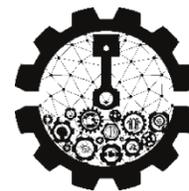


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



**UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA 1**  
**FACULTE DE TECHNOLOGIE DEPARTEMENT**  
**DE GENIE MECANIQUE**

Projet de Fin d'Etudes  
Pour l'obtention du Diplôme de Master en  
Fabrication mécanique et productique

ETUDE D'UN HANGAR EN  
CHARPENTE METALLIQUE A USAGE  
DE STOCKAGE

**Proposé et dirigé par :**  
Mr. Messaoud.

**Présenté par :**  
Saaoude Amine.  
Hammouda aymen.

Année universitaire : 2023 / 2024

# Remerciements

Avant tout nous remercions Dieu pour nous avoir  
donner la force et la patience pour mener  
ce travail.

Tous les enseignants qui nous ont guidées le long de  
notre formation en particulier :

Les ingénieurs de l'entreprise CR METAL :

Zamcha Aboubeker et Islem Zekraoui

Nos promoteur Mr MESSAOUD, pour son suivi et ces  
conseils.

Nos très chères familles pour leur soutien moral et  
physique.

Les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner  
notre modeste travail.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la  
réalisation de ce travail.

# Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chères:

- ▶ Nos chers parents, symboles de courage et de Volonté, qui ont consacré et sacrifié leurs vies pour nos bien être.
- ▶ Nos chères frères
- ▶ Toutes mes familles grandes et petites.
- ▶ Tous mes amis(e)

## Résumé

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir les D.T.R , RPA 99 version 2003, RNVA2013 et les différents Eurocodes. La complexité des calculs fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que le ROBOT, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats. Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique est négligeable. La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat. La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. . Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventements dans le comportement global de la structure.

**Abstract**

The end of studies project represents the last phase of our training, it allowed us on the one hand to put into practice the knowledge acquired during our course and to deepen it, and on the other hand to familiarize ourselves with the regulations in force, namely the DTR, RPA 99 version 2003, RNVA2013 and the various Eurocodes. . The complexity of calculations engineering inevitably calls on the services of digital tools such as AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, to which we owe a gain in time, precision and reliability. In addition, this study allowed us to reach certain conclusions: . The modeling must be as close as possible to reality, in order to approach the real behavior of the structure and obtain better results. In metallic structures, the actions of the wind are often the most unfavorable; however, the seismic study is not negligible. . The verification of the framework against instabilities is an essential and necessary step for adequate sizing. Good assembly design is essential for the stability of metal structures. . The very important role played by the bracing arrangements in the over all behavior of the structure.

## ملخص

يمثل مشروع نهاية الدراسات المرحلة الأخيرة من تدريبنا، فقد أتاح لنا من ناحية تطبيق المعرفة المكتسبة خلال الدورة وتعميقها، ومن ناحية أخرى التعرف على اللوائح المعمول بها ، و هي:

D.T.R، RPA 99 الإصدار 2003، RNVA2013 والرموز الأوروبية المختلفة. يتطلب تعقيد الحسابات حتماً خدمات الأدوات الرقمية مثل ROBOT، مما يوفر الوقت والدقة والموثوقية. علاوة على ذلك، أتاحت لنا هذه الدراسة التوصل إلى استنتاجات معينة يجب أن تكون النمذجة أقرب ما يمكن إلى الواقع، من أجل الاقتراب من السلوك الحقيقي للبنية والحصول على نتائج أفضل. في الهياكل المعدنية، غالبًا ما تكون حركة الرياح هي الأكثر سلبية، ومع ذلك، فإن الدراسات الزلزالية لا تذكر. يعد التحقق من إطار عدم الاستقرار خطوة أساسية وضرورية للتحجيم المناسب. التصميم الجيد للتجمعات أمر ضروري لاستقرار الهياكل المعدنية. . الدور المهم للغاية الذي تلعبه ترتيبات التدعيم في السلوك العام للهيكل.

# Notation et symboles

## Sollicitations-Contraintes-Déformations :

- Ea** : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).  
**v** : Coefficient de poisson pour l'acier.  
**G** : Module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).  
**Fp** : Effort de précontrainte dans un boulon (kN).  
**Msd** : Moment sollicitant maximum (kN.m).  
**Mrd** : Moment résistant (KN.m).  
**Mst** : Moment stabilisateur  
**Mcr** : Moment critique élastique de déversement.  
**Nsd** : Effort normal due aux charges verticales (KN).  
**Nu** : Effort normal pondéré (KN).  
**Nrd** : Effort normal résistant (KN).  
**Npl** : Effort normal de plastification (KN).  
**Wply.Z** : Module plastique de la section  
**Wely.Z** : Module élastique de la section.  
**Weff** : Module élastique efficace de la section.  
**Mply** : Moment résistant plastique de la section.  
**Mely.Z** : Moment résistant élastique de la section.  
**Vsd** : Effort tranchant sollicitant (KN).  
**Vpl** : Effort tranchant de plastification (KN).  
**Vu** : Effort tranchant de calcul ultime.  
**F** : Flèche d'une poutre (mm).  
**Fadm** : Flèche admissible (mm).  
**fy** : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).  
**fu** : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).  
**fub** : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).  
**ξy** : Déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).  
**ξ** : allongement relatif (déformation %).  
**fyb** : Résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).  
**σ** : Contrainte normale (MPa).  
**τ** : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

## Caractéristiques Géométriques

- A** : Section brute d'une pièce (cm<sup>2</sup> ).  
**Anet** : Section nette d'une pièce (cm<sup>2</sup> ).  
**AV** : Aire de cisaillement (cm<sup>2</sup> ).

**IY** : Moment d'inertie de flexion maximal (cm<sup>4</sup> ).  
**a** : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).  
**b** : Largeur d'une semelle d'une poutre (mm).  
**h** : Hauteur d'une pièce en générale (mm).  
**L** : Longueur, ou portée d'une poutre(m).  
**L<sub>cr</sub>** : Longueur critique (m).  
**t** : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).  
**tf** : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm).  
**tw** : Épaisseur d'une âme de poutre (mm).  
**i** : Rayon de giration d'une section (mm).  
**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement (mm).  
**Φ** : Diamètre d'une armature transversale.  
**G** : Action permanente.  
**Q** : Action d'exploitation.  
**e** : L'excentricité de l'effort normal.

### Coefficients et grandeurs sans dimensions

**n** : Nombre de connecteur répartir sur une longueur critique.  
**P** : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.  
**n** : Coefficient d'équivalence acier-béton.  
**C<sub>pi</sub>** : Coefficient de pression intérieur.  
**C<sub>pe</sub>** : Coefficient de pression extérieur.  
**K** : Coefficient de flambement.  
**K<sub>y</sub>, K<sub>z</sub>** : Coefficient de flambement-flexion.  
**β<sub>M</sub>** : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).  
**ξ** : Coefficient de réduction élastique de l'acier.  
**λ** : Élanement de l'élément.  
**λ<sub>y,z</sub>** : Elancement géométrique pour le mode de flambement.  
**λ<sub>cr</sub>** : Elancement critique d'Euler.  
**μ** : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.  
**χ** : Coefficient de réduction de flambement.  
**χ<sub>y,z</sub>** : Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.  
**λ<sub>LT</sub>** : Elancement réduit pour le déversement.  
**χ<sub>LT</sub>** : Coefficient de réduction pour le déversement.  
**α<sub>LT</sub>** : Facteur d'imperfection pour le déversement.  
**β<sub>M,y,z</sub>** : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.  
**β<sub>MLT</sub>** : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.  
**γ** : Coefficient partiel de sécurité.  
**Ψ<sub>s</sub>** : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).

# Sommaire

## Introduction Générale

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>1</b>
I.1. Introduction .....	2
I.2. Présentation et Implantation de l'ouvrage .....	2
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	3
I.4 Eléments de l'ouvrage .....	6
I.5. Matériaux utilisés.....	7
I.6 Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	8
I.7. Les Actions prises en compte .....	8
I.8. Normes et Documents utilisés .....	9
<b>Chapitre II : évaluation des charges.....</b>	<b>10</b>
II.1 Introduction .....	11
II.2 Charges Permanentes .....	11
II.3 Surcharges d'exploitation .....	11
II.4.L'effet du vent .....	12
Action du vent.....	12
b) Coefficients de calcul.....	13
b.1. Effet de la région.....	13
b.2 Effet de site.....	13
b.3 Coefficient de topographie : .....	13
b.4 Calcul de coefficient dynamique Cd:.....	13
c) calcul de la pression .....	13
c.1 Détermination de la pression dynamique pointe q(ze).....	13

c.2 Détermination du coefficient de la rugosité $C_r$ .....	14
c.3 Détermination du coefficient d'exposition $C_e$ ( $z_e$ ) .....	14
c.4.Intensité de turbulence .....	14
c.5 Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	15
c.5.1 Vent perpendiculaire au long pan (V2) .....	15
c.5.2 Vent perpendiculaire au pignon (V1) .....	18
c.6. Détermination de coefficient de pression intérieure .....	21
c.6.1. Du coté de long pan : (V2 perpendiculaire a long pan) .....	21
c.6.2. Du coté de pignon : (V1 perpendiculaire a pignon).....	22
c.7. Pression aérodynamiques sur les parois .....	22
c.7.1. Du coté de long pan : (V2 perpendiculaire à long pan) .....	23
c.7.2. Du coté de pignon : (V1 perpendiculaire à pignon) .....	25
II.5 Etude Sismique .....	26
II.5.1 Introduction .....	26
II.5.Méthode statique équivalente.....	26
a) Principe de la méthode .....	27
b) Calcul de la force sismique totale .....	27
c) Estimation de la période fondamentale .....	28
d) Force sismique totale.....	31
II.6 ETUDE LA CHARGE DE NEIGE.....	31
II.6.1 Calcul des charges de neige .....	31
a) Calcul $\mu$ .....	31
b) Calcul $S_k$ .....	31
II.7 Force de frottement .....	32
II.7.1. Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan (V2) .....	32.
a-Calcul des surfaces parallèles au vent .....	32
b-Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) .....	33
II.7.1. Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon (V1) .....	33.
a-Calcul des surfaces parallèles au vent .....	33
b-Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) .....	33
II.7.3. Calcul la force de frottement .....	34
<b>Chapitre III : Dimensionnement Des Éléments.....</b>	<b>35</b>

III. Introduction.....	36
III.1. Panneaux couverture.....	36
III.2. Calcul des pannes .....	36
III.2.2. Détermination des sollicitations .....	37
III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....	37
a) Les charges permanentes (G).....	37
b) Surcharges d'entretien (Q).....	38
c) Surcharges de vents (W).....	39
d) Surcharges de la neige (S).....	39
III.2.2.2 Décomposition des charges.....	40
III.2.2.3 Les combinaisons d'actions .....	40
1)ELU .....	40
2)ELS.....	41
III.2.3 Principe de pré dimensionnement .....	41
III.2.3.1 Vérification à l'ELS (flèche) .....	42
III.2.4 Vérification des pièces .....	43
III.3.Les liernes .....	44
III.3.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne la plus sollicitée .....	44
III.3.1.1 Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1provenant dela panne sablière .....	45
III.3.2 Dimensionnement des liernes.....	45
III.4. Calcul de l'échantignole .....	45
Effort de soulèvement .....	46
Effort suivant rampant.....	46
III.4.2 Calcul du moment de renversement .....	46
III.4.3 Dimensionnement de l'échantignolle.....	47
III.5 Les lisses .....	47
III.5.1 Définition Les lisses de bardage.....	47
III.5. 2 Détermination des charges et surcharges .....	48
les charges permanentes .....	48
La surcharges climatique du au vent.....	48
III.5.3 Pré dimensionnement.....	49
III.5.4 Vérification des pièces.....	50
III.6 Calcul des suspentes .....	51

III.6 .2 Dimensionnement des liernes.....	51
III.7 Calcul des potelets .....	52
III.7.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé .....	52
1)Charges permanentes G.....	52
2)Surcharge climatique W .....	52
III.7.2. Le pré dimensionnement du potelet.....	53
III.7.3 Vérification des pièces.....	54
III.8 Etude et dimensionnement de système de contreventement.....	55
III.8.1 Introduction .....	55
III.8.2 Etude de contreventement horizontal .....	55
a) Evaluation des efforts horizontaux .....	55
b) Calcul des réactions.....	56
c) Effort de traction dans les diagonales.....	56
d) Vérification à la résistance ultime de la section .....	56
Vérification des pièces .....	58
III.8.3 Calcul de la palée de stabilité en long pan .....	59
III.8.3.1. Par la méthode des coupures : .....	59
a) Effort de traction dans la diagonale tendue .....	59
b) Section de la diagonale.....	59
III.8.3.2 Vérification à la résistance ultime de la section .....	59
Vérification des pièces.....	61
III.8.4 Sablier .....	62
III.8.4.1Pré dimensionnement de la poutre sablière.....	62
Vérification des pièces .....	63
III.9.Dimensionnement des élément structuraux .....	64
III.9.1 Introduction .....	64
III.9.2Justification de la traverse (IPE550) .....	64
III.9.3 Vérification de la flèche .....	65
III.9.4 Vérification de Condition de résistance.....	66
III.9.5 Flexion composée .....	67
III.10 Justification du poteau (HEA400).....	67
III.10.1 Vérification de Condition de résistance .....	68
III.10.2 Vérification de Résistance au flambement.....	69

