$\text{Effort tranchant maximum : } V_z = \frac{q l}{2} = \frac{1.5 * q z * 19.15}{2} = 3944.66 \text{ daN}$$

Vérification de l'ELU de Résistance au cisaillement:

$$\text{Plan (x,z) : } V_z \cdot s_d \leq V_{plz,Rd} \text{ avec } V_z \cdot s_d = 3945 \text{ daN ; } V_{plz,Rd} = \frac{Avz(fy/\sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

Pour le IPE 400: ( $Avz$ ) est l'aire de cisaillement ;  $Avz \approx 1.04h * tw = 1.04 * 40 * 0.6 = 24.96 \text{ cm}^2$ .

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{Avz(fy/\sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{24.96(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 30786 \text{ daN}$$

$V_z \cdot s_d = 3945 \text{ daN} \leq V_{pl,z,Rd} = 30786 \text{ daN} \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$

#### V-4-8 Vérification de l'ELU de résistance à la flexion composée uni-axiale :

Condition : Le DTR CCM97 nous donne 2 formules ; Formule (5.35) et Formule (5.36).

- **Formule (5.35)** :

$$\left( \frac{My}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{Mz}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

- ❖  **$\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes.** On peut prendre :  $\alpha = 1$  et  $\beta = 1$ , mais pour plus de précision, le règlement donne d'autres valeurs à ces coefficients selon le type de profil.

Pour un profilé laminé en I :  **$\alpha = 2$  et  $\beta = 5n$  avec  $\beta \geq 1$**  ;

$$\text{Avec : } n = \frac{N}{N_{pl,Rd}} = \frac{N}{A \times fy / \gamma M_0} ;$$

- ❖  **$M_{Ny,Rd}$**  : Moment de résistance plastique correspondant à la flexion par rapport à l'axe **y**, il est réduit par la présence d'un effort axial N.

$$\text{Si } N \neq 0, \text{ alors : } M_{Ny,Rd} = \min \{ M_{pl,y} = W_{pl,y} \times fy / \gamma M_0 \text{ et } M_{pl,y} \times \frac{(1-n)}{(1-0.5 \times a)} \}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N}{A \times fy / \gamma M_0}$$

$$a = \min \left( \frac{Aw}{A} ; 0.5 \right)$$

Aw : aire de l'âme ; Aw = A - 2 \* A\_aile

$$N_{pl,Rd} = A \times fy / \gamma M_0 = 84.5 \times 10^2 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 1805.227$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 2188.7 = 2954.86 \text{ daN} = 29.54 \text{ KN}$$

$$n = \frac{29.54}{1805.227} = 0.002 \quad \beta = 1$$

$$a = \min \left( \frac{Aw}{A} ; 0.5 \right) ; a = 0.43$$

$$A = 84.5 \text{ cm}^2 ; Aw = 84.5 - 2 * 18 * 1.35 = 35.9 \text{ cm}^2$$

$$M_{N,Rd} = \min \{ M_{pl,y} = W_{pl,y} * fy / \gamma M_0 \text{ et } M_{pl,y} \frac{(1-n)}{(1-0.5 \times a)} \} = \min \{ \frac{1307.12 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} ; \frac{(1-0.002)}{(1-0.5 \times 0.43)} \} = \min \{ 279.24 ; 127.13 \} ; M_{N,Rd} = 127130 \text{ daN.m}$$

Vérification :  $(\frac{18885.06}{127130})^2 = 0.20 < 1 \dots \dots \text{Condition est vérifiée}$

#### V-4-9 Vérification de l'ELU de stabilité au flambement et au déversement :

- a) Formule de la condition : On doit vérifier une seule condition de stabilité qui rassemble le flambement avec le déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

(Référence : Article 5.5.4, formule (5.52) des règles CCM97)

Où :  $M_z = 0$

- b) Détermination des paramètres de calcul :

❖ Le moment critique par rapport à l'axe y :  $M_{cr,y} = C_1 \times \pi^2 \times \frac{E \cdot I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_y}}$

- Le coefficient  $C_1$  :  $C_1 = 1.132$  (D'après le tableau B 1.2 page 144 de CCM 97).

- Le module  $G$  :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 81000 \text{ MPa}$

$$M_{cr,y} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{2.1 \times 10^6 \cdot 23128.4}{1915^2} \sqrt{\frac{2.26 \times 10^5}{23128.4} + \frac{1915^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 19}{\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^6 \cdot 23128.4}} = 5091645 \text{ daN.m} \approx 5092 \text{ kN.m}$$

$C_1 = 1.132$  (D'après le tableau B 1.2 page 144 de CCM 97)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$\lambda_1 = 93.9 * \varepsilon ; \lambda_{LT} = \frac{\sqrt{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}}{M_{cr}} = 532.07$$

❖ L'élancement de déversement est :  $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = 532$  ;  $\lambda_{LT} = 532$

❖ L'élancement réduit de déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$  :  $\bar{\lambda}_{LT} = [\lambda_{LT}/\lambda_1] \cdot \sqrt{\beta_w} = [532/93.9] \cdot \sqrt{1} = 5.66$  ;

$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9$  ;  $\beta_w = 1$  pour une section de classe 2 ou 1 ; alors :  $\bar{\lambda}_{LT} = 5.66$

- c) Interprétation des résultats : L'élancement  $\lambda_{LT}$  dépasse de loin la limite recommandée par les experts **de 150 !** Aussi, l'élancement réduit de déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$  dépasse de loin la valeur limite donnée dans les règles CCM97 : la limite **3.0** ; à voir le tableau 55.2 et la figure 55.1 de cette réglementation. Pour  $\bar{\lambda}_{LT} = 3.0$ , le coefficient  $\chi_{LT}$  de réduction du moment de résistance  $M_{LT,Rd}$ , prend une valeur proche de **0.10** soit une diminution très importante de  $M_{LT,Rd}$  d'environ **90% !!**

Ceci qui indique que nos poteaux sont longs, et que leur sections sont assez faible pour perdre leur stabilité par flambement.

Dans un bon dimensionnement, on cherche généralement à respecter la recommandation suivante :  $\bar{\lambda}_{LT} < 1.5$ . L'idéal est de choisir un poteau avec un  $\bar{\lambda}_{LT}$  compris dans l'intervalle suivant : [0,2 et 1,0] selon le type d'acier et l'importance de l'élément.

**d) Par rapport à l'axe de faible inertie z :** On retrouve le même problème de l'élancement trop grand, donc un moment de résistance trop faible.

$$M_{Cr,z} = C1 \times \pi^2 \times \frac{E \cdot Iz}{L^2} \sqrt{\frac{Iw}{Iz} + \frac{L^2 \times G \times It}{\pi^2 E \cdot Iz}}$$

$$M_{Cr,Z} = 1.132 \times \pi^2 \times \frac{2.1 \times 10^6 \cdot 706}{1915^2} \sqrt{\frac{2.26 \times 10^5}{706} + \frac{1915^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 19}{\pi^2 \cdot 2.1 \times 10^6 \cdot 706}} = 889654 \text{ daN.m}$$

$$\lambda_1 = 93.9 * \varepsilon ; \lambda_{LT} = \frac{\sqrt{\pi^2 * E * W_{pl,y}}}{M_{cr}} = 533.4$$

L'élancement réduit :  $\bar{\lambda}_{LT} = [\lambda_{LT}/\lambda_1] \cdot \sqrt{B_w} = 5.68 > \text{valeur limite} = 1.5 \text{ à } 3.0$

C'est une valeur très élevée, ce qui indique que notre poteau risque un flambement dans le plan (x,y) de faible inertie, donc par rapport à (z).

**e) Solution proposée pour les poteaux principaux :**

On va diviser chaque poteau en 3 parties de longueurs égales ;  $L=19,153/3 \approx 6,38 \text{ m}$

Calcul de l'élancement réduit après division :  $\bar{\lambda}_{LT, new} = \bar{\lambda}_{LT} \times L$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{5,66 \times 6,38}{19,15} \approx 1,89$$

**f) Interprétation et recommandations :** La nouvelle valeur obtenue  $\bar{\lambda}_{LT, new} = 1,89$  est inférieure à la limite recommandée de 3 selon le CCM97, ce qui la rend acceptable pour la stabilité des poteaux principaux.

Pour assurer une stabilité optimale, il est recommandé de :

- Soit d'augmenter le rayon de giration de la section (choix d'un profilé plus rigide) ;
- Soit d'utiliser un acier avec une limite d'élasticité plus élevée ;
- Soit d'ajouter des renforcements latéraux supplémentaires.

**Par rapport à l'axe y :**  $\lambda_{LT} = \frac{5,66 \times 6,38}{19,15} \approx 1,88$  ; il lui correspond :  $X_{LT} = 0.24$

**Par rapport à l'axe z :**  $\lambda_{LT} = \frac{5,33 \times 6,38}{19,15} \approx 1,77$  ; il lui correspond :  $X_{LT} = 0.27$

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

Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$ :

$$\text{Plan (y; y)} : \lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} = \frac{638}{16.55} = 38.54 ; \text{ alors} : \bar{\lambda}_y = 0.41$$

$$\text{Plan (z - z)} : \lambda_z = \frac{l_{cr}}{i_z} = \frac{200}{3.95} = 50.63 ; \text{ alors} : \bar{\lambda}_z = 0.53$$

$$\lambda_z = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0.53$$

**Calcul des coefficients de réduction  $X_y$  et  $X_z$ :** D'après le tableau 5.5.3 de CCM97:  $\alpha_y = 0.21$

$$\text{Alors : } \phi_y = 0.60 ; X_y = \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 + \lambda y})} = \frac{1}{0.60 + \sqrt{0.60^2 + 0.41}} \approx 1 ; \text{ qui vérifie la condition } X_y \leq 1$$

$\alpha_z = 0.34$  ; Alors :  $\phi_z = 0.67$

$$X_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 + \lambda z^2})} \text{ avec : } X_z \leq 1$$

$$X_z = \frac{1}{0.67 + \sqrt{0.67^2 + 0.53}} \approx 1$$

$$X_{min} = \min(X_z \text{ et } X_y) = 1$$

- **Calcul de coefficient  $K_{LT}$  :**  $K_{LT} = \min(1 ; 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_{z \times A} \times f_y}) = 0.99$

$$\mu_{LT} = \min(0.9 ; 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot B_{MLT} - 0.15) = 0.04$$

$B_{MLT}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.  $B_{MLT} = 1.3$

- **Calcul de coefficient  $K_z$  :**  $K_z = \min(1.5 ; 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_{z \times A} \times f_y})$ . Ce calcul est inutile puisqu'il n'y a pas de flexion par rapport à l'axe z ;  $M_z = 0$  !
- $K_z = 1$  ;  $\mu_z = \min(0.9 ; \bar{\lambda}_z (2.B_m z - 4)) = -2.62$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

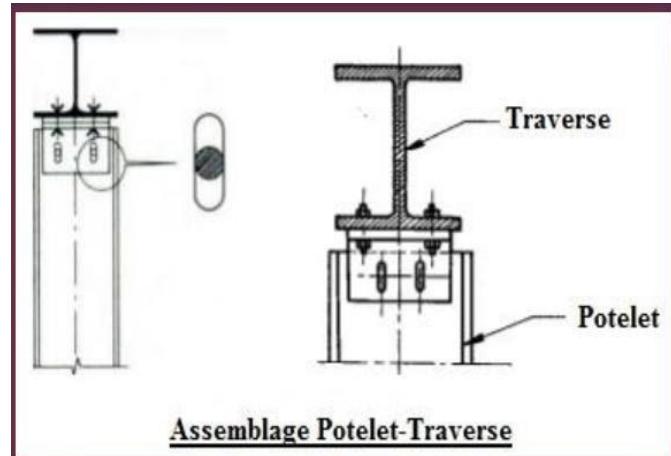
$$\frac{2954}{1 \times 84.50 \times \frac{2350}{1.1}} + \frac{0.99 \times 18885.06}{0.24 \times 1307.1 \times 2350 / 1.1} \frac{1 \times 135452.45}{229 \times 2350 / 1.1} = 0.34 < 1 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**Remarque :** Étant donné que la longueur du poteau a été divisée en trois segments, ce qui a permis de réduire considérablement l'élancement réduit  $\lambda$ , il devient alors possible d'optimiser la section du poteau en réduisant ses dimensions, tout en respectant les critères de stabilité imposés par le règlement.