<b>Chapitre IV : étude du pont roulant.....</b>	<b>71</b>
IV.1 Introduction :.....	72
IV.2 Description du système pont roulant à bipoutre .....	72
IV.2.1.Détermination des coefficients d'amplification dynamique .....	73
IV.2.2.Caractéristiques du pont .....	74
IV.3 Le choix du rail de roulement :.....	75
IV.4.Supporte du poutre de roulement:.....	76
IV.4.1.Dimensionnement :.....	76
IV.5.poutre de roulement .....	77
IV.5.1.Données pour le calcul de poutre de roulement :.....	77
IV.5.2.les calcul de poutre de roulement :.....	78
a) Charges à considérer : .....	78
b) Calcul des réactions :.....	78
c) Moment fléchissant : .....	79
d) Effort tranchant max :.....	80
IV.5.3 Dimensionnement de la poutre de roulement .....	80
 <b>Chapitre V : assemblage.....</b>	 <b>82</b>
V.1.Introduction.....	83
V.2.Les différents modes d'assemblages : .....	83
a) Assemblage par boulonnage : .....	83
b) Fonctionnement des assemblages : .....	85
c) Assemblage par soudure .....	85
d) Vérifications des assemblages .....	85
V.3 Rôle des assemblages : .....	86
V.4 Calcul d'assemblages: .....	86
V.4.1. Assemblage Poteau – traverse: .....	86
V.4.1.1 Dimensions de traverse IPE 550 : .....	87
a) Dimensions de platine :.....	87
b) Dimensionnements des boulons : .....	87
c) Entre axe des boulons : .....	87

V.4.1.2 Vérification des assemblages : .....	88
a) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant : .....	88
b) Résistance de l'assemblage au moment fléchissant : .....	88
V.4.2 Assemblage traverse – traverse: .....	90
4.2.1 Dimensions de travrse IPE 550 : .....	90
a) Dimensions de platine : .....	90
b) Dimensionnements des boulons : .....	90
c) Entre axe des boulons : .....	91
4.2.2 Vérification des assemblages : .....	91
a) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant .....	91
b) Résistance de l'assemblage au moment fléchissant : .....	92
V.4.3 Assemblage poteau-console : .....	93
4.3.1 Dimensions de CORBEAU HEA 200 : .....	93
a) Dimensions de platine : .....	93
b) Dimensionnements des boulons : .....	93
c) Entre axe des boulons : .....	94
4.3.2Vérification des assemblages : .....	94
a) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant .....	94
b) Résistance de l'assemblage au moment fléchissant : .....	95
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>97</b>

# Listes des figures

## Chapitre I

Figure I.1 : Vue en 3D de l'hangar .....	2
Figure I.2 : façade principale de pignon.....	4
Figure I.3 : façade derrière de pignon .....	4
Figure I.4 : façade principale de Log-pan .....	5
Figure I.5 : façade derrière de Log-pan.....	5
Figure I.6 : Panneau sandwich.....	6

## Chapitre II

Figure II.1: Charges d'exploitation ponctuelles des poutres .....	11
Figure II.2: présentation des directions du vent sur la structure .....	12
Figure II.3 : Légende pour les parois verticales(V2) .....	16
Figure II.4 : valeurs des $C_{pe}$ pour la paroi verticale du pignon (V2) .....	17
Figure II.5 : Légende pour les toitures à deux versants (V2) .....	17
Figure II.6 : Légende pour les parois verticales(V1) .....	18
Figure II.7 : valeurs des $C_{pe}$ pour la paroi verticale du pignon(V1) .....	19
Figure II.8. Légende pour la toiture (V1).....	20
Figure II.9: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures Uniformément réparties .....	21
Figure II.10 : Charges de la neige sur la toiture .....	32

## Chapitre III

Figure III.1 : détail de panneau sandwich (couverture) .....	36
Figure III.2 : Disposition de la panne.....	37
Figure III.3 Schéma statique de la panne sous la charge permanente.....	38
Figure III.4 Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes .....	38
Figure III.5: Schéma statique de la poutre équivalente.....	39
Figure III.6 Schéma statique de la surcharge climatique de vent .....	39
Figure III.7 Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.....	40

Figure III.8 Coupe transversale des liernes .....	44
Figure III.9 efforts de traction dans les liernes .....	44
Figure III.10: Disposition d'un échantignolle sur une panne.....	46
Figure III.11 : détail de panneau sandwich (couverture) .....	47
Figure III.12 : Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet.....	47
Figure III.13 :Disposition de la lisse sur le poteau .....	48
Figure III.14 : les efforts dans les lisses .....	51
Figure III.15 : Les potelets .....	52
Figure III.16 : Schéma statique de la poutre sablière.....	62

## Chapitre IV

Figure IV.1 : pont roulant .....	72
Figure IV.2 : réactions de pont roulant .....	72
Figure IV.3 : Schéma du pont roulant .....	73
Figure IV.4 : Coupe transversale du rail .....	75
Figure IV.5 : Disposition de la console .....	76
Figure IV.6 : Dimensions du pont.....	77
Figure IV.7 : Schéma statique de la poutre de roulement .....	80
Figure IV.8 : Illustrations des efforts appliqués sur la poutre de roulement .....	80

## Chapitre V

FigureV.1 : vue en plan de l'assemblage poteau-traverse.....	86
FigureV.2 : assemblage poteau-traverse .....	89
FigureV.3 : Vu en plan de l'assemblage traverse-traverse.....	90
FigureV.4 : assemblage traverse-traverse .....	92
FigureV.5 : Vu en plan de l'assemblage poteau-console .....	93
FigureV.6 : assemblage poteau-console .....	96

# Liste des tableaux

## Chapitre II

Tableau II.1 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2 .....	16
Tableau II.2 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire .....	16
Tableau II.3 : surfaces de la Toiture V2.....	17
Tableau II.4 : surfaces de la paroi verticale V1 .....	19
Tableau II.4.1 : Cpe de la paroi verticale V1.....	19
Tableau II.5 : surfaces de la ToitureV2.....	20
Tableau II.6: Pression aérodynamiques sur la paroi verticale (V2).....	23
Tableau II.7: Pression aérodynamiques sur la toiture (V2).....	24
Tableau II.8: Pression aérodynamiques sur la paroi verticale (V1).....	25
Tableau II.9: Pression aérodynamiques sur la toiture (V1).....	26
Tableau II.10: Facteur de qualité .....	29
Tableau II.11 : poids total du la structure.....	30
Tableau II.12 : Charge de la neige sur le sol dans chaque zone .....	31

## Chapitre III

Tableau III.1 : Caractéristiques de l'IPE 140 .....	42
Tableau III.2 : Caractéristiques de l'UPN140 .....	49
Tableau III.3 : Caractéristiques de l'IPE300 .....	53
Tableau III.4 : le coefficient minorateur $\beta$ en fonction de l'entraxe des trous .....	56
Tableau III.5 : Caractéristiques de cornière L70 $\times$ 9 .....	57
Tableau III.6 : Caractéristiques de cornière L70 $\times$ 5 .....	60
Tableau III.7 : Caractéristiques de HEA100 .....	62
Tableau III.8 : Caractéristiques du profilé IPE 550 .....	66
Tableau III.9 : caractéristiques du profilé HEA400.....	67

## Chapitre IV

Tableau IV.1 : La classe de pont roulant.....	74
Tableau IV.2 : caractéristiques techniques de pont roulant.....	74
Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques du rail.....	75
Tableau IV.4 : caractéristiques du profilé HEA400.....	77
Tableau IV.5 : Caractéristiques de la poutre déroulement (HEA400).....	81.

## Chapitre V

Tableau V.1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier .....	83
Tableau V.2 : Caractéristiques géométriques des boulons .....	84
Tableau V.3: Valeur du coefficient de frottement $\mu$ selon la surface .....	84

## Introduction Générale

Le but de ces études est de concevoir des structures capable de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui a fait appel à l'utilisation des constructions métalliques qui apporte au programme de construction des avantages à savoir :La fiabilité, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier et possibilité architecturales beaucoup plus étendues qu'on béton.

De plus le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, et il implique de fondations moins importantes, ainsi que son utilisation à un impact évidant sur la réduction des coûts, car son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Face à ses avantages les plus considérables, les constructions métalliques possèdent également des inconvénients tels que : La susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils, mauvaise tenue au feu et la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes combinaisons d'actions possibles, définies par les règlements (CCM97, ou EUROCOD 03) et en utilisant AUTODESK ROBOT STRUCTURAL, la stabilité élastique soit assurée :

- Soit dans son ensemble, ou globalement au niveau de la structure.
- Soit au niveau local, individuellement au niveau de chaque élément constituant la dite structure (poteaux, poutres, etc....).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un hangar en construction métallique a usage de stockage.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL, CCM97, RNVA2013).

# *Chapitre I*

# Présentation de l'ouvrage

## I.1. Introduction

La charpente métallique est une branche de la construction métallique, qui reste à nos jours la solution la plus convenable, pour la construction des ouvrages et équipements industriels.

L'étude d'un projet s'élaboré en nous prenons compte des aspects fonctionnelles, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil de connaître le comportement des matériaux utilisés, ainsi leurs caractéristiques mécaniques et nous prenons les paramètres suivante :

- l'usage.
- la résistance.
- les exigences esthétiques.
- les conditions économiques.

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calculs concernant les matériaux utilisés, les actions, les combinaisons de charge .....etc.

## I.2. Présentation et Implantation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un hangar en construction métallique a usage de stockage, qui est implantée dans la wilaya de TEBESSA dans un site plat, qui classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa).

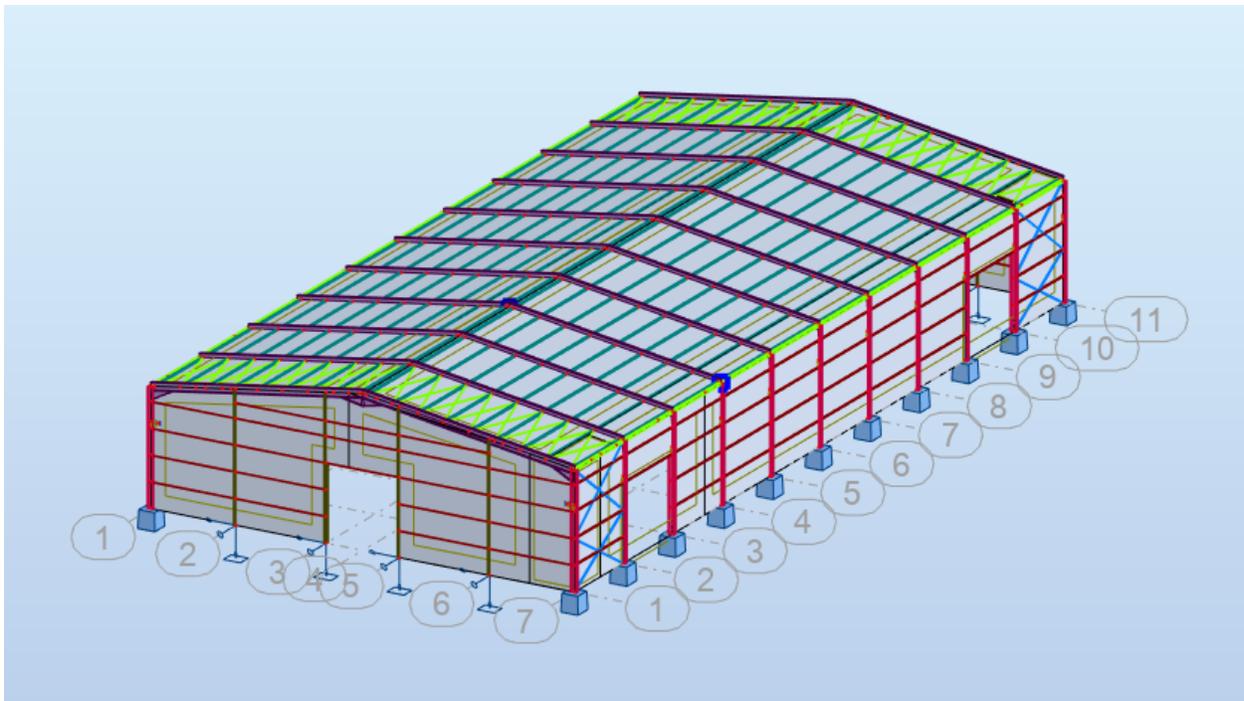


Figure I.1 : Vue en 3D de l'hangar.

## I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure en question est constituée de 11 portiques de 60 m de portée,  
L'écartement entre ces portiques est de 6.00 m, avec une toiture ayant deux versants.

La toiture et bardage est de type PS

La stabilité horizontale de la toiture est assurée par des contreventements à base de profilés suivant les deux extrémités.

La stabilité verticale est assurée par la stabilité portique d'un côté, et des palées de stabilités en forme X à base de profilés

Les pieds de poteaux sont encastres.

- Sens Pignon.....L =30.00 m
- Sens Long pan.....l =60.00 m
- Hauteur total de la structure.....10.25m
- Hauteur des poteaux.....8m
- Pente de toiture .....15 %

### ◆ Ouvertures :

#### ● Log-pan:

● Façade principale

- Portes : 2(5.25\*6) m

- Fenêtres : 0

#### ● Façade derrière ● Façade derrière

- Portes : 0

- Fenêtres : 0

#### ● Pignon :

● Façade principale

- Portes : 1(5.25\*5.2) m

- Fenêtres : 0

- Portes : 0

- Fenêtres : 0

### Annexes (présentation ROBOT)

- Pignon façade principale :

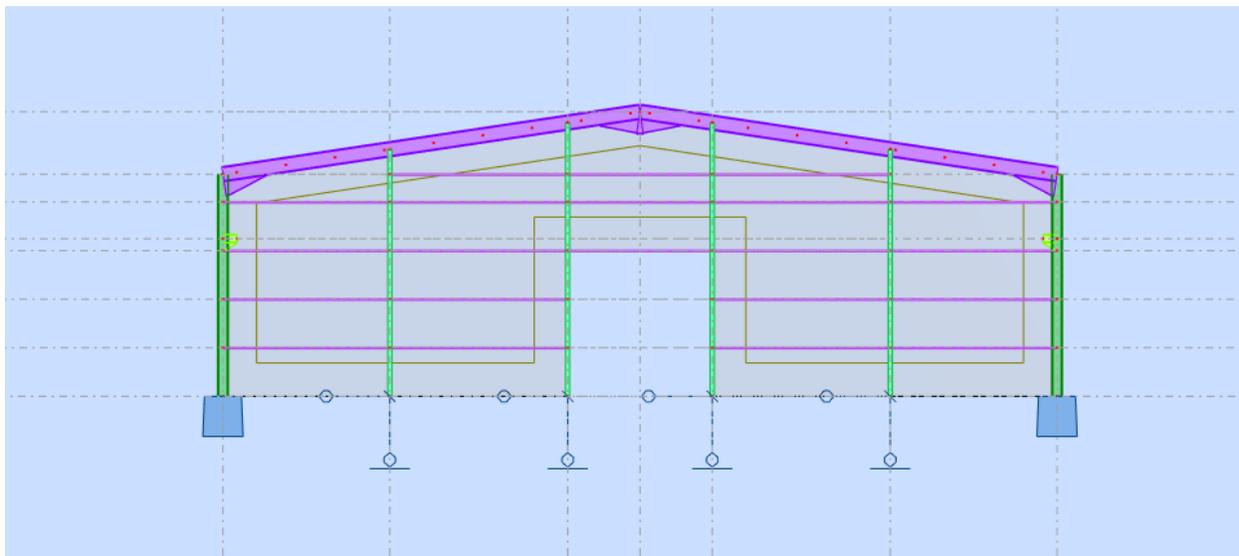


Figure I.2 : façade principale de pignon

- Pignon façade derrière :

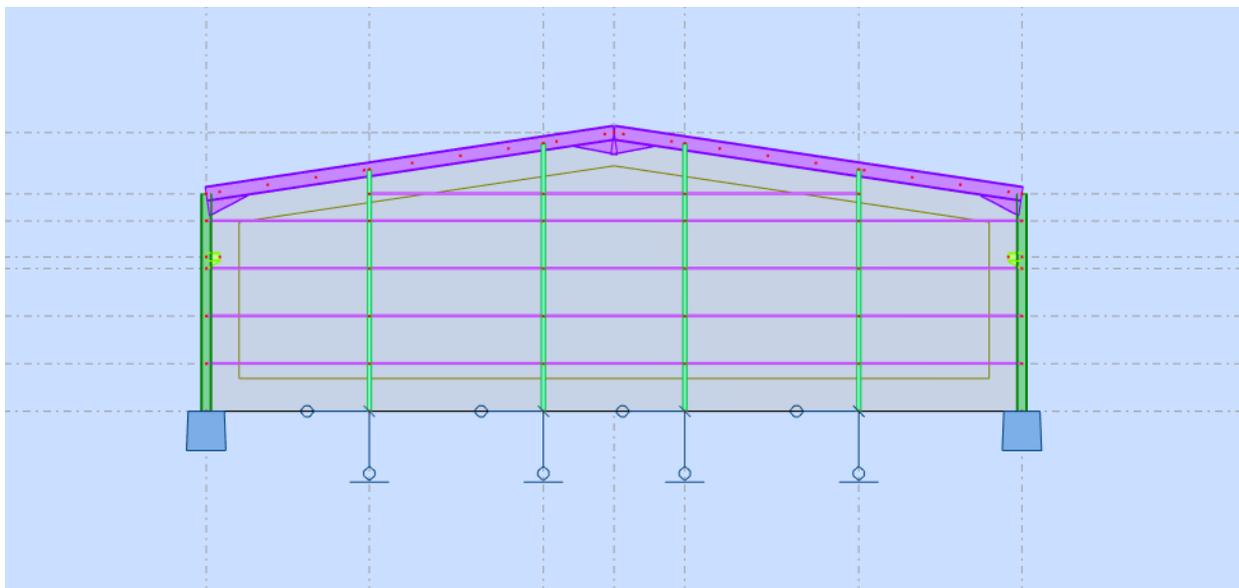


Figure I.3 : façade derrière de pignon

•Log-pan façade principale :

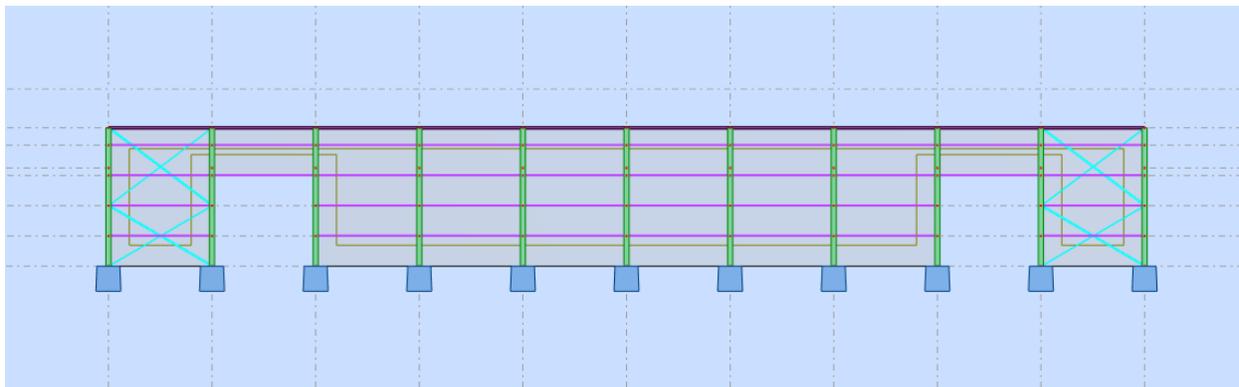


Figure I.4 : façade principale de Log-pan

•Log-pan façade derrière :

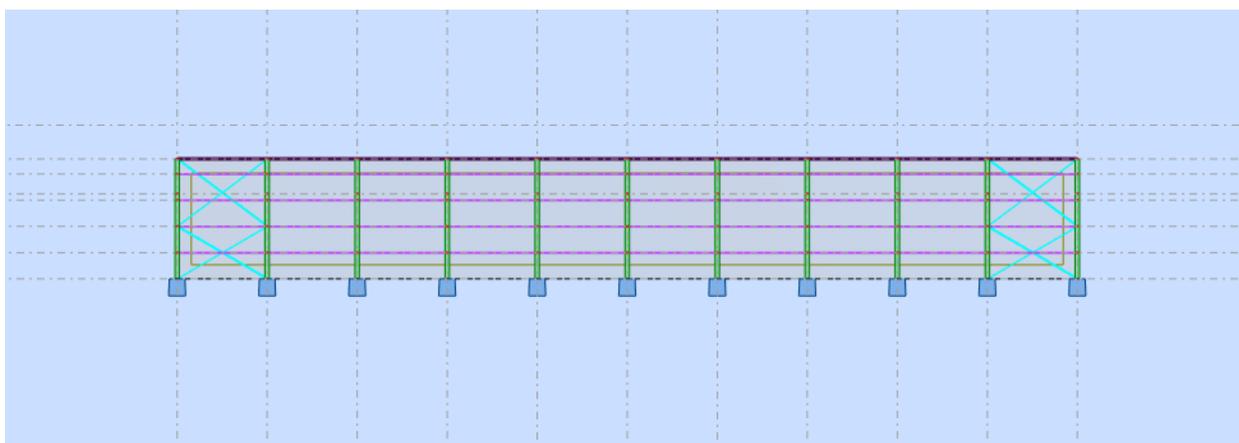


Figure I.5 : façade derrière de Log-pan

## I.4 Eléments de l'ouvrage

### I.4.1.1 Couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwichs, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

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

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

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

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints.

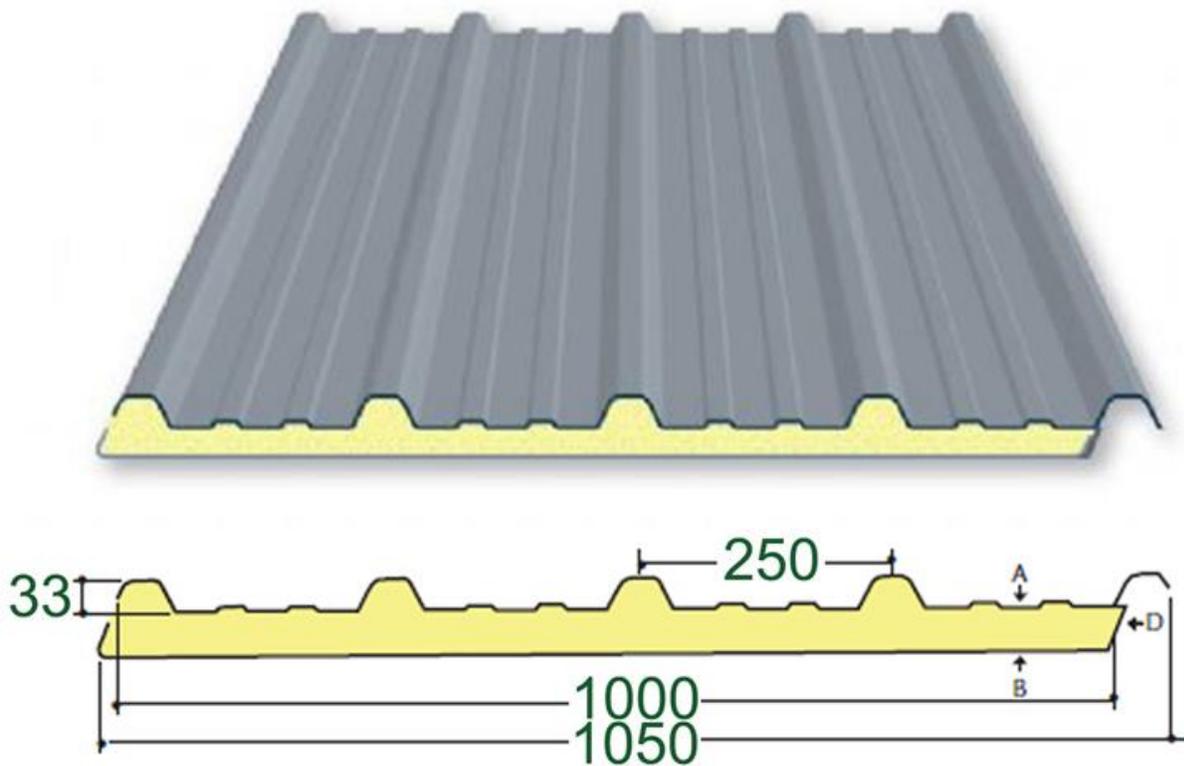


Figure I.6 : Panneau sandwich

## I.4.1.2 Toiture :

Généralement pour les hangars de stockages le dégagement de l'espace à l'intérieur est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, là à deux versants qui, nous offre plusieurs avantages, les plus importants sont :

- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou planché mixte
- La facilité et rapidité de montage

**I.4.2 Les poteaux et les traverses :** Les poteaux et les traverses sont des profilés en acier avec une section constante.

**I.4.3 Les pannes :** Les pannes sont des profils métalliques avec une section constante.

## I.4.4 Les façades et cloisons :

Ils sont réalisés en panneaux sandwich.

**I.4.5 Les contreventements :** Les pales de stabilité en (x) dans les deux sens, assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dus au séisme et au vent en les transmettant aux fondations. .

## I.5 Matériaux utilisés:

### Caractéristique

Caractéristique: Certaines caractéristiques mécaniques d'un acier telles que résistances à la traction, limite d'élasticité, allongement de rupture, sont définies par l'essai de traction sur éprouvette qui permet d'établir le diagramme contrainte-déformation spécifique. Dans la figure on trace la relation contrainte-déformation spécifique des deux principaux types d'acier utilisés dans la construction (FeE28), où l'on a admis un comportement parfaitement linéaire du matériau jusqu'à la limite d'élasticité. Si l'allure de courbe donnée à la figure correspond à celle obtenue lors d'un essai de traction.

### I.5.1 Propriétés mécaniques :

Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$

Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$

Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12.10^{-6}$  par °C

Module d'élasticité transversale  $G = E/[2(1+\nu)]$

## I.6 Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :

### I.6.1 Définition :

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue. On en distingue état limite

### I.6.2. Etat Limite Ultime (ELU) :

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments

### I.6.3. Etat Limite de Service (ELS) :

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés D'exploitation, ils comprennent :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux.
- Les vibrations incommodes les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu .

## I.7. Les Actions prises en compte

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques...etc.) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appui...etc.)

### I.7.1. Actions permanentes (G)

:

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.
- Action de la précontrainte.
- Déplacement différentiel des appuis.
- Déformation imposée à la construction

### I.7.2. Actions variables (Q) :

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

- Charges d'exploitations.
- Charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions climatiques :
- Actions de la neige (S).

- Actions du vent (W).
- Actions de la variation de température.

### I.7.3. Actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes

- L'action sismique notée E
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

### I.8. Normes et Documents utilisés :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93** (DTR.C-2.41) et **BAEL91 mod9**.
- Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99v2003** (DTR-B.C 2.48).
- Règles de conception et de calcul des structures en acier **CCM 97**.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR C - 2.2).
- Charges de Neige et Vent NV 2013 Algérien (DTR C2-4.7/NV2013).
- Calcul pratique des structures métalliques selon l'Eurocode 3 (j. Morel)
- Eurocode 1 : Actions sur les structures
- Fiche technique ABUS "pont roulant"
- Règles de CM66

*Chapitre II*

Évaluation Des Charges

## II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation Et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

## II.2 Charges Permanentes

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage.

Bardage en panneaux sandwichs.....12.5Kg /m<sup>2</sup>  
 Couverture en panneaux sandwichs .....12.5Kg /m<sup>2</sup>

## II.3 Surcharges d'exploitation

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes. Elles couvrent le poids des personnes.

Et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies Comme, charges ponctuelles de 100 kg au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique Réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.22).

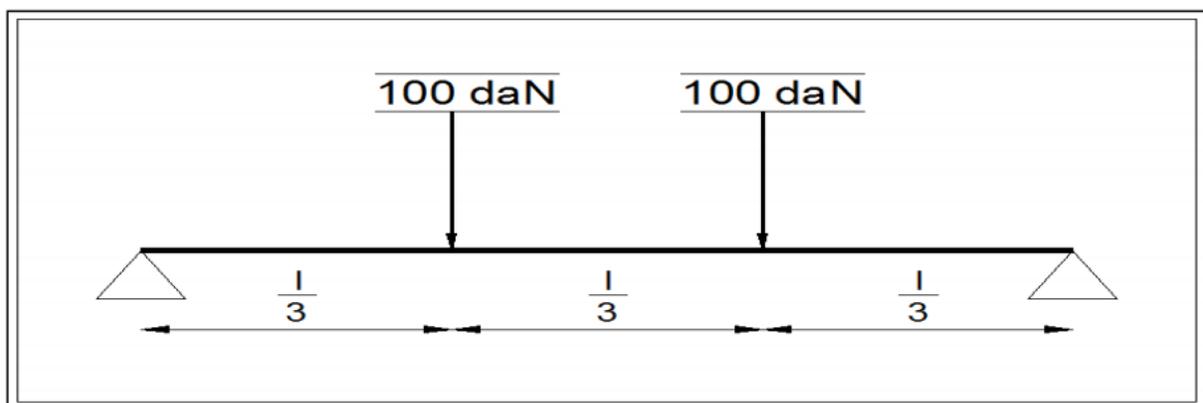


Figure II.1 Charges d'exploitation ponctuelles de poutres

### II.4.L'effet du vent

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.

**Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :**

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.
- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction

**Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :**

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

#### a) Action du vent:

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- Au long pan V2
- Au pignon V1

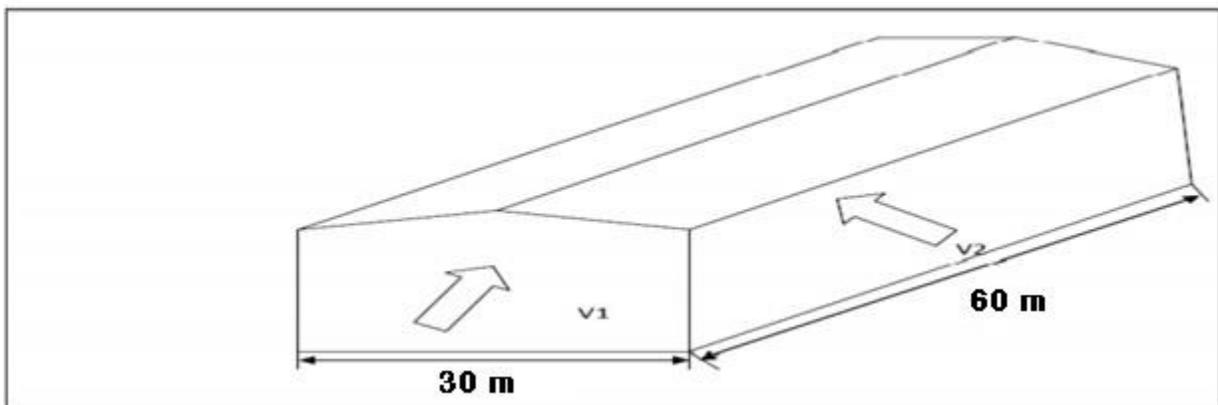


Figure II.2: présentation des directions du vent sur la structure.

## b) Coefficients de calcul

### b.1. Effet de la région

Notre structure est située dans la zone II dont la pression de référence est donnée par le Tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par  $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$

### b.2 Effet de site

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données le Tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) les catégories de terrain est III  
D'où :

- Le facteur de terrain  $K_T = 0,215$
- Le paramètre de rugosité  $Z_0 = 0,3 \text{ m}$  (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013)
- La hauteur minimale  $Z_{min} = 5 \text{ m}$ .
- $\epsilon = 0,61$ : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$

### b.3 Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographies  $C_t(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc. Le site est plat, le coefficient de topographie  $C_t = 1$ . (Chapitre II RNVA2013)  
(Formule 2.4, chapitre 2 RNVA2013).

### b.4 Calcul de coefficient dynamique $C_d$ :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation de la pression exercée sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. . La valeur du coefficient dynamique  $C_d$  pour les structures métalliques est donnée par la Paragraphe valeur simplifiée. (Chapitre III : coefficient dynamique dans RNVA2013).  
 $C_d = 1$ . Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m  
La hauteur de notre projet qui égale à 10.25m est inférieure à 15m et selon le RNVA2013 le  $C_d = 1$ .

## c) calcul de la pression :

### c.1 Détermination de la pression dynamique pointe $q(z_e)$ :

La pression dynamique de pointe  $q(z_e)$  à la hauteur de référence  $Z_e$  est donnée par  $q_p(z_e) = q_{ref} * C_e(z_e)$  (N/m<sup>2</sup>) . .....Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013  
Tel que :  $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$   $C_e(z_e)$  : Coefficient d'exposition au vent.

### c.2 Détermination du coefficient de la rugosité Cr :

Le coefficient de rugosité Cr (z) traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013 P53.

$$Cr(z) = KT \times \ln \frac{Z}{Z_0} \text{ si : } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m.} \dots\dots\dots [ 1 ]$$

$$Cr(z) = KT \times \ln \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ si } Z < Z_{\min}$$

Avec :

- K : Facteur de terrain.
- Z0: Paramètre de rugosité.
- Z min : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée  
 Tel que : Z0 = 0,3m Zmin = 5m

Z = 10.25m dans la toiture.  
 Z = 8m dans les parois verticales.

**Dans la toiture:**

$$Z = 10.25\text{m} \rightarrow Z_{\min} = 5\text{m} \leq Z = 10.25\text{m} \leq 200\text{m}$$

$$Cr(z=10.25\text{m}) = KT \times \ln \frac{Z}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{10.25}{0.3} = 0.759 \rightarrow Cr(z) = 0.76$$

**Dans la paroi verticale:**

$$Z = 8\text{m} \rightarrow Z_{\min} = 5\text{m} \leq Z = 8\text{m} \leq 200\text{m}$$

$$Cr(z=8\text{m}) = KT \times \ln \frac{Z}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{8}{0.3} = 0.705 \rightarrow Cr(z) = 0.706$$

### c.3 Détermination du coefficient d'exposition Ce (ze)

Le coefficient d'exposition au vent Ce(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

Ce(z) est donnée par:

Formule suivante :  $Ce(z) = Ct^2(z) * Cr^2(z) + [1+7*Iv(z)]. \dots\dots\dots [ 1 ]$

- Cr : coefficient de rugosité.
- Ct : coefficient de topographie.
- Iv(z) : l'intensité de la turbulence.
- Z (en m) est la hauteur considérée.

### C.4.Intensité de turbulence

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par

$$\bullet Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln(\frac{z}{Z_0})} \text{ pour } Z > Z_{\min} \dots\dots\dots [ 1 ]$$

$$\bullet Iv(z) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln(\frac{z_{\min}}{Z_0})} \text{ pour } Z \leq Z_{\min} \dots\dots\dots [ 1 ]$$

**Dans la paroi verticale :**  $Z=8 > Z_{min}=5$ .

$$\bullet I_v(8) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right)} \rightarrow I_v(8) = 0.304$$

**Dans la toiture:**  $Z=10.25 > Z_{min}=5$

$$\bullet I_v(10.08) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10.25}{0.3}\right)} \rightarrow I_v(10.08) = 0.283$$

Donc on peut déterminer la pression d'exposition  $C_e(z)$  :

**Paroi verticale :**

$$C_e(8) = 0,706^2 * 1^2 * [1 + 7 * 0.304] \rightarrow C_e(8) = 1.56$$

**Toiture:**

$$C_e(10.25) = 0.76^2 * 1^2 * [1 + 7 * 0.283] \rightarrow C_e(10.08) = 1,72$$

$$\text{On a: } q_p(z_e) = q_{ref} * C_e(z_e) \text{ et } q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$$

**Paroi verticale :**

$$\rightarrow q_p(z_e) = 678.6$$

**Toiture:**

$$\rightarrow q_p(z_e) = 748.2$$

### C.5 Détermination de coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression extérieure  $C$  applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée  $A$ , qui est la surface de la Construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées  $A$  de  $1 \text{ m}^2$  et  $10 \text{ m}^2$  dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés  $C_{,1}$  pour les coefficients locaux, et  $C_{,10}$  pour les coefficients globaux, respectivement. (Chapitre 5:coefficient de Pression page 80 RNVA2013).

$$\bullet C = C_{pe1} \quad S \leq 1 \text{m}^2$$

$$\bullet C = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) \quad 1 \text{m}^2 < S < 10 \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots [ 1 ]$$

$$\bullet C = C_{pe10} \quad S \geq 10 \text{m}^2$$

• Tel que :  $S$ : est la surface chargée de la paroi considérée en  $\text{m}^2$

#### C.5.1 Vent perpendiculaire au long pan (v2)

•pour les parois verticales:

pour cette direction du vent on a:  $b=60\text{m}$ ,  $d=30\text{m}$ ,  $h=8\text{m}$  et  $e = \min [b, 2h]$

$$e = \min [60, 16] \rightarrow e = 16\text{m}.$$

Et on a :  $d=30\text{m} > e=16\text{m}$ .

Donc on utilise la légende suivante :

5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)

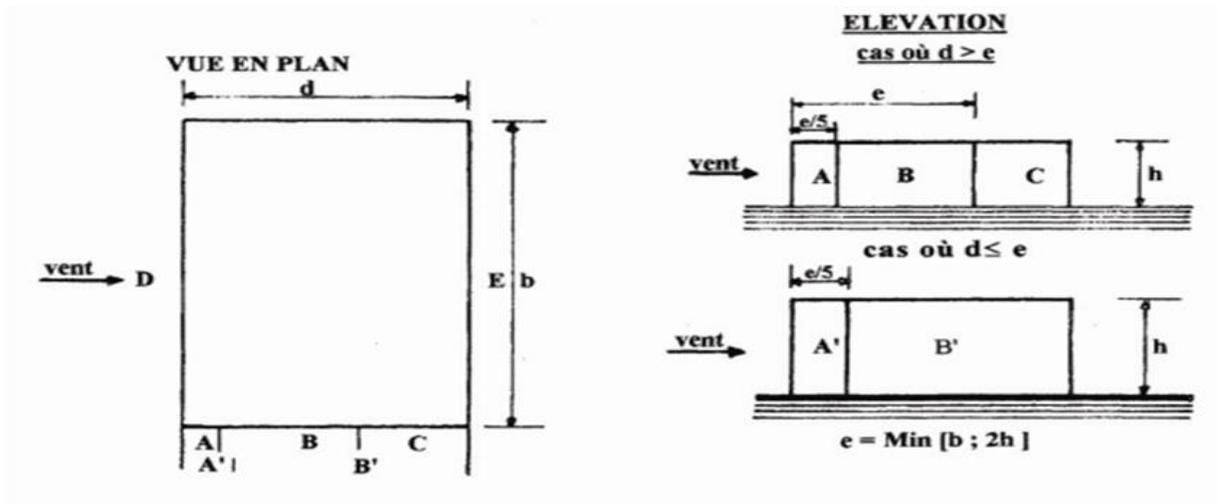


Figure II.3 : Légende pour les parois verticales(V2)

On a :  $e=20.5m$ .

- Zone A =  $e/5 \times h$
- Zone B =  $4e/5 \times h$
- Zone C =  $d - e \times h$
- Zone D =  $h \times b$
- Zone E =  $h \times b$

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	25.6	102.4	112	480	480

Tableau II.1 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2

A		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Tableau II.2 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m<sup>2</sup> donc la formule correspond est :

$C_{pe} = C_{pe10}$ .

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	25.6	102.4	112	480	480
cpe	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.2.1 Les valeurs Cpe des zones de vent des parois dans le sens V2

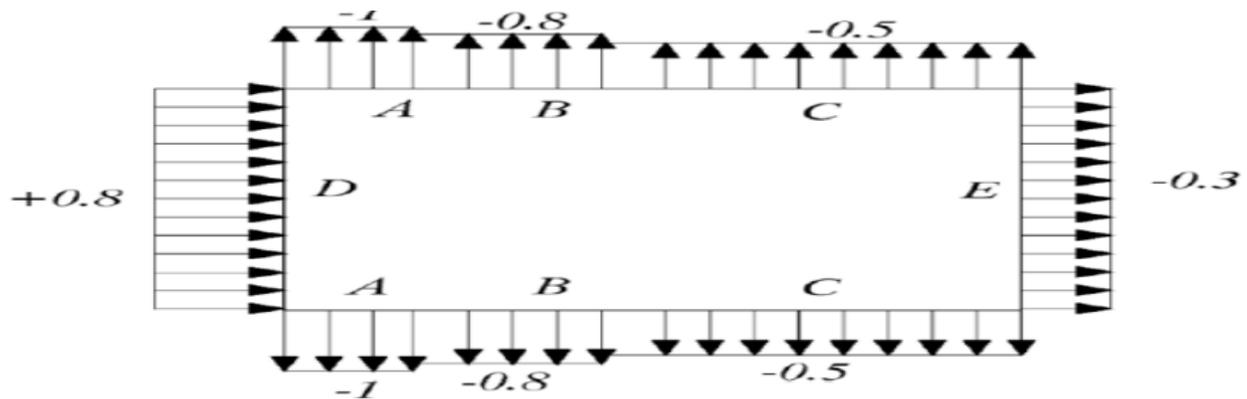


Figure II.4 : valeurs des  $C_{pe}$  pour la paroi verticale du pignon (V2)

**Pour la toiture:**

On a une toiture a versant multiple  $\alpha=9.53^\circ$ , le vent perpendiculaire a la génératrice : on prendra les valeurs  $C$  de toiture   deux versant (RNV 2013)  $\theta=0^\circ$   $b=60m$ ,  $d=30m$ ,  $h=10.25m$ ,  $\alpha=8.53^\circ$  et  $e= \min [b, 2h]$   $e= \min [60,20.5] \rightarrow e=20.5m$ .