**V-4-10 Conclusion :** Les potelets seront des profilés IPE 400 en acier S235

**V-4-11 Détail constructif de montage et des assemblages :**

Figure 5.5 : Assemblage potelet-traverse



**Chapitre VI : Analyse statique des portiques de l'ossature principale**

## Chapitre VI : Analyse statique des portiques de l'ossature principale

### VI .1 Introduction

Dans cette partie de l'étude, nous allons procéder à l'analyse statique du comportement de la structure principale du bâtiment, dans le but de déterminer les effets des différentes actions (permanentes, d'exploitation et climatiques) sur ses éléments porteurs, et de vérifier sa capacité à les supporter conformément aux règles techniques.

L'analyse portera principalement sur les **4 portiques principaux** qui constituent l'ossature porteuse essentielle assurant à la fois la transmission des charges venant de la toiture et des façades, mais assurant aussi la transmission des forces horizontales du vent et des séismes vers les fondations.

Notre ossature se compose de :

**Quatre poteaux principaux** de type PRS, d'une hauteur de **19.15 mètres**.

**Quatre poutres horizontales** de type PRS, reliant les poteaux, chacune ayant une portée de **28.28 mètres**.

Les différentes charges (poids propres, charges d'exploitation, actions du vent et de la neige...) seront réparties sur ces 4 portiques, le comportement statique de ces systèmes porteurs sera analysé à l'aide d'une méthode analytique et une méthode assistée par ordinateur, pour cette dernière analyse nous utilisons le logiciel Robot.

Les objectifs de cette analyse sont :

- de calculer les efforts internes (N, M, V) dans les éléments poutres et poteaux,
- de calculer les déplacements dans les poutres (les flèches) et en têtes de poteaux,
- de vérifier les exigences fondamentales de sécurité (les ELU de résistance des sections et de stabilité des éléments) et les exigences d'aptitude de service (les ELS).

**VI . 2 Distribution et application des charges** : Pour l'analyse statique du portique, il est essentiel de bien répartir et appliquer les différentes charges sur les éléments structurels. Les charges provenant de la couverture, de la coupole, des arcs, ainsi que des poutres principales et secondaires, sont réparties selon leur position et leur fonction dans la structure.

Chaque charge est ensuite transférée aux éléments porteurs appropriés (poteaux et poutres), en tenant compte des longueurs, surfaces, et caractéristiques des sections.

Ce tableau présente une synthèse des longueurs, poids unitaires, quantités, et poids totaux des différents éléments structurels afin de faciliter le calcul des charges descendantes.

Élément	Calcul	Résultat (Kg)
Couverture	$14.5 \times \pi \times 20^2$	18221.23
Poutre circulaire (Coupole)	$124.8 \times \pi \times 5^2$	9801 .76
Arcs	$124.8 \times 4 \times 12.88$	6429 .69
Lier vertical poutre-poteau	$18.8 \times 5 \times 24$	2256
Poutre secondaire	$0.04 \times 7850 \times 4$	1256
<b><u>Pannes</u></b>		
longueur 9,14 m (3 pièces)	$9,14 \times 46,2 \times 3$	1266,44
longueur 10 m (3 pièces)		
longueur 9,14 m (3 pièces)	$10 \times 46,2 \times 3$	1386
longueur 10 m (4 pièces)	$9,14 \times 46,2 \times 3$	1266,44
longueur 10 m (4 pièces)		
longueur 9,14 m (3 pièces)	$10 \times 46,2 \times 4$	1848
longueur 10 m (3 pièces)	$10 \times 46,2 \times 4$	1848
longueur 9,14 m (3 pièces)		
longueur 4,46 m (4 pièces)	$9,14 \times 46,2 \times 3$	1266,44
longueur 16 m (8 pièces)	$10 \times 46,2 \times 3$ $9,14 \times 46,2 \times 3$ $4,46 \times 46,2 \times 4$ $16 \times 46,2 \times 8$	1386 1266,44 824,2 5913.6

**Le poids total des éléments : 52150.8 Kg = 521.51 kN**

Étant donné que la toiture du bâtiment est de type métallique, composée de pannes, d'une couverture en bac acier, et d'une coupole, une charge permanente surfacique de **0.41 kN/m<sup>2</sup>** a été adoptée. Cette valeur a été déterminée à partir du poids total de la toiture estimé à **52150 .8 kg**, réparti sur la surface couverte de **1256.64 m<sup>2</sup>**.

Élément	Charge (daN/m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	Poids (KN)
Neige	57	16.48	9.39KN
Vent	46.83	16.48	7.886
<b>Total</b>	—	—	<b>17.27kN</b>

**Poids propre de la poutre principale :**  $0.04 \times 7850 \times 4 = 1256 \text{ Kg}$

### Charges supportées par une seule poutre principale

Type de charge	Valeur (daN)
Charge de neige	$\approx 234.75 \text{ daN}$
Charge de vent	$\approx 197.15 \text{ daN}$
Poids propre des éléments	$\approx 13037.7 / 28.28 = 461.02 \text{ daN}$

### VI.3 Le Calcul analytique d'un portique bidimensionnel (Un calcul manuel)

1) **Référence** : Document C2-060 des éditions « Technique de l'ingénieur », titre : Formulaire de Résistance des Matériaux, auteurs : Jean Courbon et Jean-N. Theillout.

2) **Configuration du portique** ; fig. VI.1 :

- Une travée,
- Un niveau,
- 2 poteaux identiques,
- Poteaux à section constante, donc le moment d'inertie  $I_1$  est constant,
- Poutre à section constante, donc le moment d'inertie  $I_2$  est constant,
- Les nœuds sont rigides,
- Les pieds de poteaux (appuis) sont encastrés.

3) **Charges appliquées** ; voir les figures VI.2 et VI.3 pour les formules de calcul des réactions d'appuis et des moments fléchissants aux nœuds et appuis.

**3.1 Charge permanente G** = poids propre + forces  $F_{i,G}$  concentrées venant de la toiture par l'intermédiaire des pannes.

Mais, pour les portiques // aux pannes,  $F_{i,G} = 0$ ,  $G$  = poids propre (c'est tout).

On peut remplacer les  $F_{i,G}$  par une charge uniformément répartie équivalente  $g$   
 $g$  (daN/m) = somme des forces  $F_{i,G} / L$  ;  $L = 28.28 \text{ m}$

**3.2 Charge d'exploitation Q** (ou de neige S) : forces  $F_{i,Q}$  concentrées venant des pannes.

Mais, pour les portiques // aux pannes,  $F_{i,Q} = 0$ . On peut remplacer les  $F_{i,Q}$  par une charge uniformément répartie équivalente  $q$

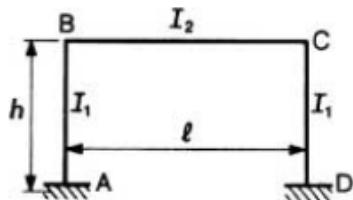
$q$  (daN/m) = somme des forces  $F_{i,Q} / L$

**3.3 Charges verticales du vent W sur la poutre** : Ce sont des forces  $F_{i,W}$  concentrées venant des pannes. Mais, pour les portiques // aux pannes,  $F_{i,W} = 0$ . On peut remplacer les  $F_{i,W}$  par une charge uniformément répartie équivalente  $w$

$w$  (daN/m) = somme des forces  $F_{i,w} / L$

Note : On distingue le vent descendant (dirigé vers le bas) W+ et le vent ascendant (dirigé vers la haut) W-

### 3.4 Force horizontale du vent $F_w$ venant du système de contreventement CVH ; figure VI.3



Valeurs fixes :

$$K = \frac{\text{raideur traverse}}{\text{raideur poteau}} = \frac{I_2}{\ell} \times \frac{h}{I_1}$$

$$N_1 = K + 2$$

$$N_2 = 6K + 1$$

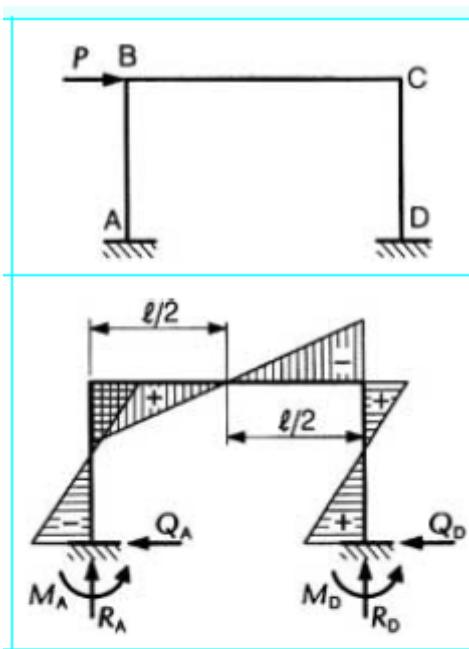
**Fig. VI.1** Portique avec 2 appuis encastrés

#### Cas de charge verticale uniforme ; fig. 2 :

<b>Cas de charge</b> 	
<b>Diagramme des moments</b>	
<b>Réactions et moments sur appuis</b>	$R_A = R_D = \frac{1}{2} p\ell$ $Q = \frac{p\ell^2}{4N_1 h}$ $M_A = M_D = \frac{p\ell^2}{12N_1}$
	$M_A = M_D = \alpha \frac{p\ell^2}{8}$ $M_B = M_C = -\beta \frac{p\ell^2}{8}$ $\alpha = \frac{2}{3(K+2)} \quad \beta = \frac{4}{3(K+2)}$