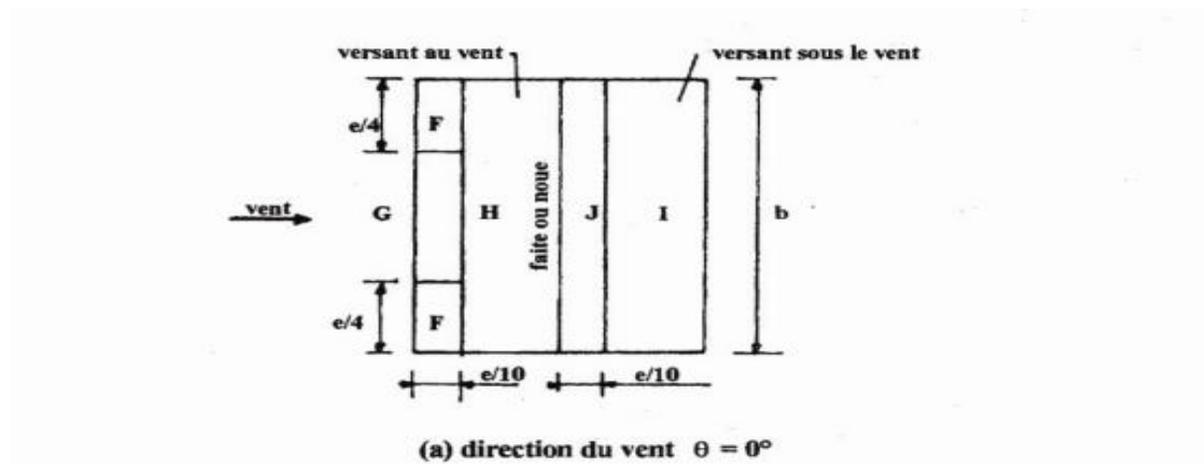


Figure II.5 : Légende pour les toitures   deux versants (V2)

- Zone F =  $(e/4) \times e/10$
- Zone G =  $(b - 2e/4) \times e/10$
- Zone H =  $(15 - e)/10 \times b$
- Zone J =  $b \times (e/10)$
- Zone I =  $(15 - e/10) \times b$

Zone	F	G	H	I	J
Surface (m <sup>2</sup> )	10.51	101.98	777	777	123

Tableau II.3 : surfaces de la Toiture V2

La surface de chaque zone est > 10m<sup>2</sup> donc : [§5.1.1.2-RNV/2013]

$C_{pe} = C_{pe10}$

Puisqu'  $\alpha=8.53^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C$  ( $5^\circ$ ) et  $C$  ( $15^\circ$ ) par la formule suivante :

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

- Zone F :  $-1.7 + \left[ \frac{8.53-5}{15-5} (-0.9 - (-1.7)) \right] = -1.4$
- Zone G :  $-1.2 + \left[ \frac{8.53-5}{15-5} (-0.8 - (-1.2)) \right] = -1.06$
- Zone H :  $-0.6 + \left[ \frac{8.53-5}{15-5} (-0.3 - (-0.6)) \right] = -0.49$
- Zone I :  $-0.6 + \left[ \frac{8.53-5}{15-5} (-0.4 - (-0.6)) \right] = -0.53$
- Zone J :  $-0.6 + \left[ \frac{8.53-5}{15-5} (-1 - (-0.6)) \right] = -0.74$

### C.5.2 Vent perpendiculaire au pignon (V1)

**pour les parois verticales:**

• Pour cette direction du vent on à:  $b=30, d=60m, h=8m$

$e = \min [b, 2h] \rightarrow e = \min [30, 16] = 16 \text{ m} \rightarrow e=16m.$

Et on a :  $d=60m > e=16m$

Donc on utilise la légende suivant: ..... 5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80).

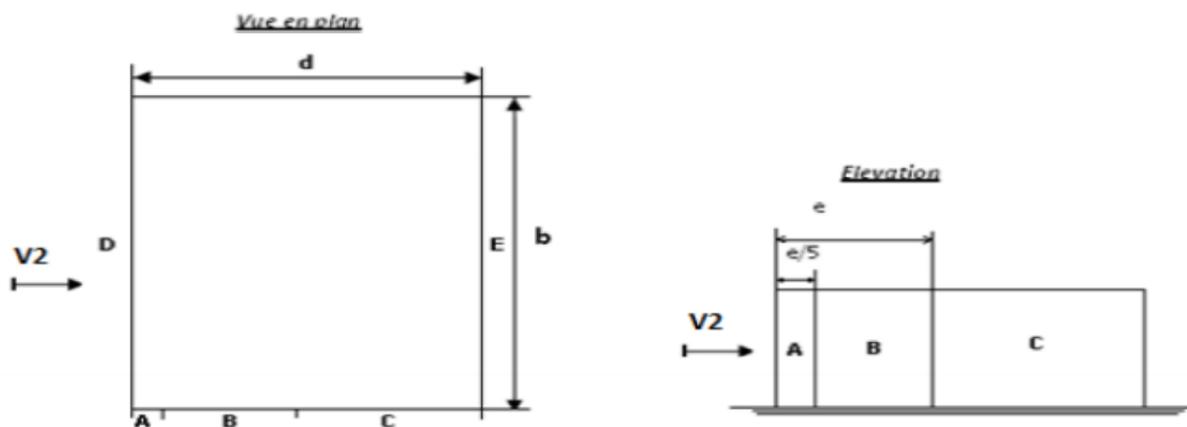


Figure II.6 : Légende pour les parois verticales(V1)

Détermination des surfaces: Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

- Zone A =  $e/5 \times h$
- Zone B =  $4e/5 \times h$
- Zone C =  $d - e \times h$
- Zone D =  $h \times b$
- Zone E =  $h \times b$

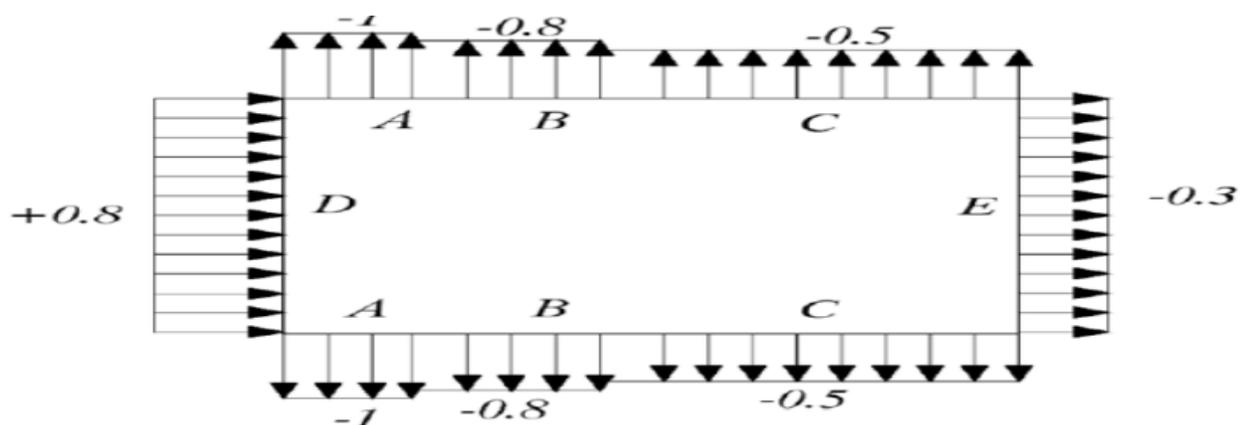
Hauteur de reference $Z_e$	Aires des zones				
	$A_A$	$A_B$	$A_C$	$A_D$	$A_E$
8,00	25.6	128	352	240,00	240,00

**Tableau II.4 : surfaces de la paroi verticale V1**

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieurs à 10m<sup>2</sup> donc la formule correspond est :  $C_{pe} = C_{pe10}$ .

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m <sup>2</sup> )	25.6	102.4	112	240	240
cpe	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

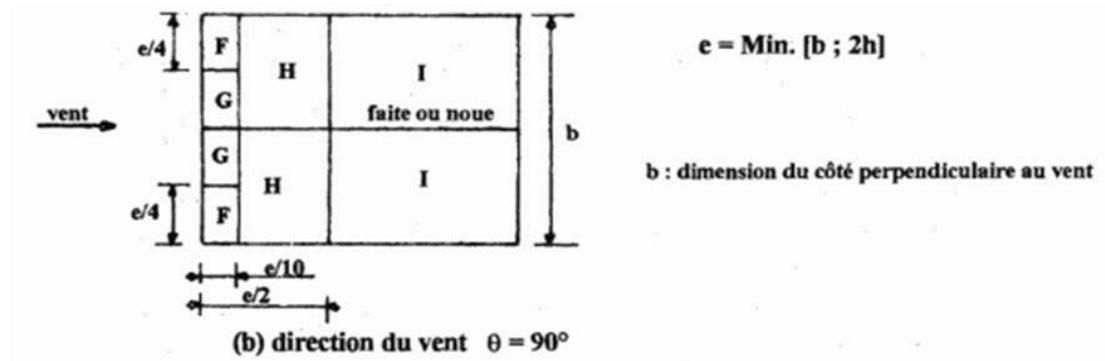
**Tableau II.4.1 : Cpe et surface de la paroi verticale V1**



**Figure II.7 : valeurs des Cpe pour la paroi verticale du pignon(V1)**

**pour la toiture:**

- Le vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour  $\theta = 90^\circ$  Pour cette direction du vent on a  $b=30m$ ,  $h= 10.25m$ ,  $d=60m \Rightarrow e=20.5m$ .  $\alpha=8.53^\circ$  [§5.1.8.1-RNV/2013]



**Figure II.8. Légende pour la toiture (V1).**

- Zone F =  $(e/4) \times e/10$
- Zone G =  $(b/2 - e/4) \times e/10$
- Zone H =  $(e/2 - e/10) \times b/2$
- Zone I =  $(d - e/2) \times b/2$

Zone	F	G	H	I
Surface (m <sup>2</sup> )	10.50	20.24	123	746.25

**Tableau II.5 : surfaces de la ToitureV2**

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

[§5.1.1.2-RNV/2013]

$C_{pe} = C_{pe10}$

Puisqu'  $\alpha=8.53^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C$  ( $5^\circ$ ) et  $C$  ( $15^\circ$ ) par la formule suivante :

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

- Zone F :  $-1.6 + \left[ \frac{8.53 - 5}{15 - 5} (-1.3 - (-1.6)) \right] = -1.49$
- Zone G :  $-1.3 + \left[ \frac{8.53 - 5}{15 - 5} (-1.3 - (-1.3)) \right] = -1.30$
- Zone H :  $-0.7 + \left[ \frac{8.53 - 5}{15 - 5} (-0.6 - (-0.7)) \right] = -0.66$
- Zone I :  $-0.6 + \left[ \frac{8.53 - 5}{15 - 5} (-0.5 - (-0.6)) \right] = -0.56$

## C.6. Détermination de coefficient de pression intérieure :

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air. Le coefficient de pression  $C_{pi}$  est-on fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  et rapport  $h/d$  (RNV2013)

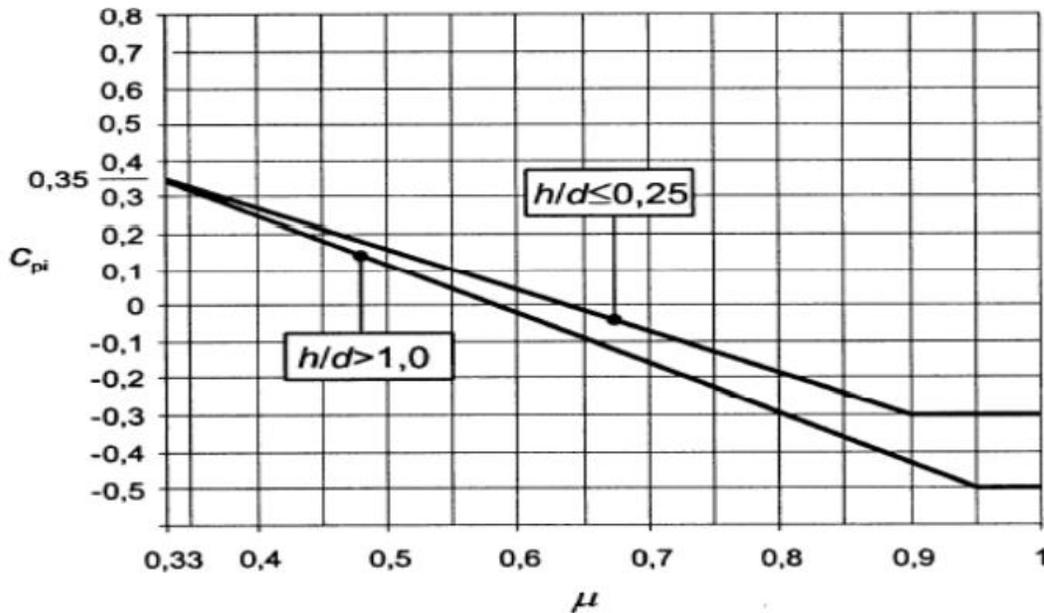


Figure II.9: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures Uniformément réparties (RNV2013)

On détermine l'indice de perméabilité donné par :

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

### C.6.1. Du côté de long pan : (V2 perpendiculaire a long pan)

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures = 1 porte (5.25 x 5.2) et 2 portes (5.25 x 6) = 90.3 m<sup>2</sup>

- La somme des ouvertures où  $C_{pe} \leq 0$  = 1 porte (5.25 x 5.2) = 27.3 m<sup>2</sup>

$$\mu_p = \frac{27.3}{90.3} = 0.30$$

La valeur de est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs

Correspondant à  $h/d=0.25$  et  $h/d=1$ .

$$0.25 < h/d = 10.25 / 30 = 0,34 < 1$$

$$C_{pi} \left( \mu_p; \frac{h}{d} \right) = C_{pi}(\mu_p; 0,25) + \left[ \frac{\frac{h}{d} - 0,25}{1 - 0,25} (C_{pi}(\mu_p; 1) - C_{pi}(\mu_p; 0,25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.30; 0,34) = 0,35 + \left[ \frac{0,34 - 0,25}{1 - 0,25} (0,35 - 0,35) \right] = 0,35$$

Donc  $C_{pi} = 0.35$

### C.6.2. Du côté de pignon : (V1 perpendiculaire a pignon)

• La somme des surfaces de toutes

les ouvertures = 1 porte (5.25 x 5.2) et 2 portes (5.25 x 6) = 90.3 m<sup>2</sup>

• La somme des ouvertures où  $C_{pe} \leq 0 = 2 \text{ portes} (5.25 \times 6) = 63 \text{ m}^2$

$$\mu_p = \frac{63}{90.3} = 0.69$$

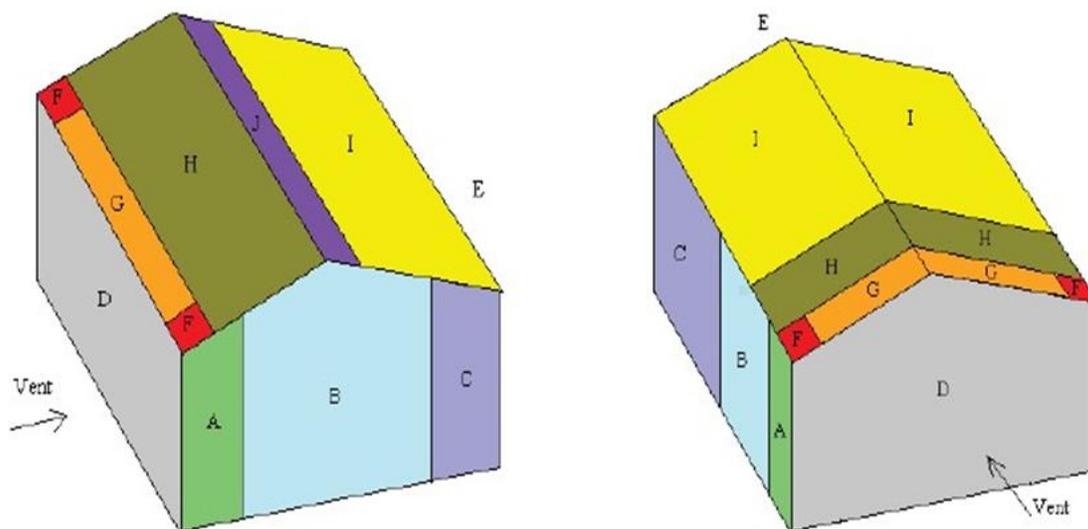
D'autre part, on a :  $h/d = 10.25 / 60 = 0,17 < 0,25$

Donc  $C_{pi} = -0.1$

### C.7. Pression aérodynamiques sur les parois

La pression aérodynamique  $W (Z_j)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule  
Suivant:

$$W (Z_j) = q_p(z_e) [C_{pe} - C_{pi}]. \quad (\text{Chapitre 2: Bases de calcul page 58})$$



### C.7.1. Du côté de long pan : (V2 perpendiculaire à long pan)

- **Paroi vertical:**

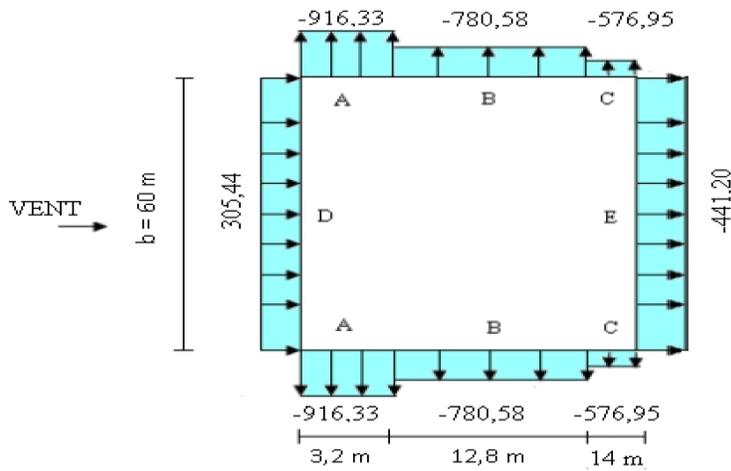
Zone	qdyn(z)	Cpe,1	Cpe,10	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(zj)
A	678,77	-1,30	-1,00	-1,00	0,35	-1,35	-916,33
B	678,77	-1,00	-0,80	-0,80	0,35	-1,15	-780,58
C	678,77	-0,50	-0,50	-0,50	0,35	-0,85	-576,95
D	678,77	1,00	0,80	0,80	0,35	0,45	305,44
E	678,77	-0,30	-0,30	-0,30	0,35	-0,65	-441,20

Zone	qdyn(z)	Cpe,1	Cpe,10	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(zj)
A	678,77	-1,30	-1,00	-1,00	-0,1	-0,90	-610,89
B	678,77	-1,00	-0,80	-0,80	-0,1	-0,70	-475,13
C	678,77	-0,50	-0,50	-0,50	-0,1	-0,40	-271,50
D	678,77	1,00	0,80	0,80	-0,1	0,90	610,89
E	678,77	-0,30	-0,30	-0,30	-0,1	-0,20	-135,75

**Tableau II.6: Pression aérodynamiques sur la paroi verticale (V2)**

- (+) : pression
- (-) : dépression

Les valeurs de *Pression aérodynamiques*  $W(z)$  ( $N/m^2$ ) (paroi verticale) sont représentées dans la figure suivante (direction V2) :



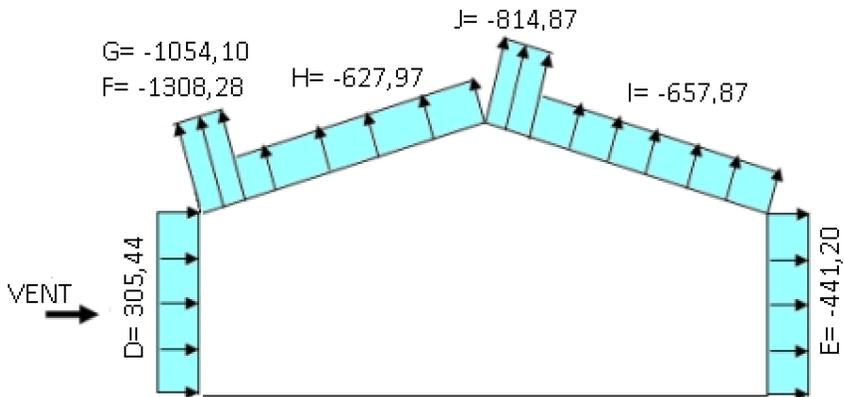
• **Toiture :**

Zones	qp(N/m <sup>2</sup> )	Cpe(-)	Cpi	Cpe-Cpi	W1(N/m <sup>2</sup> )
F	747,59	- 1,40	0,35	-1,75	- 1308,28
G	747,59	- 1,06	0,35	-1,41	- 1054,10
H	747,59	- 0,49	0,35	-0,84	- 627,97
I	747,59	- 0,53	0,35	-0,88	- 657,87
J	747,59	- 0,74	0,35	-1,09	- 814,87

Zones	qp(N/m <sup>2</sup> )	Cpe(-)	Cpi	Cpe-Cpi	W1(N/m <sup>2</sup> )
F	747,59	- 1,40	-0,1	-1,3	- 971.86
G	747,59	- 1,06	-0,1	-0,96	- 717.68
H	747,59	- 0,49	-0,1	-0,39	- 291.56
I	747,59	- 0,53	-0,1	-0,43	- 321.46
J	747,59	- 0,74	-0,1	-0.64	- 478.45

**Tableau II.7: Pression aérodynamiques sur la toiture (V2)**

Les valeurs de Pression aérodynamiques  $W(z)$  ( $N/m^2$ ) (toiture) sont représentées dans la figure suivante (direction V2) :



### C.7.2. Du côté de pignon : (V1 perpendiculaire à pignon)

- **Paroi verticale:**

Zone	qdyn(z)	Cpe,1	Cpe,10	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(zj)
A	678.77	-1,30	-1,00	-1,00	-0,1	-0,90	-610,89
B	678.77	-1,00	-0,80	-0,80	-0,1	-0,70	-475,13
C	678.77	-0,50	-0,50	-0,50	-0,1	-0,40	-271,50
D	678.77	1,00	0,80	0,80	-0,1	0,90	610,89
E	678.77	-0,30	-0,30	-0,30	-0,1	-0,20	-135,75

Zone	qdyn(z)	Cpe,1	Cpe,10	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(zj)
A	678.77	-1,30	-1,00	-1,00	0,35	-1,35	-916,33
B	678.77	-1,00	-0,80	-0,80	0,35	-1,15	-780,58
C	678.77	-0,50	-0,50	-0,50	0,35	-0,85	-576,95
D	678.77	1,00	0,80	0,80	0,35	0,45	305,44
E	678.77	-0,30	-0,30	-0,30	0,35	-0,65	-441,20

**Tableau II.8: Pression aérodynamiques sur la paroi verticale (V1)**

- **Toiture :**

Zones	qp(N/m <sup>2</sup> )	Cpe(-)	Cpi	Cpe-Cpi	W1(N/m <sup>2</sup> )
F	747,59	- 1,49	-0,1	-1,39	- 1039,15
G	747,59	- 1,30	-0,1	-1,20	- 897,10
H	747,59	- 0,66	-0,1	-0,56	- 418,65
I	747,59	- 0,56	-0,1	-0,46	- 343,89

Zones	qp(N/m <sup>2</sup> )	Cpe(-)	Cpi	Cpe-Cpi	W1(N/m <sup>2</sup> )
F	747,59	- 1,49	0,35	-1,84	- 1375.56
G	747,59	- 1,30	0,35	-1,65	- 1233.52
H	747,59	- 0,66	0,35	-1.01	- 755.06
I	747,59	- 0,56	0,35	-0,91	- 680.3

**Tableau II.9: Pression aérodynamiques sur la toiture (V1)**

## II.5 Etude Sismique

### II 5.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure. L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

### II 5.2. Méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le RPA99 version 2003 préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

## a) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques dont les forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

## b) Calcul de la force sismique totale

D'après l'Art 4.2.3 de RPA 99 version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99/version 2003(4.1.art .4.2.3)}$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la **Zone I** et un **Groupe d'usage 2** (stockage) ( $H=10.25m < 48m$ ) (Voir ANNEXES 6.1)

### Groupe 2 :

Ouvrages courants ou d'importance moyenne :

- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
- Nous trouverons  $A = 0.10$  ( Voir ANNEXES 6.2)**

$$\bullet 2,5\eta \qquad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = \left[ \bullet 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right] \qquad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$\bullet 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} \qquad T < 3.0s \text{ (Voir ANNEXES 6.3)}$$

$D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du Facteur de d'amortissement ( $\xi$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du [RPA99/ version 2003 page 45].

Dans notre cas. Site (S2) »  $T_1 = 0.15s ; T_2 = 0.40s$  (Voir ANNEXES 6.7)

Donc :

( $\eta$ ) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{Tableau 4.3 page 46 RPA 99.}$$

La valeur «  $\xi$  » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier léger  $\Rightarrow \xi = 4\%$  (voir tableau 4.2 du RPA 99 V2003, (Annexe C)).

**Donc  $\eta = 1.08 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1.08$**

### c) Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{Formule (4.6) page 42 RPA 99}$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 10.25\text{m.}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de Remplissage et est donné par le tableau (4.6) du RPA 99/version 2003. (Voir ANNEXES 6.5)

'Contreventement assuré par portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie'

D'où  $C_T = 0.085$

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0.085 \cdot 10.25^{3/4} = 0.48\text{s}$$

D'après le Formule (4.2) du RPA99 :

$$T_2 = 0.4\text{s donc } T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

$$D = 2.39$$

R : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) page 38 de RPA 99/ version 2003,

en fonction du système de contreventement. ( Voir ANNEXES 6.4)

**Sens longitudinal** : = 4 (Ossature contreventée par palées triangulées en X).

**Sens transversal** : = 4 (Portiques auto stables ordinaires).

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en planait en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots \text{Formule (4.4) page 39 RPA99.}$$

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10
$\Sigma P_q = 0.15$		

**Tableau II.10:** Facteur de qualité

Facteur de qualité  $Q=1.15$

W : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau z  
 $W = \sum_i^n W_i$  .....Formule (4.5) page41 du RPA99

Avec :

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  .....RPA99/2003 (4.5) p41

$W_{Gi}$  : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas :  $\beta = 0.5$  (VOIR ANNEXES 6.6)

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

<i>Les éléments</i>	<i>Profile</i>	<i>Poids(t)</i>	<i>Totale(t)</i>
<b>Le bardage +les accessoires</b>	Sandwiche	20.445	89.39
<b>Les pannes</b>	IPE140	12.623	
<b>Les liernes</b>	Ø12mm	0.509	
<b>Les poteaux de portique</b>	IPE 450	13.922	
<b>Les potelets</b>	IPE 270	2.071	
<b>Le palé de stabilité</b>	2CAE*70 *7	1.204	
<b>Poutre au vent</b>	CAE*70 *7	0.960	
<b>Les traverses</b>	IPE 450	21.197	
<b>Les lisses de bardages</b>	UPN 120	11.272	
<b>Poutre sablière</b>	HEA 140	3.018	
<b>Les jarrets</b>	Profilé	2.176	

**Tableau II.11** : poids total du la structure

$$W_{Gi}=89.39 \text{ t}$$

$$.W_Q = 0.444 \text{ KN/ml}$$

$$W_{Qi} = (0.4444 \times 6) \times 2 = 5.328$$

$$\text{Donc : } W_{Qi} = 0.53328 \text{ t}$$

$$\text{Et : } W = \sum_i^n W_i, \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\text{Donc : } W_T = 89.39 + 0.5 \times 0.53328 = 89.65 \text{ t}$$

$$W_T = 896.5 \text{ KN}$$

**d) Force sismique totale**

On note que l'axe des (X) est perpendiculaire au pignon et l'axe des (Y) est parallèle au pignon

$$V_{x,y} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.10 \times 2.39 \times 1.15}{4} \times 896.5 = 61.6 \text{ KN}$$

V = 61.6 KN

**II.6 ETUDE DE LA NEIGE**

**II.6.1 Calcul des charges de neige**

La charge caractéristique de la neige « S » par unité de surface en projection horizontale de toiture ou toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \dots \dots \dots [ 1 ]$$

$\mu$ : est le coefficient de forme pour la charge de neige

$S_k$ : (KN/m<sup>2</sup>) : est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol. (Chapitre 2: action de neige .page 18 RNV2013).