**Fig. VI.2** Valeurs des réactions d'appuis et moments de flexion aux nœuds sous une charge verticale uniforme

**3.5 Cas de force horizontale concentrée ; fig. VI.3 :**



$$R_A = - R_D = - \frac{3PhK}{N_2 \ell}$$

$$Q_A = Q_D = \frac{1}{2} P$$

$$M_A = - M_D = - Ph \frac{3K + 1}{2N_2}$$

$$M_A = - M_D = - \alpha Ph$$

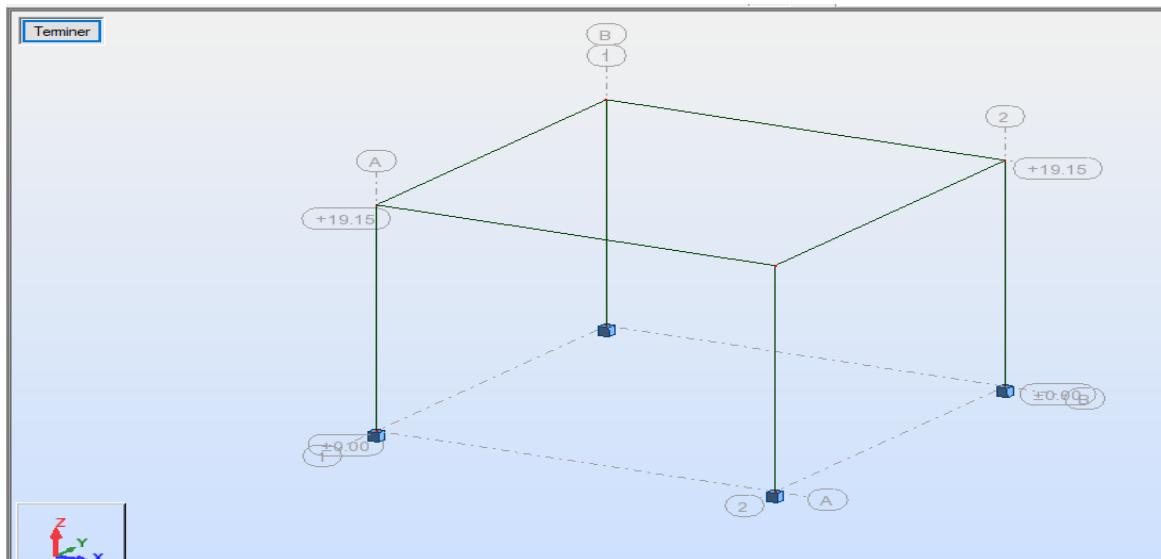
$$M_B = - M_C = \beta Ph$$

$$\alpha = \frac{3K + 1}{2N_2} \quad \beta = \frac{3K}{2N_2}$$

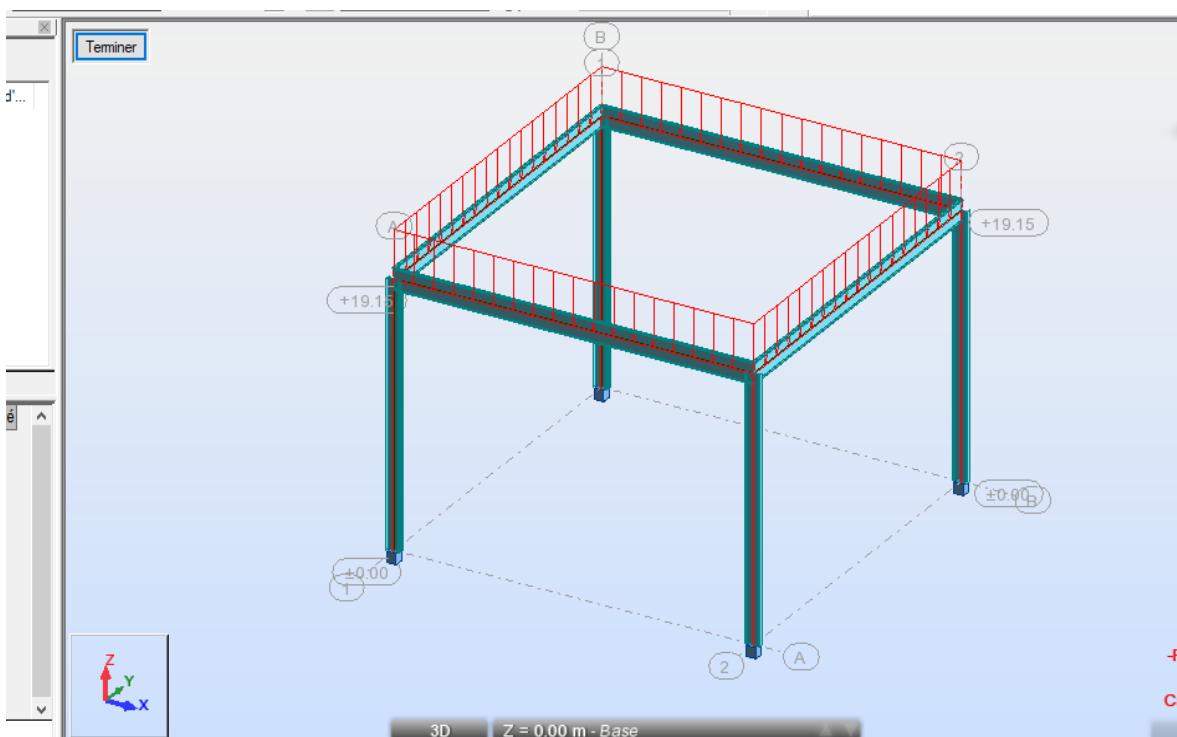
**Fig. VI.3** Valeurs des réactions d'appuis et moments de flexion aux nœuds sous une force horizontale concentrée

## **VI . 4 Calcul numérique à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis**

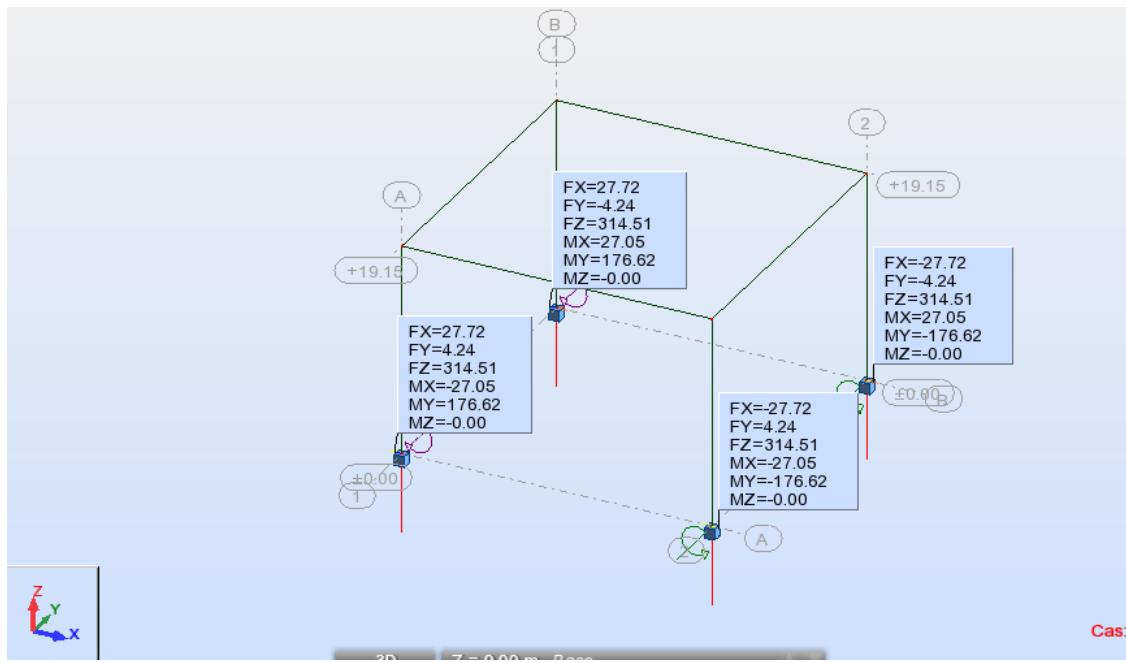
### **Étude statique d'une ossature spatiale :**



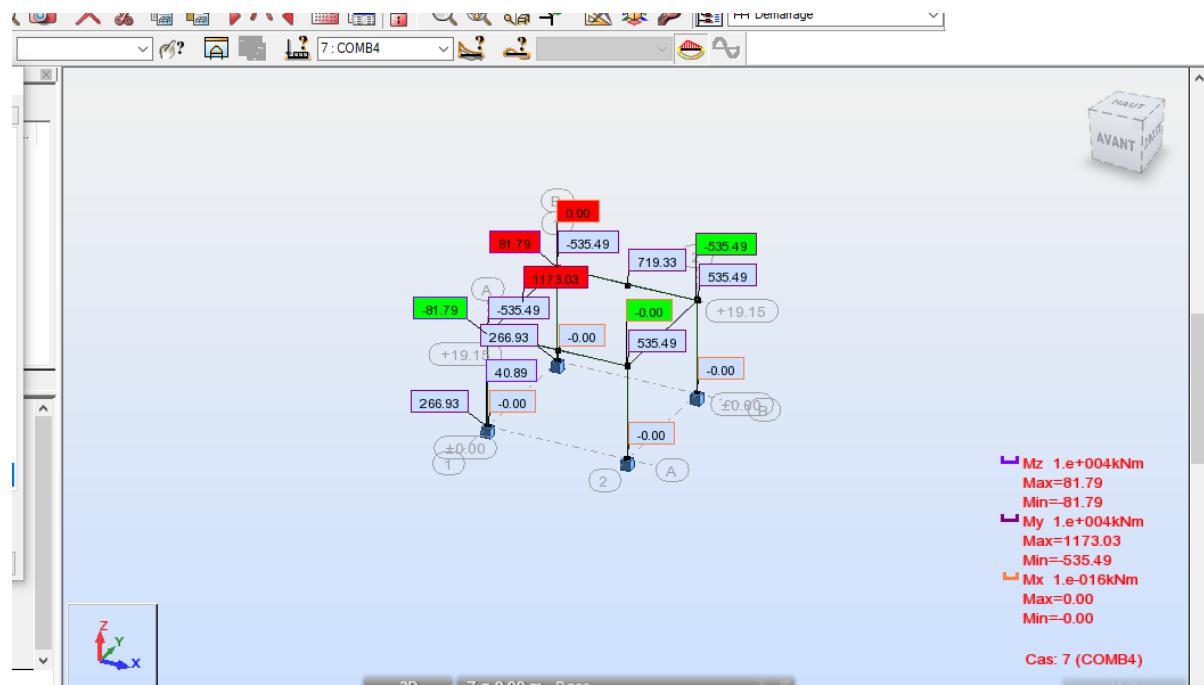
Application des charges dans Robot Structural Analysis



❖ Réactions et moments selon les axes X, Y et Z



❖ **Calcul des moments fléchissants selon les axes Mx My Mz à l'aide de comb 4**



**VI .5 Conclusion de l'analyse statique :** À l'issue de l'analyse statique du portique spatial, une comparaison a été effectuée entre les résultats obtenus manuellement et ceux issus du logiciel **Robot Structural Analysis**. Il en ressort que les **valeurs des moments fléchissants, des efforts tranchants ainsi que des réactions aux appuis** sont très proches, ce qui confirme la validité des hypothèses adoptées et la fiabilité du modèle numérique utilisé.

Cette cohérence entre les deux méthodes renforce la confiance dans la conception structurelle et permet de poursuivre les étapes de dimensionnement avec assurance.

**Chapitre VII : Vérification des porteurs principaux  
Traverses et Poteaux**

## **Chapitre VII : Vérifications des porteurs principaux : Traverses et Poteaux**

### **VII .1 Introduction**

Ce chapitre vise à vérifier la résistance des éléments porteurs principaux de la structure, notamment les **poutres** et les **poteaux**, sous l'effet des sollicitations obtenues lors de l'analyse statique effectuée dans le chapitre précédent.

Les efforts internes maximaux (moments fléchissants  $M_{Sd}$ , efforts tranchants  $V_{Sd}$ , efforts normaux  $N_{Sd}$ ) seront comparés aux capacités de résistance des profils sélectionnés ( $M_{Rd}$ ,  $V_{Rd}$ ,  $N_{Rd}$ ), conformément aux règles techniques en vigueur « CCM97 » ou leur règles européennes équivalentes « Eurocode 3 ». En cas de besoin, pour les situations d'actions accidentelles des séismes, on ajoutera la référence aux règles RPA 2003.

Cette étape est cruciale pour garantir la **sécurité**, la **stabilité**, ainsi que la **rigidité** de l'ossature métallique et de ses éléments pour ce projet.

### **VII.2 Etude des Poutres principales « Traverses » :**

Dans ce projet, une **poutre principale de type PRS (Profil Reconstitué Soudé)** a été adoptée comme élément horizontal porteur.

Cette poutre possède une longueur totale de **28,28 mètres**, et joue un rôle fondamental dans la structure, en supportant les charges dues à son propre poids, au poids de la toiture métallique, ainsi qu'aux charges climatiques telles que la neige et le vent.

Étant donné sa grande portée, cette poutre est soumise à d'importants moments fléchissants et efforts tranchants, ce qui nécessite une vérification rigoureuse de son profil afin de s'assurer de sa capacité à résister aux efforts internes générés.

#### **VII.2.1. Vérification de la résistance de la poutre principale (PRS)**

Le profilé utilisé pour les poutres est de type PRS avec les caractéristiques suivantes :

Hauteur totale  $h=1440$  mm

Largeur des ailes  $b=500$  mm

Épaisseur des ailes  $t_f=20$  mm

Épaisseur de l'âme  $t_w=20$  mm

Pour vérifier la résistance de ce profilé, nous avons calculé le moment plastique de résistance  $M_{Rd}$  en tenant compte des propriétés géométriques et mécaniques du matériau (acier S235 avec  $f_y=235\text{MPa}$ ) et du coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{M0}=1.1$ .

Propriétés géométriques de la section droite :

Moment d'inertie autour de l'axe y :  $I_y = 0.015055 \text{ m}^4$

Distance du centre à la fibre extrême :  $z_{\max} = h/2 = 720\text{mm} = 0.72 \text{ m}$

Module de résistance élastique :  $W_{el,y} = \frac{I_y}{(h/2)} = 0.0209 \text{ m}^3$

Module de résistance plastique :  $W_{pl,y} = 0.5 S_{y,(A/2)} = 0.023 \text{ m}^3$

$S_{y,(A/2)}$  : moment statique de la demie surface située au-dessus de l'axe y, par rapport à ce axe central.

Calcul du moment plastique de résistance :  $M_{pl,Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 10^6 \times 0.023}{1.1} = 5405 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Comparaison avec le moment maximal appliqué :  $M_{Ed} = 1726 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{Rd} = 5405 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Ainsi, la poutre PRS choisie possède une résistance suffisante pour supporter les moments de flexion appliqués dans le cadre de l'analyse statique

### VII.2.2 Vérification de la résistance au cisaillement de la poutre principale (PRS)

Après avoir vérifié la résistance au moment fléchissant, il est essentiel de s'assurer que la poutre PRS choisie résiste également aux efforts de cisaillement.