Données :

La construction est implantée dans la wilaya de **TEBESSA**

Site : Zone industrielle Zone **B**

Altitude par rapport au niveau de la mer : H= **1029 m** (RNV2013)

**a) Calcul  $\mu$  :**

Calcul l'angle  $\alpha$

$$\text{tag} \alpha = \frac{H \text{ total de la structure} - H \text{ des poteaux}}{\text{sens pignon}/2}, \quad \text{tag} \alpha = \frac{10.25 - 8}{30/2}$$

$$0 \leq \alpha = 8.53^\circ \leq 30^\circ \implies \mu = 0,8 \text{ ( voir annexe 1)}$$

**b) Calcul  $S_k$  :**

Les valeurs de  $S_k$  et les zones :

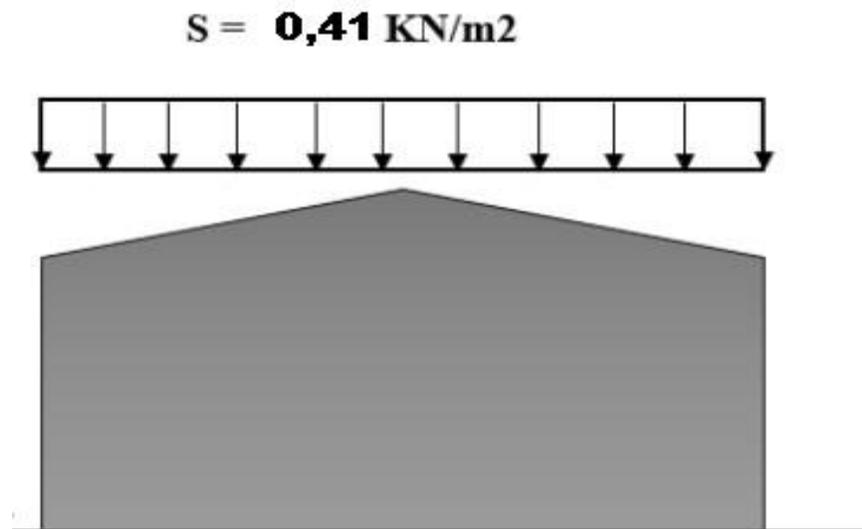
ZONE	A	B	C	D
$S_k$	$\frac{0.07 \cdot H + 15}{100}$	$\frac{0.04 \cdot H + 10}{100}$	$\frac{0.0325 \cdot H + 10}{100}$	Pas de charge de neige

**Tableau II.12:** Charge de la neige sur le sol dans chaque zone

$$.S_k = 0.51$$

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

$$S = 0,51 \times 0,8 = 0.41 \text{ KN/m}^2$$



**Figure II.10 :** Charges de la neige sur la toiture

## II.7 Force de frottement

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

(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3)

### II.7.1. Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan (V2) :

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

- Les surfaces des deux pignons :

$$.S_{fr} = \left( (30 \times 8) + \frac{2,25 \times 30}{2} \right) \times 2 = 547.5 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèle au vent = 547.5m<sup>2</sup>

**b-Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :**

- Les surfaces des deux longs pans :

$$S_{fr} = 60 \times 8 \times 2 = 960 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire total des surfaces parallèle au vent  $\leq 4 \times$  (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)  
 $547.5 \text{ m}^2 \leq 4 \times 960 = 3840 \text{ m}^2$  ..... C'est vérifier.

$\Rightarrow$  Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

**II.7.2. Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon (V1) :**

**a-Calcul des surfaces parallèles au vent :**

- Les surfaces de long pan :

$$S_{fr} = 60 \times 8 \times 2 = 1038.24 \text{ m}^2$$

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

$$S_{fr} = A_{fr} = (\text{Longueur ABC du développé}) \times d$$

$$S_{fr} = \frac{2.25}{\sin 8.53} \times 60 \times 2 \quad \frac{2.25}{\sin 8.53} = 15.17$$

$$S_{fr} = 1820.4 \text{ m}^2$$

$\Rightarrow$  Total des surfaces parallèle au vent =  $1038.24 + 1820.4 = 2858.64 \text{ m}^2$

**b-Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :**

- Les surfaces des deux pignons :

$$S_{fr} = \left( (30 \times 8) + \frac{2.25 \times 30}{2} \right) \times 2 = 547.5 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire total des surfaces parallèle au vent  $\leq 4 \times$  (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent)  
 $2858.64 \text{ m}^2 \leq 4 \times 547.5 = 2190 \text{ m}^2$  ..... C'est vérifier.

$\Rightarrow$  Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au pignon.

**II.7 Calcul la force de frottement:**

par la formule suivant :

$$F_{fr} = q_p * C_{fr} * A_{fr}$$

$C_{fr}$ : est le coefficient de frottement (tableau 2.8 chapitre 2 RNVA 2013).  $A_{fr}$  : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent (tableau 2.9 chapitre 2 RNVA 2013). Dans notre cas on l'ondulation perpendiculaires au vent pour la toiture et les parois verticales Donc  $C_{fr} = 0,04$

•**Pour les parois verticales**  $Z_e = 8 \text{ m} \Rightarrow q_p = 691.65 \text{ N/m}^2$

$$A_{fr} = [(60*8)]*2 = 960 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04*691.65*960 = 26064.768 \text{ N} \Rightarrow F_{fr} = 26.06 \text{ KN}$$

•**Pour la toiture**  $Z_e = 10.25 \text{ m} \Rightarrow q_p = 743.85 \text{ N/m}^2$

$$A_{fr} = [(15.17*60)]*2 = 1820.4 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04*743.85*1820.4 = 54436.51 \text{ N} \Rightarrow F_{fr} = 54.43 \text{ KN}$$

$$F_{totale} = F_{parois} + F_{toiture} = 26.06 + 54.43 = 80.49 \text{ KN}$$

*Chapitre III*

Dimensionnement  
des éléments

## III. Introduction

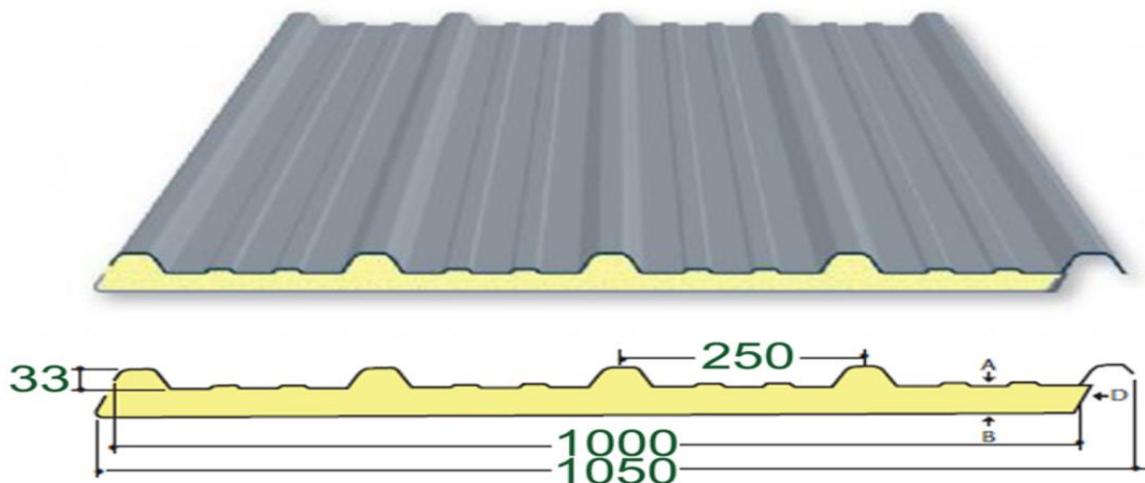
Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

### III.1 Dimensionnement des panneaux de couverture

#### III.1.1. Panneaux couverture

On pose  $e = 2.0$  m (un panneau sandwich)

TL75   $e \leq 2$  (ANNEXES 2)



Type de panneau	TL75	TL95	TL115
Poids spécifique (0.5mm/0.6mm)	15.137	17.137	19.287

Figure III.1 : détail de panneau sandwich (KG) (couverture).

#### III.2. Calcul des pannes :

##### Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges Et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont Disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous L'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques. Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), ( $\Sigma$ ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m. Dans notre structure nous utiliserons des formé à chaud en (I).

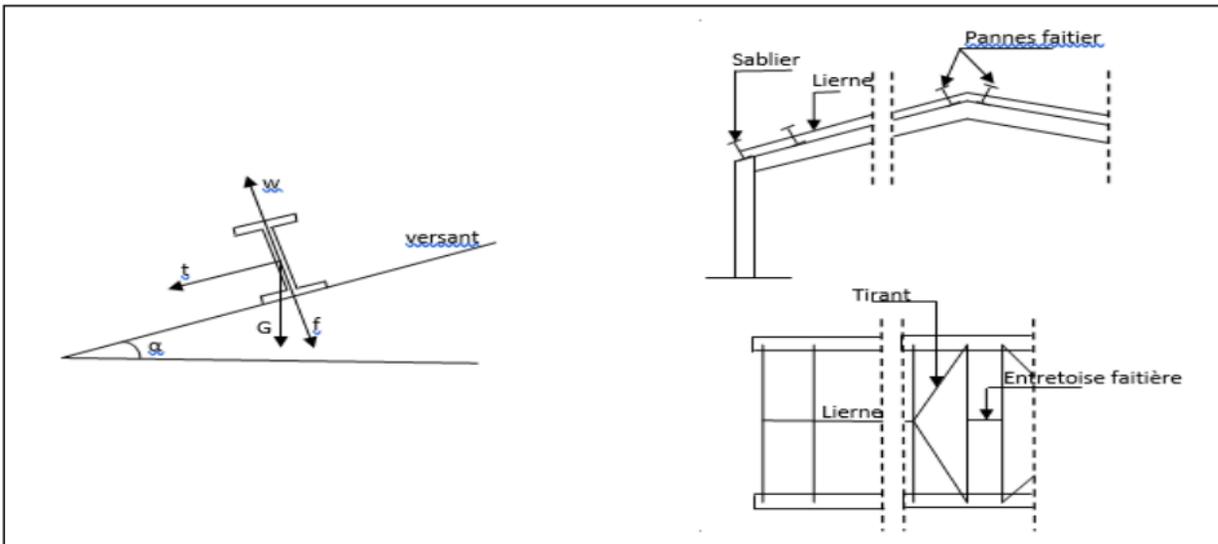


Figure III.2 : Disposition de la panne

**Déterminer nombre des pannes**

$L = 15 \cos(\alpha = 8.53) = m$

Espacement des pannes :  $e \leq 2.0 \text{ m}$

$$e = \frac{(L-0.5)}{n-1} \leq 2$$

n : Nombre de pannes :  $n = e + 1$

$2n - 2 \geq L - 0.5$

$$n \geq \frac{L-0.5+2}{2} = \frac{14.83-0.5+2}{2} = 8.16$$

Soit  $n = 9$   $\frac{14.83-0.5}{9-1}$

On opte pour 9 pannes espacées de **1,83 m**

**III.2.2. Détermination des sollicitations**

**III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges**

**a) Les charges permanentes (G) :**

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs TL75).....15.137Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoire d'attache.....1.5Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la panne estimé(IPE140).....12.9Kg/m

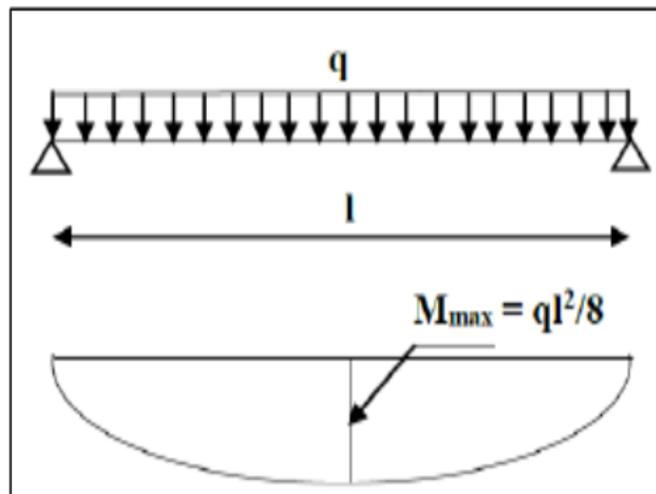


Figure III.3 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.

$$G = (P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) * e + P \text{ panne}$$

e : espacement entre les pannes (e= **1,83m**)

$$G = (15.137 + 1.5) * 1,83 + 12.9 = 43.34 \text{ Kg/m}$$

$$G = \mathbf{0.433 \text{ KN/m.}}$$

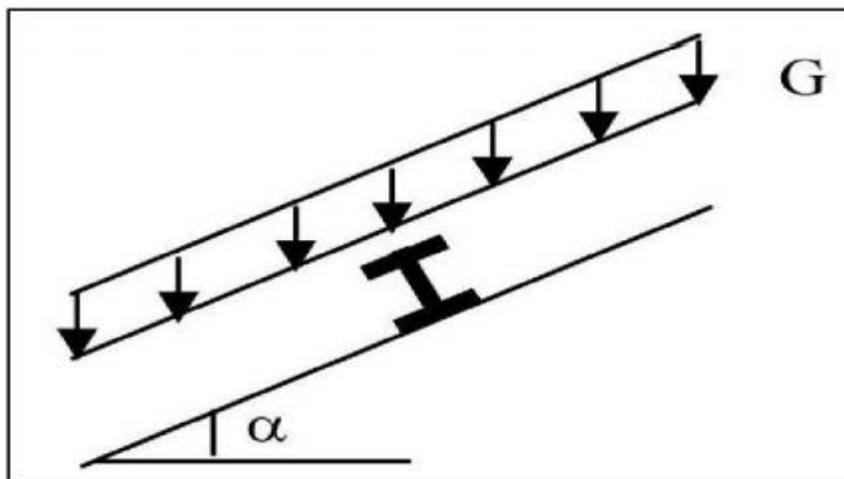


Figure III.4 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

**b) Surcharges d'entretien (Q) :**

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

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

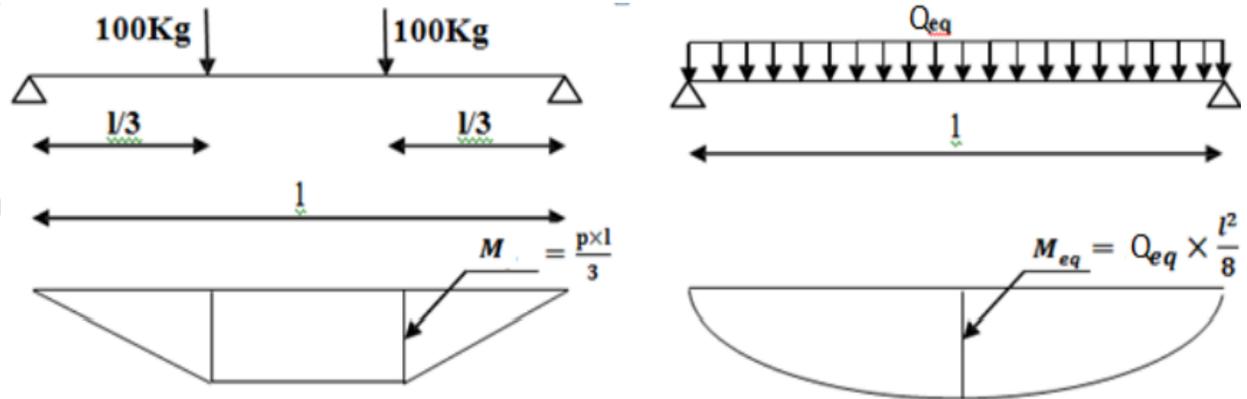


Figure III.5: Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{max} \quad Q \times \frac{l}{3} = Q_{eq} \times \frac{l^2}{8} \Rightarrow Q_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{p}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$Q_{eq} = 44,44 \text{Kg/m} \Rightarrow Q_{eq} = 0,444 \text{KN/ml}$$