Les données géométriques et mécaniques du profilé sont les suivantes :

Épaisseur de l'âme  $t_w = 20 \text{ mm}$

Hauteur utile de l'âme  $h = 1440\text{mm}$  (hauteur totale moins deux fois l'épaisseur des ailes)

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

Coefficients partiels de sécurité :  $\gamma_{M0} = 1.1$  ;  $\gamma_{M1} = 1.1$

La résistance de cisaillement est calculée selon la formule :  $V_{Rd} = \frac{f_y \times Av}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{f_y \times t_w \times (h - t_f)}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$  ;

Av est l'aire de cisaillement. Pour un PRS en I :  $Av = t_w \times (h - t_f)$

En substituant les valeurs, on obtient :  $V_{Rd} = \frac{235 \times 10^6 \times 0.2 \times 1.44}{1.1 \times \sqrt{3}} = 3798 \text{ kN}$

L'effort tranchant maximal dans la poutre est  $V_{Ed} = 394 \text{ kN}$ .

La vérification exige que :  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$  ce qui confirme que la poutre PRS est bien dimensionnée pour résister aux efforts de cisaillement.

## VII .3 Poteaux

### Introduction à la vérification du poteau principal

Dans cette section, nous nous intéressons au **poteau principal** de la structure, dont la hauteur atteint **19,15 m** entre l'encastrement à la base et l'articulation en tête. Un tel développement rend ce poteau incontournable pour la transmission des efforts du portique vers les fondations.

Nous procéderons à la vérification manuelle du profilé **PRS** dont les dimensions ont été préalablement définies : hauteur de 1000 mm, largeur d'aile de 500 mm, épaisseur des ailes et de l'âme de 20 mm. À travers le calcul du **moment fléchissant** et de **l'effort tranchant** issus de l'analyse statique, nous établirons la correspondance entre l'envergure remarquable de ce poteau et la capacité de sa section métallique à résister aux sollicitations internes les plus sévères.

Cette démarche permet non seulement de confirmer la conformité du design aux exigences structurelles, mais aussi d'assurer la pérennité et la stabilité du bâtiment face aux charges verticales et aux actions latérales, telles que la pression du vent.

#### VII .3.1 Vérification de la résistance au moment fléchissant du poteau principal

Données du poteau :

Section PRS 1000×500×20×20 (hauteur de 1000 mm, largeur d'aile de 500 mm, épaisseur d'âme et d'aile de 20 mm)

Acier S235 :  $f_y=235$

Coefficient partiel de sécurité :  $\gamma_{M0}=1,1$

Moment de sollicitation extrait de l'analyse statique :  $M_{Ed}= 251,8 \text{ kN.m}$

Calcul du moment plastique de résistance :

Estimation du module plastique de section  $W_{pl,y}$  (approximation pour un profil) :

$$W_{pl,y} \approx \frac{b \times h^2}{4} = \frac{500 \times (1000)^2}{4} = 125 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Calcul du moment résistant } M_{Rd} : M_{Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125 \times 10^6 \times 235}{1.1} \approx 2670 \text{ kN.m}$$

Conclusion : Puisque  $M_{Ed}=251,8 \text{ kN.m} < M_{Rd}=2670 \text{ kN.m}$

le poteau PRS 1000×500×20×20 est parfaitement dimensionné pour résister au moment fléchissant imposé.

### VII .3.2 Vérification de la résistance au cisaillement du poteau principal

Effort tranchant extrait de l'analyse statique :  $V_{Ed}=52,6\text{kN}$

Calcul de la résistance au cisaillement :

$$\text{Formule : } V_{Rd} = \frac{Aw \times fy}{\gamma M_0 \sqrt{3}}$$

Avec :  $Aw = h \times tw = 1000 \text{ mm} \times 20 \text{ mm} = 20\,000 \text{ mm}^2$

Calcul :

$$V_{Rd} = \frac{20\,000 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} \approx 24\,670,02 \text{ N} \approx 2\,467 \text{ kN}$$

Conclusion : Puisque  $V_{Ed} = 52,6 \text{ kN} < V_{Rd} = 2\,467 \text{ kN}$

la section PRS  $1000 \times 500 \times 20 \times 20$  est largement vérifiée pour résister aux efforts de cisaillement.

### VII .4 Conclusion du chapitre VII

En conclusion, la section **PRS** choisie pour la poutre principale de 28,28 m de portée et pour le poteau principal de 19,15 m de hauteur a démontré une résistance largement satisfaisante aux sollicitations issues de l'analyse statique. Les moments fléchissants maximaux ( $M_{Ed}$ ) restent inférieurs aux moments plastiques de résistance ( $M_{Rd}$ ), et les efforts tranchants ( $V_{Ed}$ ) sont très loin des capacités de cisaillement ( $V_{Rd}$ ). Cette concordance entre les calculs manuels et les résultats obtenus par **Robot Structural Analysis** .

## Chapitre VIII : Étude des Assemblages

## Chapitre VIII : Étude des assemblages

**I. Introduction** : Dans le mémoire de master en génie civil, spécialité construction métallique réalisé par (Bensalah Hassen & Lahmer Islem, année 2016/2017 à l'université de Tlemcen), on peut lire le texte suivant : «Dans notre superstructure métallique à portique spatial, la conception et le calcul des assemblages revêtent une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments porteurs. En effet, les assemblages constituent le lien indispensable entre les pièces structurales et assurent la transmission et la répartition des sollicitations tant verticales qu'horizontales au sein de l'ossature. Toute défaillance d'un assemblage mettrait en péril la stabilité et la sécurité de l'ensemble du bâtiment.»

Dans ce chapitre, nous détaillerons le design de plusieurs types d'assemblages utilisés dans notre structure, puis nous présenterons les calculs de dimensionnement et la vérification de leur conformité aux exigences normatives.

**II. Classification des assemblages** : On distingue un type d'assemblage de continuité dans une même barre, et un autre type d'assemblage entre deux ou plusieurs barres différentes. Dans le premier type, on parle de raboutage ; c'est par exemple un raboutage poutre-poutre ou poteau-poteau.

Dans le deuxième type, la conception de l'assemblage est inévitable ; c'est le cas par exemples des liaisons poutre-poteau, des joints en pieds de poteaux, des nœuds articulés dans un système à treillis.

D'un point de vue de comportement mécanique, le règlement CCM 97 définit, dans sa section 6.4, deux classifications des assemblages du 2<sup>ème</sup> type :

➤une classification sur la base du critère de rigidité de la liaison. D'après l'article 6.4.2, on distingue 3 catégories :

- \* Assemblages de type articulé, caractérisés par la libre rotation dans un plan étudié, le moment de flexion transmis est nul ( $M = 0$ ).
- \* Assemblages rigides, caractérisés par la suppression de la rotation dans un plan étudié, le moment de flexion transmis est important ( $M \neq 0$ ).
- \* Assemblages rigides, caractérisés par un comportement mécanique intermédiaire entre les 2 catégories précédentes.

- une classification sur la base du critère de résistance de la liaison. D'après l'article 6.4.3 de CCM97, on distingue 3 catégories :
  - \* Assemblages de type articulé, caractérisés par la résistance aux efforts de toute direction, notamment les efforts normaux N et les efforts tranchants V, mais aucune résistance aux moments de flexion M,
  - \* Assemblages à résistance complète, caractérisés la résistance aux efforts normaux N, les efforts tranchants V, mais aussi la résistance aux moments de flexion M,
  - \* Assemblages à résistance partielle, caractérisés par un comportement mécanique intermédiaire entre les 2 catégories précédentes.

### **III. Les principaux procédés techniques d'assemblages :**

- Le boulonnage par boulons non précontraints, dits boulons ordinaires,
- Le boulonnage par boulons précontraints,
- Le soudage à l'arc électrique avec électrode enrobée.

### **IV. Les propriétés des boulons utilisées dans notre projet :**

Les principales propriétés de calcul des boulons ordinaires sont :

- diamètre nominale désigné par "d" ou par  $\Phi$
- surface de la section en partie lisse  $A = \pi * d^2 / 4$
- surface de la section en partie filetée  $A_s$
- classe de qualité de l'acier, et les valeurs correspondantes des contraintes **f<sub>yb</sub>** et **f<sub>ub</sub>**, respectivement limite d'élasticité et contrainte ultime de rupture.

**IV.1-Propriétés dimensionnelles** : Nous utilisons des boulons normalisés ISO, disponibles dans le marché national des produits de construction. En particulier, on adopte les valeurs du tableau 8.1 suivant :

#### **IV.2 Propriétés mécaniques des boulons :**

On choisit une nuance d'acier disponible sur le marché parmi les nuances normalisées données dans le tableau 8.2 suivant :

Tableau 8.1 : Propriétés dimensionnelles des boulons normalisés ISO

Diamètre nominal du boulon <i>d</i> (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Désignation du boulon	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
Section de la partie lisse <i>A</i> (mm <sup>2</sup> )	154	201	254	314	380	452	572	707
Section résistante de la partie filetée As (mm <sup>2</sup> )	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau 8.2 : Propriétés mécaniques des boulons normalisés ISO

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

Tableau 8.3 : Propriétés mécaniques des boulons normalisés de notre projet

Type d'attache	Classe de qualité	$f_{yb}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ub}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>Pour les éléments secondaires et nœuds des systèmes de contreventements</b>	4.6	240	400
	5.6	300	500
<b>Pour les éléments principaux</b>	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer les assemblages articulés des assemblages rigides :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre des moments de flexion et s'opposent aux rotations.

**Choix recommandés des boulons** : voir le tableau 8.4 suivant.

**Tableau 8.4 : Principales caractéristiques géométriques des boulons**

Désignation	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
do (mm)	15	18	20	22	24	26	30	33
A ( $\text{mm}^2$ )	154	201	254	314	380	452	375	707
As ( $\text{mm}^2$ )	115	157	192	245	303	353	459	561

Φ rondelle (mm)	27	30	34	36	40	44	50	52
Φ clé (mm)	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	5	6	7	8	10.4	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	50	60	70	80	120	>120	-	-

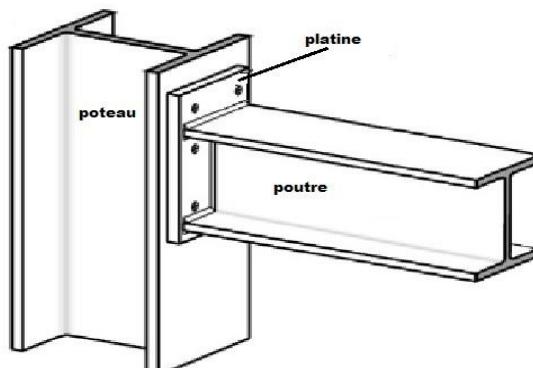
d : diamètre de la partie non filetée de la vis

do : diamètre nominal du trou

A : aire de section nominale du boulon,

As : aire de la section résistante de la partie filetée.

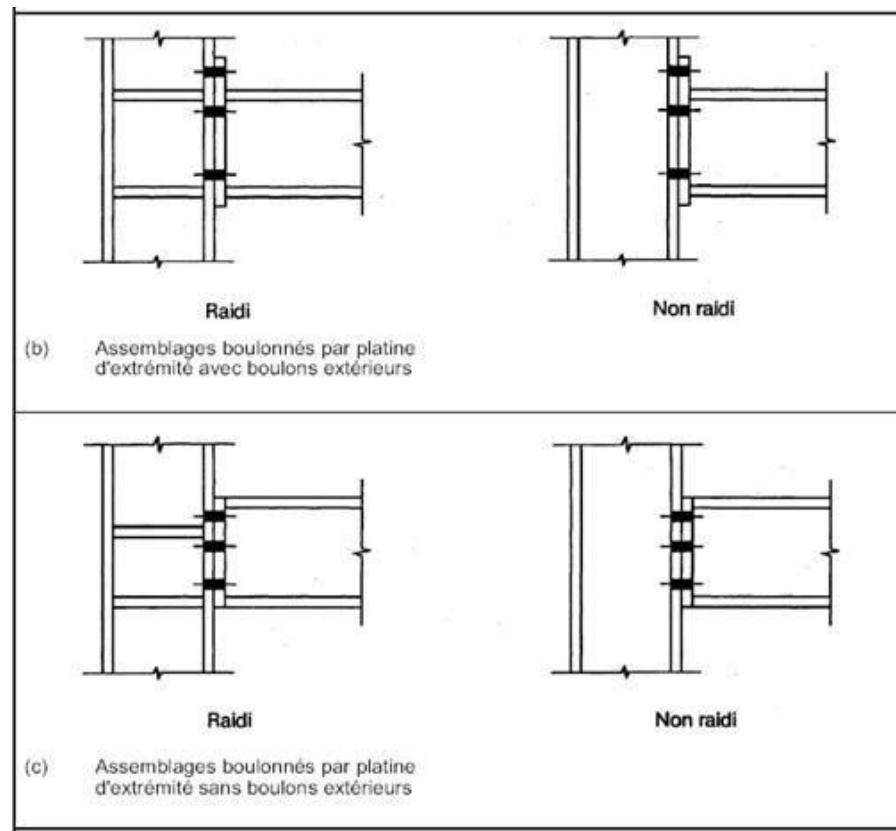
**V. Conception des assemblages poteau-poutre :** Pour les portiques transversaux les nœuds poutre-poteau sont rigides à résistance complète, les assemblages seront conçus comme la montre figure 8.1 suivante :



**Figure 8.1:** Notre conception des assemblages poteau-poutre

La liaison fait intervenir une plaque frontale soudée à la poutre, souvent appelée : platine d'extrémité. Celle-ci sera fixée à l'aile du poteau par boulonnage, on utilisera deux files verticales de boulons précontraints répartis en rangées horizontales, chaque rangée comporte 2 boulons répartis symétriquement. La figure 2 suivante reproduit la figure J.1.1 de l'annexe J de l'Eurocode 3 édition de l'année 1992. (Réf. [6,8,13]) Nous signalons les points suivants :

- Les assemblages peuvent être soudés, boulonnés par platine d'extrémité avec boulons extérieurs, ou boulonnés par platine d'extrémité sans boulons extérieurs.
- L'âme du poteau peut comporter soit :
  - des raidisseurs alignés sur les deux semelles de la poutre,
  - des raidisseurs alignés sur l'une des deux semelles de la poutre,
  - aucun raidisseur aligné sur les semelles de la poutre.
- L'âme du poteau peut être renforcée par :
  - des raidisseurs diagonaux,
  - une doublure d'âme ; voir la figure J.2.1. de l'Eurocode 3 édition 1992
- Dans les assemblages boulonnés, les semelles de poteau peuvent être renforcées à l'aide de contre-plaques.
- Un assemblage poutre-poteau est caractérisé par :
  - sa résistance au moment fléchissant,
  - sa rigidité en rotation,
  - sa capacité de rotation



**Figure 9.2 :** Assemblages poteau-poutre raidis et non raidis (source : figure J.1.1 de l'Eurocode 3 édition 1992)

## VI. Calcul des Assemblages poutre-poteau :

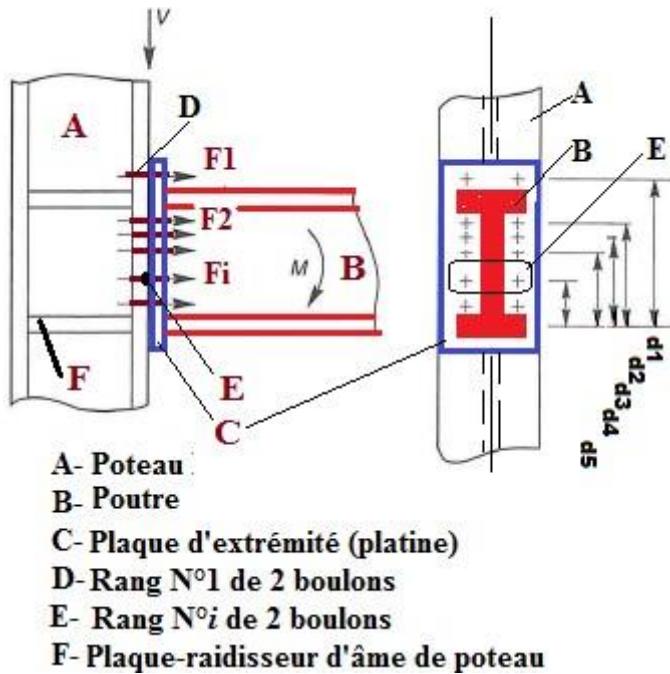
**a- Efforts sollicitant :** Nous consultons le rapport des résultats d'analyse statique des portiques transversaux, on rappelle que ce rapport a été fourni par le logiciel ROBOT. Nous avons obtenu les sollicitations maximales dans les nœuds poutre-poteau, leurs valeurs sont les suivantes : (Vsd, Nsd, Msd, Des efforts internes sous combinaison d'ELU)

$$V_{sd} = 50.23 \text{ kN} / N_{sd} = 159.44 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 151.33 \text{ kNm}$$

Les résultats ont été obtenus à partir du programme ROBOT

**b- Conception du joint poutre-poteau :** La figure suivante montre notre conception



**Figure 9.3 :** Assemblage rigide poutre-poteau par boulons horizontaux et plaque d'extrémité soudée à la poutre.

**c. Efforts  $F_i$  dans les boulons (causés par  $M$ ):** L'action du moment de flexion négatif  $M$  ramené par la poutre se traduit par des efforts de traction  $F_i$  dans les boulons.

$$\frac{F_1}{d_1} = \frac{F_2}{d_2} = \frac{F_3}{d_3}$$

$$M_R = F_1 \cdot d_1 + F_2 \cdot d_2 + F_3 \cdot d_3 + \dots = \frac{F_1}{d_1} \cdot (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots) = \frac{F_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

D'où :  $\mathbf{F1} = \frac{M_R \cdot d_1}{\sum d_i^2}$ , soit

$$\mathbf{F_i} = \frac{M_R \cdot d_i}{\sum d_i^2} \leq \mathbf{n_o * F_p}$$

$n_o$  : nombre de boulons par rangée. Dans le joint poutre-poteau de la figure 9.3,  $n_o = 6$ .

**Nous choisissons 6 rangées.**

#### d . Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : on choisit  $ep = 20\text{mm}$

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

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

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

$$0.7t = 14\text{mm}$$

Alors : on prend un cordon de soudure d'épaisseur :  $a = 13\text{mm}$

#### e. Soudure de la platine :

**e-1) Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{151.53}{0.20} + 159.44 = 917.09 \text{ KN}$$

$$N_d < R_s$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma M_0} = \frac{0.7 \times 355 \times 13\sqrt{2} \times 120}{1.1} = 3919.3 \text{ KN}$$

Donc  $N_d = 917.09 < R_s = 3919.3$  .....(CV)

**e-2) Soudure de l'âme :**

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times a\sqrt{2} \times l}{\gamma M_0} = \frac{0.7 \times 355 \times 13\sqrt{2} \times 240}{1.1} = 996.78 \text{ KN}$$

Donc  $N_d = 917.09 < R_s = 996.78$  .....(CV)

**f. Joint de la platine à l'âme du poteau par boulons précontraints :**

❖ **Disposition constructives :** On opte pour des boulons HR 10-9 précontraints pour assurer l'enca斯特rement de la poutre sur le poteau ( $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$  ;  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$ ). Après plusieurs simulations, nous disposons **8 boulons M20, à trous**  $d_0 = 20+2 = 22 \text{ mm}$ , répartis en 2 files de 8 boulons chacune :  $m=2$  ;  $n=8$

❖ **Pince longitudinal e<sub>1</sub> :** Sa valeur est choisie dans l'intervalle :  $1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$  ; soit :

$$1.2 \times 22 \leq e_1 \leq 12 \times 20 ; \text{ donc } 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend  $e_1 = 80 \text{ mm}$

❖ **Espacement p<sub>1</sub> :** Sa valeur est choisie dans l'intervalle :  $2.2d_0 \leq p_1 \leq 14t$  ; soit :

$$2.2 \times 22 \leq p_1 \leq 14 \times 20 ; \text{ donc } 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 280 \text{ mm}$$

On prend  $p_1 = 120 \text{ mm}$

❖ **Pince transversal e<sub>2</sub> :** Sa valeur est choisie dans l'intervalle :  $1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$  ; soit :

$$1.5 \times 22 \leq e_2 \leq 12 \times 20 ; \text{ donc } 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

On prend  $e_2 = 35 \text{ mm}$

❖ **Espacement p<sub>2</sub> :** Sa valeur est choisie dans l'intervalle :  $3d_0 \leq p_2 \leq 14t$  ; soit

$$3 \times 22 \leq p_2 \leq 14 \times 20 ; \text{ donc } 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 280 \text{ mm}$$

On prend  $p_2 = 230 \text{ mm}$

**g. Calcul des boulons :**

**g.1 Résistance d'un boulon soumis au cisaillement :** La condition s'écrit :  $V_1 \leq F_s$

$$\text{Par boulon : } V_1 = \frac{V}{n} = \frac{50.23}{8} = 6.27 \text{ KN}$$

L'effort de résistance est :  $F_{Rd} = K_s * m * \mu * F_p / \gamma_{ms}$

Avec un coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  pour des surfaces nettoyées par brossage métallique soit la classe de rugosité C.

Force de précontrainte d'un boulon :  $F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 1000 * 245 = 171500 \text{ N} = 171.5 \text{ kN}$

$K_s = 1$  pour les trous tolérances normales donc :  $F_{Rd} = 1 * 2 * 0.3 * 171.5 / 1.1 = 93.54 \text{ kN}$

Donc  $V_1 = 6.27 \leq F_{Rd} = 93.54 \dots \dots \dots \text{(C V)}$

### **g.2 Résistance d'un boulon soumis à la traction :**

L'effort pour un boulon est :  $N_1 = \frac{N}{n} = \frac{159.44}{8} = 19.93 \text{ KN}$

Force de précontrainte d'un boulon :  $F_p = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 1000 * 245 = 171500 \text{ N} = 171.5 \text{ kN}$

Vérification :  $N_1 = 19.93 \leq F_p = 171.5 \text{ kN} \dots \dots \text{(CV)}$

### **g.3 Vérification de la résistance des boulons HR précontraints soumis à l'action**

#### **combinée de traction avec glissement :**

Condition :  $F_v \leq F_s$

Avec :  $F_s = K_s * m * \mu * (F_p - 0.8 F_T) / \gamma_{ms}$

Alors :  $F_s = 1 * 2 * 0.2 * (171.5 - 0.8 * 19.93) / 1.1 = 56.56 \text{ KN}$

## **V. Calcul des pieds de poteaux :**

a. **Introduction – sollicitations de calcul** : Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations. Ce sont des dispositifs de liaison essentiels entre la partie métallique et le béton de la fondation.

Elles sont constituées principalement :

- **Effort normal (compression)** :  $N = 413 \text{ kN}$
- **Moment fléchissant** :  $M = 164.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- **Effort tranchant** :  $V = 25.87 \text{ kN}$

D'une platine (plaque d'assise) soudée à la base du poteau, qui permet de répartir les efforts et de limiter la pression transmise au béton,

De tiges d'ancrage noyées dans le béton, maintenues en place par des écrous, et qui assurent la fixation et la reprise des efforts de traction.

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations. Ce sont des dispositifs de liaison essentiels entre la partie métallique et le béton de la fondation.

**b. Cordon de soudure :**

\* Semelle : PRS1000\*500

$$a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 20 = 14 \text{ mm}$$

On prend :  $a_s = 16 \text{ mm}$

\* Ame : PRS1000\*500

$$a_s = 0.7t_w = 0.7 \times 20 = 16 \text{ mm} ; \text{ On prend } a_a = 16 \text{ mm}$$

**c. Dimensions de la platine :**

$$a \geq ha + 2as ; a \geq 1000 + 2 \times 16 = 1032 \text{ mm} ; \text{ on prend : } a = 1050 \text{ mm}$$

$$b \geq hs + 2as ; b \geq 500 + 2 \times 16 = 532 \text{ mm} ; \text{ on prend : } b = 550 \text{ mm}$$

**d. Epaisseur de la platine "t" :**  $t \geq \frac{U\sqrt{3}\sigma}{f_y}$  avec :  $U = 50 \text{ mm}$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{413}{1.050 \times 0.550} = 715.15 \text{ KN/m}^2$$

$$t \geq 50 \frac{\sqrt{3}\sigma}{f_y} = 3.89 \text{ mm}, \text{ on opte pour la platine une épaisseur : } t = 10 \text{ mm}$$

**e. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :  $\sigma < \sigma_b$  ;**

D'après les règles des ouvrages en béton armé DTR CBA93 :  $\sigma_b = 0.85f_{c28}/\gamma_b$

$$\sigma_b = 21 \text{ MPa} ; \sigma = 0.715 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0.715 < \sigma_b = 21 \dots \text{(CV)}$$

**f. Vérification de la résistance de la platine à la flexion :**

$$\sigma_b * \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

avec :  $M_e$  est le moment résistant élastique de platine

$$M_e = f_y * \frac{b * t^2}{6}$$

$$M_e = 35500000 * \frac{550 * 1^2}{6} = 325416.66 \text{ daN.cm}$$

$$\sigma_b * \frac{U^2}{2} = daN8937.5.cm \leq M_e = 325416.66 \text{ daN.cm} \dots \text{(CV)}$$

**g. Calcul des tiges d'ancrage :** Pour les calculs des tiges, on prend comme référence

l'annexe C du CCM97, et les règles constructives des anciennes normes françaises CM66.

**Diamètre des tiges d'ancrage :** Les tiges d'ancrage sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction ( $N_{st}$ ) qui doit rester inférieur à un effort limite  $N_a$ .

$$a = h + 2c$$

$$p = b + 2c$$

$h$  : la hauteur de la section

PRS 1000\*500..... $h=1000\text{mm}$

$c$  : le débord, il est donné par  $c = (100 ; 150\text{mm})$  ;

on prend  $c=100\text{mm}$  d'où :

$$a = h + 2c = 1000 + 2 \cdot 100 = 1200\text{mm}$$

$$p = b + 2c = 500 + 2 \cdot 100 = 700\text{mm}$$

$$\text{Effort de traction pour un bouton « F » : } F = \frac{Nt}{n} + \frac{My}{3p} = \frac{413}{8} + \frac{164.81}{3 \cdot 70} = 12.53 \text{ KN}$$

L'ancrage est réalisé par 6 tiges  $n=6$

$N_t$ : effort sollicitant l'assemblage de traction

$$F \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} \times f_y \longrightarrow \Phi > \sqrt{\frac{4F}{\pi \times f_y}}$$

$$\Phi > \sqrt{\frac{4 \cdot 12.53}{\pi \cdot 35.5}} = 0.67\text{cm} ; \text{ Donc on}$$

prend pour les tiges le diamètre  $\Phi = 20\text{mm}$

**Vérification des tiges d'ancrage :** L'effort admissible par tige «  $N_a$  » est donné par la formule

$$\text{suivante : } N_a = 0.1 \left( 1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left( 1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Avec :  $g_c$  : dosage de ciment ;  $g_c=350\text{Kg}/m^3$

$$l_1 = 20\phi = 20 \cdot 20 = 400\text{mm} = 40\text{cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \cdot 20 = 40\text{mm} = 4\text{cm}$$

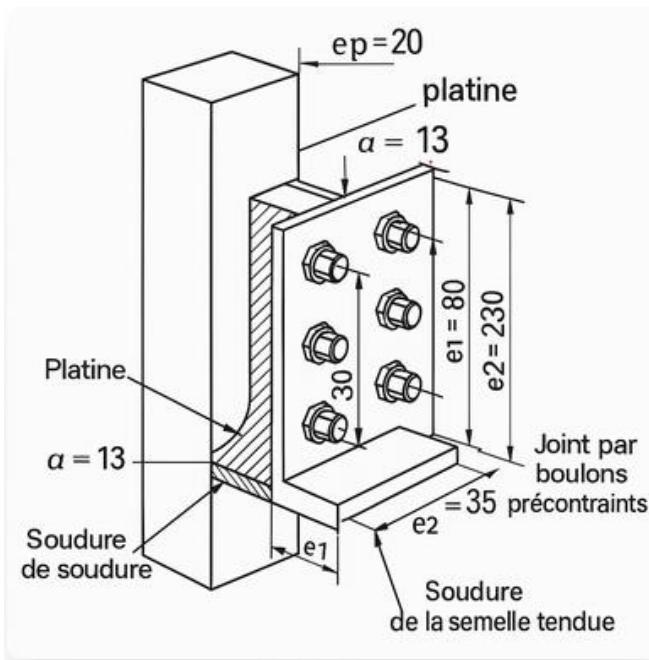
$$r = 3\phi = 3 \cdot 20 = 60\text{mm} = 6\text{cm}$$

$$d_1 = 5\text{cm}$$

-D'après les anciennes règles françaises de la construction métallique « CM66 », il faut que :

$$F \leq N_a ; \text{où : } N_a = 45.54 \text{ kN}$$

On a  $F = 12.53 \text{ KN} \leq N_a = 45.54 \text{ kN} \dots \text{(CV)}$



## **VI. Assemblage d'un arc de coupole**

### **❖ Calcul de la résistance au cisaillement d'un boulon M20 :**

*Données :*

Résistance de l'acier du boulon :  $f_y = 355 \text{ MPa}$

Coefficient de sécurité partiel :  $\gamma_M = 1.25$

Diamètre nominal du boulon :  $d = 20 \text{ mm}$

Aire de la section (section tendue approximative) :

$$A \approx \pi \times d^2 / 4 = \pi \times (20)^2 / 4 \approx 314 \text{ mm}^2$$

*Résistance au cisaillement (par cisaillement simple) :*

$$F_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{314 \cdot 355}{1.25} = 89176 \approx 89.17 \text{ kN}$$

L'assemblage par platine de l'arc principal HEA 400 est soumis à un effort axial  $N = 29.6 \text{ kN}$  et un moment fléchissant  $M = 48 \text{ kN}\cdot\text{m}$ . La configuration adoptée comporte 4 boulons répartis sur deux rangées avec une distance verticale de 10 cm.

La force de traction sur le boulon le plus sollicité est donnée par :

$$F = \frac{N}{n} + \frac{M \cdot d}{\sum d^2}$$

$$F = \frac{29.6}{4} + \frac{48 \cdot 0.10}{(2 \times 0.1^2)} = 247.4 \text{ kN}$$

La résistance d'un boulon M20, calculée selon le CCM97, est de :

$$F = 247.4 \text{ KN} > FR_d = 89.17 \Rightarrow \text{Non vérifié}$$

→ Il est donc nécessaire soit d'augmenter le nombre de boulons, soit d'utiliser des boulons de plus grand diamètre (ex : M36 ou plus).

Nous avons considéré l'utilisation d'un boulon de diamètre nominal  $d = 36 \text{ mm}$

La résistance de traction d'un tel boulon est donnée par la formule :

$$F_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M} = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot 0.036^2 \cdot 355 \cdot 10^6}{1.25} = 289.07 \text{ KN} \Rightarrow F = 247.4 \text{ kN} < F_{Rd} = 289.07 \Rightarrow \text{C.V}$$

Ainsi, le boulon M36 est vérifié et garantit la sécurité de l'assemblage dans les conditions de service prévues.

## **VI -2 Assemblage au sommet de la coupole**

**VI -2-1 Objectif :** L'assemblage au sommet de la coupole a pour objectif d'assurer la continuité structurale entre les arcs principaux, en garantissant une transmission efficace des efforts normaux et des éventuels moments résiduels.

Il permet également de maintenir la stabilité géométrique de la coupole, d'éviter les déplacements relatifs entre les extrémités des arcs et de renforcer la rigidité globale de la structure, notamment sous l'effet des charges dissymétriques telles que le vent.

Ce type d'assemblage est donc crucial pour assurer la performance statique et la sécurité de l'ouvrage dans son ensemble.

**VI -2-2 Principe de l'assemblage :** L'assemblage au sommet de la coupole est conçu par boulonnage à haute résistance (type RH), avec l'utilisation d'une plaque centrale circulaire en acier. Les extrémités supérieures des arcs HEA 400 sont solidement fixées à cette plaque au moyen de deux boulons RH de chaque côté, précontraints pour garantir un assemblage par frottement et prévenir tout glissement relatif entre les différents éléments. Ce mode d'assemblage, particulièrement adapté aux zones soumises à des sollicitations importantes, assure une transmission optimale des efforts tout en conservant la stabilité géométrique de la coupole.

Les extrémités supérieures des arcs HEA 400 formant la coupole sont assemblées par l'intermédiaire d'une plaque circulaire centrale en acier, à l'aide de quatre boulons haute résistance (type RH) précontraints, répartis symétriquement.

Les efforts agissant au sommet sont :  $N = 29.6 \text{ kN}$  ;  $M = 48 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La force de traction maximale appliquée sur le boulon le plus sollicité est donnée par :

$$F = N/n + (M \times d) / \sum d^2$$

$$F = 29600 / 4 + (48000 \times 0.10) / (2 \times 0.10^2) = 247.4 \text{ kN}$$

Le boulon sélectionné est de type RH M36, dont la résistance de calcul est :

$$\Rightarrow F = 247.4 \text{ kN} < F_{Rd} = 289.07 \Rightarrow \text{C.V}$$

$\Rightarrow$  L'assemblage est donc vérifié et capable de transmettre les efforts sans glissement ni rupture, conformément aux exigences de sécurité.

### **VI -3 Vérification de la plaque centrale circulaire**

La plaque circulaire centrale, d'un rayon de 15 cm et d'une épaisseur de 15 mm, est soumise à un moment fléchissant local dû à la force transmise par chaque boulon.

Le moment maximum est estimé à :  $M = F \times r = 247.4 \times 0.15 = 37.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$

La contrainte de flexion générée dans la plaque est :  $\sigma = M \times y / I = 4.4 \text{ MPa}$

Cette contrainte est largement inférieure à la limite élastique de l'acier ( $f_y = 355 \text{ MPa}$ ), ce qui confirme que la plaque est dimensionnée correctement pour assurer la rigidité de l'assemblage. La vérification est donc satisfaite.

### **VII - Conclusion**

L'étude des assemblages constitue une étape essentielle dans la conception des structures métalliques. Dans ce chapitre, nous avons analysé les liaisons entre les éléments porteurs de la structure, en particulier les assemblages poutre-poteau, afin d'assurer la continuité et la transmission efficace des efforts.

Les efforts internes obtenus par le calcul statique ont été exploités pour le dimensionnement des platines, des soudures ainsi que des boulons. Le choix d'un assemblage rigide par platine

d'extrémité a été justifié par la nécessité de garantir une bonne transmission du moment fléchissant. Les vérifications effectuées confirment que les éléments d'assemblage choisis sont capables de résister aux sollicitations appliquées dans les conditions de sécurité exigées par la réglementation.

Ainsi, l'ensemble des assemblages prévus dans notre projet satisfait aux critères de résistance, de rigidité et de fiabilité, contribuant pleinement à la stabilité globale de la structure.

## **Chapitre IX : Étude des fondations**

## **Chapitre IX : Étude des fondations**

### **IX.1 Introduction :**

Dans ce dernier chapitre de notre mémoire de fin d'études, nous présentons la conception et l'étude détaillée du système de fondations correspondant à la structure analysée et dimensionnée dans les chapitres précédents. Comme il est bien connu dans le domaine du génie civil, les fondations représentent un élément fondamental garantissant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage, car elles ont pour rôle de recevoir les charges provenant de la superstructure et de les transmettre de manière sécurisée au sol de fondation.

Le choix du type de fondation a été fait en fonction des données géotechniques du site du projet, qui consiste en un complexe culturel de forme circulaire comprenant une bibliothèque intérieure, situé dans la zone urbaine de la wilaya de Sétif. À la demande du maître d'ouvrage, une étude géotechnique complète a été réalisée par un laboratoire spécialisé, comprenant des essais in-situ et en laboratoire, afin de déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

Cette étude a pour objectif de définir la profondeur et les dimensions des fondations en tenant compte des contraintes de portance et des tassements admissibles, tout en assurant la transmission sécurisée des efforts provenant des poteaux métalliques vers le sol, conformément aux sollicitations analysées dans les chapitres précédents.

### **IX.2 Données géotechniques :**

Le sol de la commune de Beni-Aziz, située dans la wilaya de Sétif, présente une formation géologique variée influençant les propriétés du sol et sa capacité portante. Une étude a été réalisée par des forages sur site, prélèvements d'échantillons et analyses en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

Le résumé des résultats est le suivant :

- Le sol superficiel est principalement constitué de couches argileuses et limoneuses de différentes épaisseurs, avec la présence de couches sableuses et argileuses cohérentes dans certaines zones.
- Le sol en profondeur comporte des couches calcaires dures présentant une bonne capacité portante.

- Les essais de pénétration dynamique ont révélé une hétérogénéité dans l'évolution de la portance avec la profondeur, chaque couche présentant des caractéristiques mécaniques spécifiques.
- L'analyse chimique a montré une faible agressivité chimique du sol, permettant l'utilisation d'un ciment ordinaire pour la fabrication du béton des fondations.

Sur la base de cette étude, le sol de la commune de Beni Aziz peut être considéré comme un bon support pour les constructions, en veillant à la réalisation d'assises de fondation appropriées en fonction du type de bâtiment et de la charge à supporter.

### **IX.3 Évaluation de la contrainte de rupture **Qu** et de la contrainte admissible **Qa** :**

Dans le cadre de l'étude de dimensionnement des fondations de notre projet, il est essentiel de déterminer la capacité portante du sol. Cette dernière est représentée par la contrainte de rupture notée **Qu**, qui traduit la charge maximale que le sol peut supporter avant la rupture. D'un point de vue théorique, **Qu** est obtenue par la superposition de trois composantes principales :

- La résistance due au poids propre du sol situé sous la semelle (**Q $\gamma$** ),
- La surcharge exercée par les terres situées au-dessus du niveau de la semelle (**Qq**),
- Et enfin, l'effet de la cohésion du sol, générant une résistance supplémentaire (**Qc**).

Ainsi, la contrainte de rupture totale s'exprime par la formule suivante :

$$\mathbf{Qu} = \mathbf{Q}\gamma + \mathbf{Qq} + \mathbf{Qc}$$

Pour garantir la stabilité de l'ouvrage et assurer une marge de sécurité contre tout risque de rupture, la contrainte **admissible Qa** est calculée à partir de **Qu**, en appliquant un coefficient de sécurité approprié (souvent compris entre 2 et 3 selon la norme utilisée). La formule de **Terzaghi**, fondée sur des hypothèses géotechniques relatives à la rugosité de la semelle et à la forme de la zone de rupture, est largement utilisée pour estimer ces valeurs avec précision.

$$qu = 0.5 \cdot \gamma \cdot sy \cdot B \cdot N\gamma + sq \cdot q0 \cdot Nq + sc \cdot C \cdot Nc$$

Cette formule est admise par le DTR BC 1.33.1 portant le calcul des fondations superficielles.

Avec :

**sy, sq, sc**: coefficients dépendant de la forme des fondations.

**N $\gamma$ , Nq, Nc**: Coefficients dépendant uniquement de l'angle de frottement interne.

- **Détermination de la contrainte admissible du sol**

La détermination de la contrainte admissible du sol ( $Q_a$ ) constitue une étape cruciale dans le dimensionnement des fondations. Elle représente la contrainte maximale que le sol peut supporter sans provoquer de rupture ni de déformations excessives compromettant la stabilité de l'ouvrage. Cette contrainte est calculée à partir de la contrainte de rupture ultime ( $Q_u$ ), divisée par un facteur de sécurité (FS), généralement pris égal à 3 selon les normes en vigueur en génie civil. La relation utilisée est la

$$\text{suivante : } Q_a = \frac{Q_u}{FS}$$

Cette contrainte admissible est utilisée dans tous les calculs liés aux dimensions des fondations, afin d'assurer une transmission sécurisée des charges vers le sol d'assise, garantissant ainsi la stabilité et la durabilité de la structure tout au long de sa vie.

On considère:

Largeur B (m)	Profondeur D (m)	Angle de frottement $\varphi$	Cohésion C (bar)	Poids volumique $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )
2.00	1.5	30°	0.44	2.15

Pour  $\varphi = 30^\circ$ , d'après COSTET et SANGERAT dans leur livre "Problèmes de Mécanique des Sols" on a les valeurs des paramètres de calcul comme le montre le tableau suivant :

Largeur B (m)	$N\gamma$	$Nq$	$Nc$	$s\gamma$	$sq$	$sc$
2.00 m	18.14	18.14	30	$1 - 0.2 \frac{B}{A}$	1	$1 + 0.2 \frac{B}{A}$

$$\text{Donc : } qu = 0.5 \cdot \gamma \cdot (1 - 0.2 \frac{B}{A}) \cdot B \cdot N\gamma + q \cdot 0 \cdot Nq + (1 + 0.2 \frac{B}{A}) \cdot C \cdot Nc$$

$$qu = 1435.2 \text{ (KN/m}^2\text{)} ; \text{ alors : } Q_a = \frac{1435.2}{3} = 4.78 \text{ bar}$$

On prend la capacité portante du sol  $Q_a = 4.78 \text{ bars} \approx 0.478 \text{ MPa}$

#### **IX.4. Calcul de dimensionnement des semelles et leurs ferraillages :**

**IX.4.1 Principe :** La détermination de la profondeur et des dimensions des fondations dépend des conditions de résistance et de tassement liées aux propriétés physiques et

mécaniques du sol. Dans les calculs de dimensionnement, les efforts transmis par la structure sont traduits en efforts internes aux appuis des éléments porteurs verticaux, à savoir : les efforts normaux (N), les efforts tranchants (V) et les moments fléchissants (M) appliqués à la base des poteaux.

Le choix du type de fondation à adopter dépend de plusieurs paramètres fondamentaux, notamment :

- ❖ Le type de l'ouvrage à construire, en particulier la nature des éléments porteurs verticaux,
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol de fondation,
- ❖ La capacité portante du terrain,
- ❖ L'intensité des efforts à transmettre,
- ❖ Le critère économique (coût),
- ❖ La facilité de mise en œuvre sur chantier

**IX.4.2 Pré dimensionnement :** Pour déterminer les dimensions des semelles, on commence par un prédimensionnement en négligeant l'effet de flexion. On suppose ainsi que la semelle travaille uniquement en compression simple. À ce stade, deux conditions essentielles doivent être vérifiées afin d'assurer la stabilité et la sécurité de la fondation :

- ❖ La condition de résistance du sol,
- ❖ La condition de rigidité de la semelle.

La surface de la semelle est donc calculée en fonction des charges transmises par le poteau, tout en veillant à ce que les contraintes générées ne dépassent pas la capacité portante admissible du sol. Cette méthode permet d'obtenir des dimensions initiales cohérentes avant d'aborder les vérifications plus détaillées du comportement mécanique de l'élément

$$\sigma = \frac{N}{S_{semelle}} \leq Q_a ; \text{ alors } S_{semelle} \geq \frac{N}{Q_a} = \frac{31.451}{47.8} = 0.65 m^2$$

Avec: Nser = 314.51 kN ; Qa = 8.89 bars ;

On appelle A et B les dimensions de la semelle, a et b les dimensions du fût en béton qui lie la semelle au poteau métallique, A est parallèle au côté a du fût (a= 100 cm), B est parallèle au côté b du fût (b = 60 cm), comme le montre la figure 9.1 suivante.

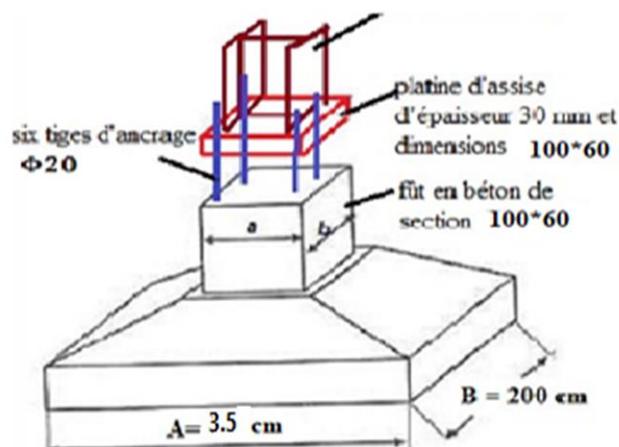
On va dimensionner le poteau le plus chargé, on utilise  $N = 680.59 \text{ KN}$

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal maximal à l'ELU  $N$  qui est obtenu à la base du poteau.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \text{Est en posant : donc}$$

$$S_{semelle} = A * B \geq \frac{N}{Qa}$$

**Figure 9.1 :** Définition des dimensions d'une semelle isolée sous poteau



En tenant compte de la relation suivante :  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{100}{60} = 1.66$  ; donc :  $A = 1.66 B$

$$1.66B^2 \geq 0.65 \text{ m}^2 \quad \text{-----} \quad B \geq \sqrt{\frac{0.65}{1.66}} = 0.63 \text{ m} ;$$

On prend  $B = 2.0 \text{ m}$  ; alors  $A = 1.66 B = 3.32 \text{ m}$  ; soit :  $A = 3.5 \text{ Cm}$

Conclusion : Nous proposons des semelles isolées de dimensions  $A \times B = 350 \text{ cm} \times 200 \text{ cm}$

❖ **Condition de rigidité :** La hauteur utile au calcul du béton armé est :  $d$  On choisit un enrobage  $c = 5 \text{ cm}$ , alors la hauteur de section est :  $h = d + c$

$$d \geq \left( \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right)$$

$$d = 62 \text{ cm}$$

On prend:  $d = 65 \text{ cm}$ , alors:  $h = d + c = 65 + 5 = 70 \text{ cm}$

❖ **Calcul de la hauteur libre h<sub>1</sub> :**

$$h_1 \geq (d + 5 \text{ cm})/2 = 37.5 \text{ cm} ; \text{ On prend : } h_1 = 37.5 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des sections d'armatures:** Le calcul des sections d'armatures est basé sur l'évaluation des contraintes normales dues à la flexion composée σ aux extrémités de la semelle.

Les sections d'armatures sont ensuite déterminées dans les deux directions principales du plan de la semelle, à savoir selon les axes Ax et Ay, conformément aux principes de dimensionnement en béton armé.

Ce calcul permet d'assurer la résistance et la rigidité nécessaires à la semelle face aux sollicitations appliquées

Poids des fondations :

\* Poids des terres au-dessus de la semelle « N<sub>t</sub> » :

$$N_t = [(AB - ab)(D - h) + \frac{(AB - ab)h - h_1}{2}] * 1,8$$

$$N_t = [(3.5 \times 2 - 1 \times 0.6)(1.5 - 0.70) + \frac{(3.5 \times 2 - 1 \times 0.6)0.70 - 0.375}{2}] \times 1.8 = 6.16 \text{ t}$$

\* Poids du massif de la semelle « N<sub>s</sub> » :

$$N_s = [A^2 h_1 + A^2(h - h_1) / 2 + a(D - h)] * 2.5$$

$$[3.5^2 \times 0.375 + \frac{3.5^2(0.70 - 0.375)}{2} + 1^2 (1.5 - 0.70)] \times 2.5 = 7.38 \text{ t}$$

$$M_u = 340.29 \text{ kN.m}; N_u = 680.59 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{340.29}{680.59} = 0.5 \text{ m}$$

ELU: Les contraintes normales aux extrémités de la base de la semelle sont :

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \pm \frac{(N \cdot e)^{A/2}}{B \cdot \frac{A^2}{12}} = \frac{N}{A \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

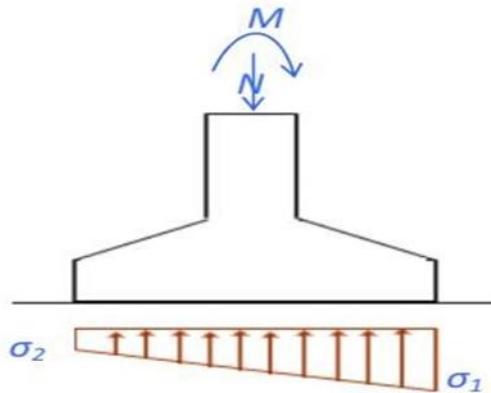
$$\sigma_1 = \frac{N_u}{A \cdot B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{680590}{3500 \cdot 2000} \left( 1 + \frac{6 \cdot 500}{2000} \right) = 0.43 \text{ MPa}$$

Vérification : On a bien : σ<sub>1</sub> inférieure à la valeur admissible aux ELU :

$$\sigma_{sol} = 1.35 \times Q_{adm} = 3.34 \text{ MPa} ----- \text{ Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{A \cdot B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{680590}{3500 \cdot 2000} \left( 1 - \frac{6 \cdot 500}{2000} \right) = 0.048 \text{ MPa} < 3.34 \text{ MPa}$$



**Figure 9.2 :** Les contraintes sous la semelle de fondation

On définit la contrainte moyenne uniforme fictive  $\sigma_{moy}$ , on suppose qu'elle est équivalente à la distribution en trapèze précédente :

$$\sigma_{moy} = \frac{3*\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3*0.43 + 0.048}{4} = 0.33 \text{ MPa}$$

L'effort normal axial fictif  $N^*$  correspondant à la contrainte moyenne est  $\sigma_{moy}$  est :

$$N^* = \sigma_{moy} * A * B = 0.33 * 3500 * 2000 = 2310000 \text{ N}$$

- \* La section  $A_A$  d'armatures dans le sens de la dimension A

$$A_A = \frac{N^*(A - a)}{8d * \sigma_s}$$

$$\text{avec la contrainte de traction des aciers : } \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = \frac{400}{1.15} \cong 348 \text{ MPa}$$

$$A_A = \frac{2310000 \times (3500 - 1000)}{8 * 650 * 348} = 2892.12 \text{ mm}^2 = 28.92 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 12\text{HA}18 = 30.53 \text{ cm}^2 ;$$

l'espacement des barres est :  $S_{t,A} = 100/12 \approx 8.33\text{cm}$

- \* La section AB d'armatures dans le sens de la dimension B :

$$A_B = \frac{N^*(B - b)}{8d * \sigma_s}$$

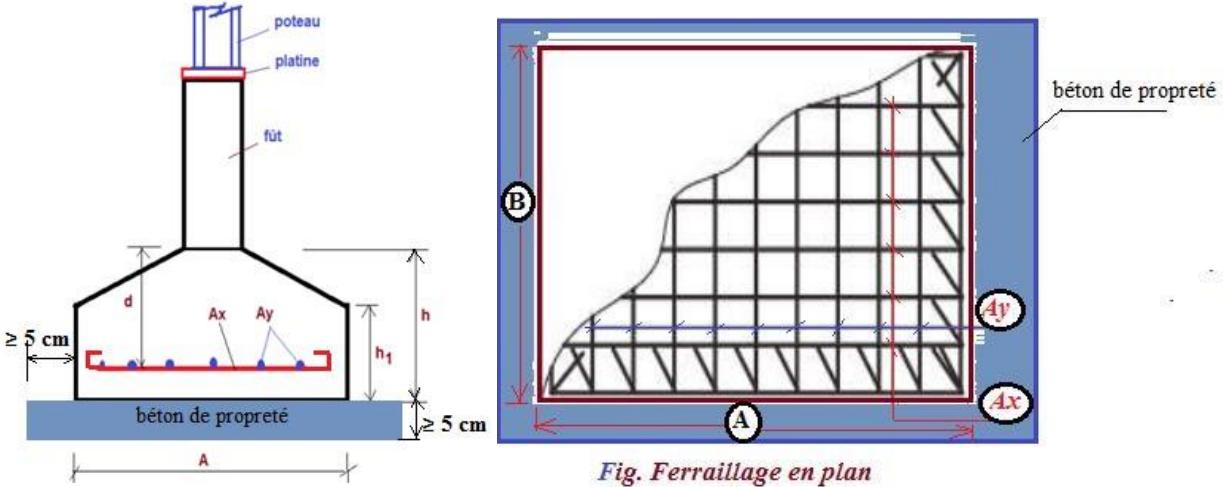
$$A_B = \frac{2310000 \times (2000 - 600)}{8 * 650 * 348} = 1787.135 \text{ mm}^2 = 17.87 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 12\text{HA}14 = 18.47 \text{ cm}^2$$

l'espacement des barres est :  $S_{t,B} = 100/12 \approx 8.33\text{cm}$

Vérification des espacements limites des barres  $St^-$ :

$$\text{Dans le sens de la dimension B : } S_{t,B} = 8.33 \leq St = \frac{B - 2 * 5 \text{ cm}}{12 - 1} = 17.27 \text{ cm ----- ok !}$$

$$- \text{ Dans le sens de la dimension A : } S_{t,A} = 8.33 \leq St = \frac{A - 2 * 5 \text{ cm}}{12 - 1} = 30.90 \text{ cm ----- ok !}$$



*Fig. Ferrailage en plan  
d'une semelle sous poteau*

**Figure 9.3 :** ferraillages d'une semelle sous poteau

#### **IX.5 - Etude des longrines :**

Les longrines sont des poutres de raidissement reliant les fûts en pieds des poteaux, ce sont des ouvrages d'infrastructure exigée par la réglementation parasismique RPA. On réalise les longrines par le béton armé coulé en place. Une longrine aura une section constante rectangulaire  $B = h * b$ .

Dimensionnement : D'après le règlement RPA 2003 (art. 10.1.1) les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max (N / \alpha \text{ et } 20 \text{ kN})$$

Avec :  $N$  : égale à la valeur maximale des efforts normaux apportées par les poteaux, désignées par l'expression : « les points d'appui solidarisés ».

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1). Pour le Site S3 et la zone sismique IIa on prend :  $\alpha = 12$

SITE	I	II	III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

**Tableau 10.1 :** Coefficient  $\alpha$  fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée .

Les dimensions minimales exigées pour les sections transversales sont :  $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$

on adopte :  $B = 30 \times 35 \text{ cm}^2$ .

**Calcul du ferraillage :** L'effort de traction simple F est donnée par :

$$F = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20 \text{ kN}\right) = 56.71 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } Fu = \frac{680.59}{12} = 56.71 \text{ KN}$$

$$As = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{56710}{348*100} = 1.63 \text{ cm}^2$$

- \* **Le ferraillage minimal:** D'après RPA 2003 les armatures longitudinales de traction doivent avoir au moins la section suivante :  $A_{min,RPA} = 0.6\% \cdot B = 5.4 \text{ cm}^2$

Donc  $A = \max(A_{min,RPA}, As) = 5.4 \text{ cm}^2$  ; on adopte : 6HA12 = 6.79cm<sup>2</sup>

- \* **Condition de non fragilité du béton :** Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des armatures est A, on doit avoir :

$$ft_{28} = 0.6 + 0.06 * fc_{28} = 2.1 \text{ MPa}, \text{ avec } fc_{28} = 25 \text{ MPa}$$

On a:  $B = 30 * 35 = 1050 \text{ cm}^2$ ;  $As = 6.79 \text{ cm}^2$

$$\text{Vérification: } B = 1050 < \frac{6.79 * 400}{2.1} = 1293 \text{ cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée}$$

- \* **Vérification à l'ELS:** L'effort de calcul est  $F_s = \frac{N}{\alpha} = \frac{N}{12}$ ;  $N_{ser} = 314.51 \text{ kN}$ ,

$$\text{alors : } F_s = \frac{314.51}{12} = 26.20 \text{ KN} > 20 \text{ kN} ; \text{ donc : } \sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{26.20 * 10^3}{6.79 * 100} = 38.59 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte admissible dans les aciers d'armature est :  $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

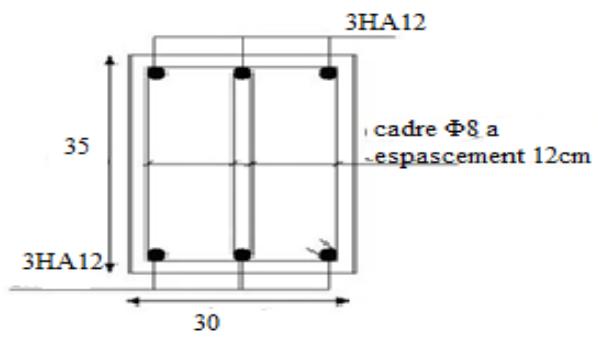
Vérification:  $\sigma_s = 38.59 \text{ MPa} < \sigma_s^{\equiv}$  ----- condition vérifiée

**Les armatures transversales :**

**Diamètre  $\Phi_t$ :** Des armatures transversales seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  en aciers ronds lisses RL.

- Calcul de l'espacement des cadres « St » : Le RPA 2003 exige des cadres dont l'espacement St ne doit pas dépasser une valeur limite :  $St \leq \min(20 \text{ cm} ; 15 * \emptyset l) = \min(20 \text{ cm} ; 12) = 12 \text{ cm}$

alors on adopte un espacement constant :  $St = 12 \text{ cm}$



**Figure 9.4 :** Ferraillage des longrines

## **Conclusion Générale**

Au terme de cette étude, il est possible d'affirmer que notre projet, axé sur l'analyse et la conception d'un complexe culturel situé dans la ville de Sétif, a représenté une expérience des plus enrichissantes, tant sur le plan académique que pratique. Ce travail nous a permis de mobiliser nos acquis théoriques accumulés tout au long de notre formation, en particulier dans le domaine des structures métalliques.

Le projet portait sur la conception d'une structure métallique de forme circulaire, abritant en son centre une bibliothèque culturelle. L'étude a couvert l'ensemble des éléments constitutifs de l'ouvrage, qu'ils soient principaux ou secondaires : poteaux, poutres, systèmes de contreventement pour résister aux effets du vent et de la neige, toiture, façades, assemblages, ainsi que le choix d'un système de fondations adapté aux caractéristiques géotechniques du site.

Nous avons également intégré dans cette étude une partie dédiée à l'analyse des assemblages métalliques, qui représentent un maillon crucial dans le comportement global de la structure. À cet effet, nous avons modélisé et dimensionné certains assemblages types, tels que l'assemblage entre l'arc principal et le poteau, l'assemblage des poutres principales, ainsi que l'assemblage des poteaux, tout en respectant les exigences de résistance, de rigidité et de sécurité imposées par les normes.

L'analyse et la conception ont été menées dans le strict respect des règlements algériens en vigueur (notamment le RPA 2003, le CCM97 et le BAEL), en s'appuyant sur le logiciel Robot Structural Analysis, qui nous a permis d'effectuer une analyse statique rigoureuse et de vérifier la conformité des différents éléments selon les normes applicables.

Ce projet a présenté des défis significatifs, notamment liés à la géométrie circulaire peu conventionnelle, ainsi qu'à l'intégration fonctionnelle des espaces dédiés aux activités culturelles. Il nous a également permis de renforcer notre compréhension du comportement des structures métalliques, avec un accent particulier sur les aspects de stabilité, de résistance et de conception selon les états limites.

En conclusion, ce travail se veut une contribution utile pouvant servir de référence pour des projets similaires à l'avenir, et nous espérons qu'il participera au développement d'infrastructures culturelles modernes dans le contexte algérien.

## Liste des Références Bibliographiques et Numériques

- ❑ [1] DTR 2-4.7, Règles de neige et du vent « RNV 2013 », édition du centre national CNERIB, Alger, 2014,
- ❑ [2] DTR BC 2.44, Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 », Edition du CGS, Alger, 1998,
- ❑ [3] DTR BC 2-4.8, Règles RPA 99 version 2003, Règles Parasismiques Algériennes, Edition du CGS, Alger, 2004,
- ❑ [4] DTR BC 2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation, Edition du CGS, Alger, 1989,
- ❑ [5] Hirt M., Crisinel M., Charpentes Métalliques, Volume 11 du traité TGC, édition des Presses universitaires PPUR, Lausanne, Suisse 2005
- ❑ [6] Arcelor-Mittal : groupe sidérurgique, Catalogue de vente des produits en acier de construction, [www.constructalia.com](http://www.constructalia.com), Luxembourg, 2023
- ❑ [7] DTR Règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé “CBA93”, éditions CGS, Alger 1994
- ❑ [8] Eurocode 3, Partie1-1, Calcul des structures en acier, Règles générales, Norme européenne EN 1993-1-1, édition AFNOR, France, 2005
- ❑ [9] DTR BE 2.1Règles d'exécution des travaux d'ouvrages en béton armé, éditions du CGS, Alger 2011.
- ❑ [10] Rebiha Amina, Mémoire de master, Etude d'une halle commerciale à structure et enveloppe métalliques équipée d'un pont roulant, 2021, université de Biskra, département de génie civil
- ❑ [11] Manfred A. Hirt et Rolf Bez, Construction métallique volume 10, L'école polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse 2005
- ❑ [12] Eurocode 1, partie 1.1, Actions sur les structures, actions générales, Norme européenne EN 1991-1, édition AFNOR, France, 2003.
- ❑ [13] Ikheneche Slimane ,Mémoire de master,Étude d'un bâtiment industriel à structure et enveloppemétalliques, équipé de chemins de roulement avec deux systèmesde contreventement : palées à treillis et portiques auto-stables, université de Biskra, 2023.
- ❑ [14] Règles BAEL 91, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages etconstructions en béton armé suivant la méthode des états limites, éditions Eyrolles, Paris,1996.
- ❑ [15] BITAM M., Cours des matières : Structures Métalliques SM et Projet de CM, cycle master en génie civil, Université de BISKRA, 2023 et 2024

 [16] COURBON Jean et THEILLOUT Jean-Noël, Formulaire de Résistance des Matériaux C2-060, éditions « Technique de l'ingénieur », Paris.