**c) Surcharges climatiques :**

Surcharge du vent (W) :

$$W = - 1.37 \times 1.83 = -2.5 \text{ KN/m (soulèvement).}$$

$$W = -2.5 \text{ KN/m.}$$

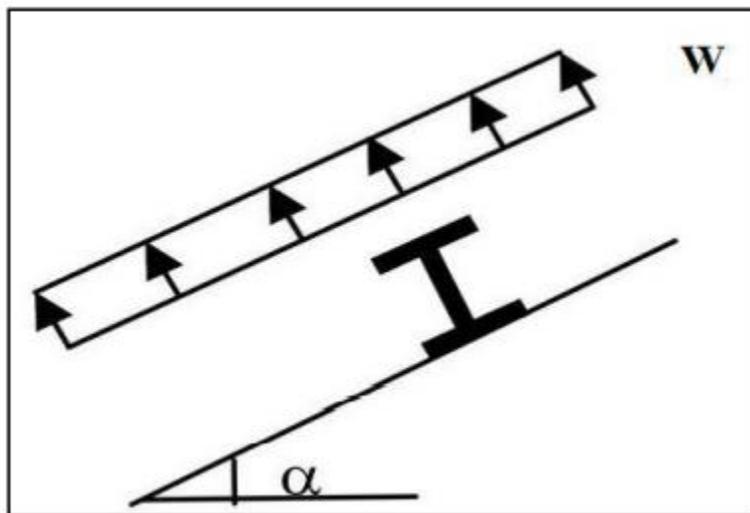


Figure III.6 : Schéma statique de la surcharge climatique de vent

**d) Surcharges de la neige (S) :**

- La surcharge de la neige est en fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

S : charge de la neige.

$$\text{Charge de la neige sur la toiture } S = 0,41 \text{ KN/m}^2$$

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égal à :

$$S = 0,41 \times 1,83 \Rightarrow S = 0,7503 \text{ KN/m.}$$

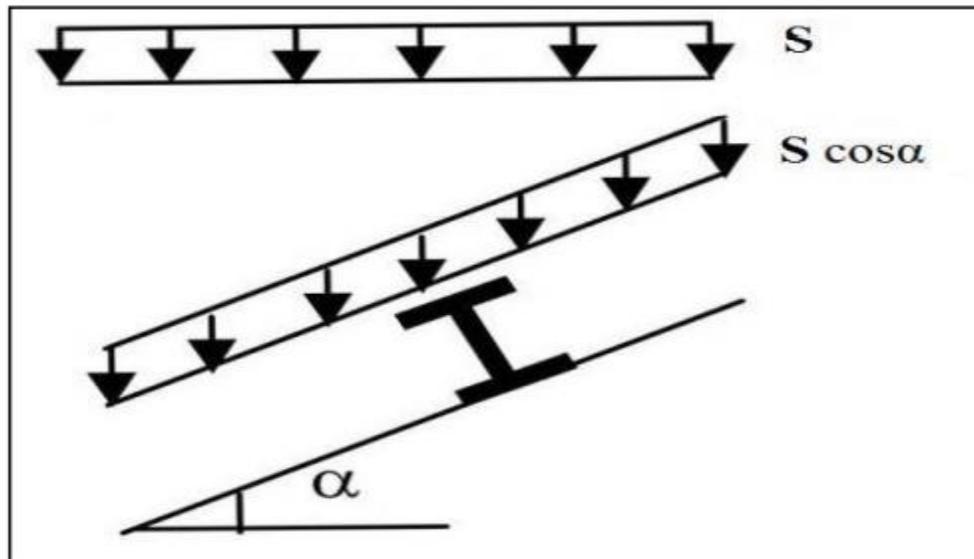


Figure III.7 Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

### III .2.2.2 Les charges et surcharges appliqués

$$G = 0.433 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/m.}$$

$$W = -2.5 \text{ KN/m.}$$

$$S = 0.7503 \text{ KN/m.}$$

#### .Décomposition des charges :

##### Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,428 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,439 \text{ KN/m.}$$

$$W_{zz} = W = -2.393 \text{ KN/m.}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0.742 \text{ KN/m.}$$

##### Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,064 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0,065 \text{ KN/m.}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 0.111 \text{ KN/m.}$$

### III .2.2.3 Les combinaisons d'actions

#### 1) ELU :

Suivant l'axe z-z

$$\text{Combe 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.236 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.69 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 3} = G_z + 1.5W = -3.156 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 4} = G_z + 1.35W + S_z = -2.047 \text{ KN/ml}$$

Suivant l'axe y-y

$$\text{Combe 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.252 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.183 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 3} = 1.35G_y = 0.086 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$q_{uz} = G_z + 1.5W = -3,156 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0,252 \text{ KN/ml}$$

## 2) ELS:

Suivant l'axe z-z :

$$\text{Combe 1} = G_z + Q_z = 0,867 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 2} = G_z + S_z = 1,17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 3} = G_z + W = -1.965 \text{ kN/ml}$$

Suivant l'axe y-y:

$$\text{Combe 1} = G_y + Q_y = 0,129 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 2} = G_y + S_y = 0,175 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 3} = G_y + W = 0,064 \text{ KN/ml}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

$$q_{sz} = G_z + W = -1.965 \text{ kN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 0,175 \text{ KN/ml}$$

### III.2.3 Principe de pré dimensionnement

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

. Condition de flèche (l'ELS).

.Condition de résistance (l'ELU).

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

## III .2.3.1 Vérification à l'ELS (flèche)

### Vérification à l'ELS :

La flèche à l'état limite

$$F_z = \frac{5 \times qz \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times qs \times 200 \times L^3}{384 \times E}$$

l: la longueur de la panne

qz : la charge la plus défavorable a l'ELS Suivant l'axe Z-Z

$$I_y \geq \frac{5 \times qs \times 200 \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.965 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 526,339 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 526,339 \text{ cm}^4$  donc on opte pour un IPE140

de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :  $F \leq F_{adm}$

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

Donc on choisit un IPE 140 avec :  $I_y = 541.2 \text{ cm}^4$

IPE140			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 14 cm		Axe y	Axe z
b = 7.3 cm		$I_y = 541.0 \text{ cm}^4$	$I_z = 44.90 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.69 \text{ cm}$		$W_{y1} = 77.30 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 12.30 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.47 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 88.40 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 19.25 \text{ cm}^3$
$r_1 = 0.7 \text{ cm}$		$i_y = 5.740 \text{ cm}$	$i_z = 1.650 \text{ cm}$
$y_s = 3.65 \text{ cm}$		$S_y = 44.20 \text{ cm}^3$	$S_z = 9.620 \text{ cm}^3$
d = 11.22 cm		Torsion et flambement	
A = 16.4 cm <sup>2</sup>		$I_w = 1980 \text{ cm}^6$	$I_t = 2.410 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.55 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 1.840 \text{ cm}$	$i_{pc} = 5.970 \text{ cm}$
		G = 12.9 kg.m <sup>-1</sup>	

Tableau III.1 : Caractéristiques de l'IPE 140

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 641

**POINT:** 4

**COORDONNEE:**  $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 23 G-1.5V (1+2)\*1.00+(6+7)\*-1.50

**MATERIAU:**

ACIER E28  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 140**

$h = 14.0 \text{ cm}$

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

$b = 7.3 \text{ cm}$

$A_y = 11.16 \text{ cm}^2$

$A_z = 7.65 \text{ cm}^2$

$A_x = 16.43 \text{ cm}^2$

$t_w = 0.5 \text{ cm}$

$I_y = 541.22 \text{ cm}^4$

$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$

$I_x = 2.46 \text{ cm}^4$

$t_f = 0.7 \text{ cm}$

$W_{ply} = 88.34 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 19.25 \text{ cm}^3$

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 46.30 \text{ kN}$

$M_{y,Ed} = 13.01 \text{ kN}^*\text{m}$

$M_{z,Ed} = 1.95 \text{ kN}^*\text{m}$

$N_{c,Rd} = 451.83 \text{ kN}$

$M_{y,pl,Rd} = 24.29 \text{ kN}^*\text{m}$

$M_{z,pl,Rd} = 5.29 \text{ kN}^*\text{m}$

$N_{b,Rd} = 451.83 \text{ kN}$

$M_{y,c,Rd} = 24.29 \text{ kN}^*\text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 5.29 \text{ kN}^*\text{m}$

$MN_{,y,Rd} = 24.29 \text{ kN}^*\text{m}$

$MN_{,z,Rd} = 5.29 \text{ kN}^*\text{m}$

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$  (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.66 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL):*

$u_y = 4.4 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/100.00 = 6.0 \text{ cm}$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 21 G+N (1+2+4)\*1.00

$u_z = 2.5 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 21 G+N (1+2+4)\*1.00

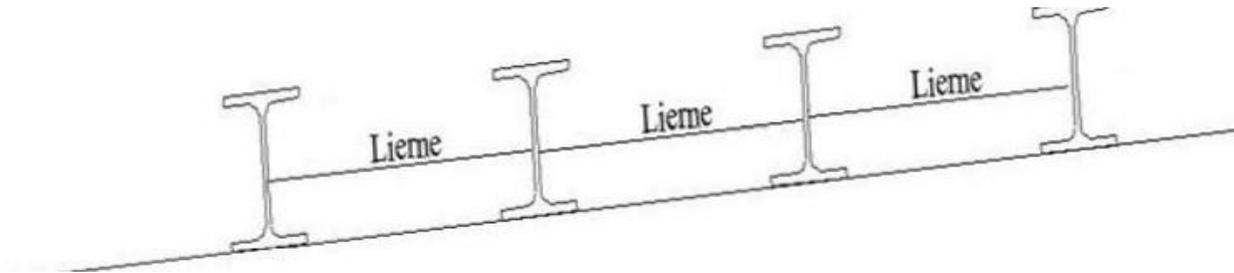


*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé*

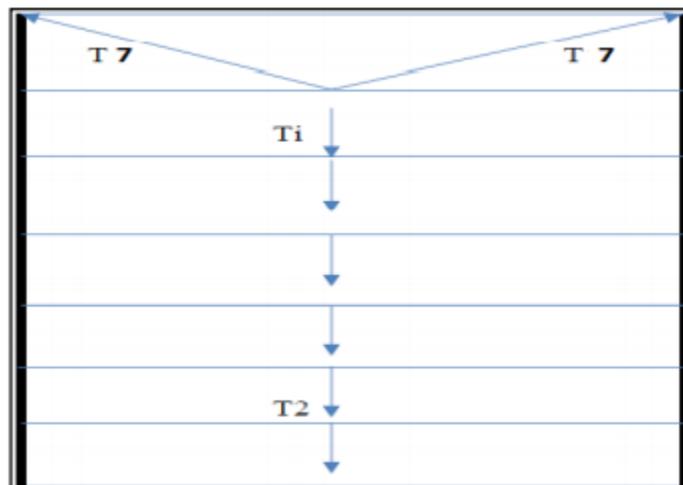
**Profil correct !!!**

**III.3.Les liernes :**

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.



**Figure III.8 Coupe transversale des liernes.**



**Figure III.9 efforts de traction dans les liernes**

**III.3.1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée**

Le poids propre de la panne de IPE 140 :  $G = 12.9 \text{ Kg/ml}$   
 La combinaison de charge est la suivante :

$$q_{uy} = 1.35G_Y + 1.5S_Y = 0,252 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times q_{uy} = 0.315 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 3\text{m}$$

$$R = 0.315 \times 3 = 0.945 \text{ KN}$$

### III.3.1 Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = R/2 = 0.4725 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L2 : } T2 = T1 + R = 1.4175 \text{ KN.}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L3 : } T3 = T2 + R = 2.3625 \text{ KN.}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L4 : } T4 = T3 + R = 3.3075 \text{ KN.}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L5 : } T5 = T4 + R = 4.2525 \text{ KN.}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L6 : } T6 = T5 + R = 5.1975 \text{ KN.}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L7 : } T7 = T6 + R = 6.1425 \text{ KN.}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L8 : } 2 T8 \sin \theta = T7$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan \frac{1.5}{3} \quad \alpha = 26.57$$

$$T8 = T7 / 2 \sin 26.56^\circ$$

$$T8 = 6.869 \text{ KN}$$

### III.3.2 Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max  $N_{t,sd} = 4.919$ . La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{t,sd} \leq N_{pl} \dots \dots \dots [2]$$

$$\text{Avec: } N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \implies A \geq \frac{N_{t,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{6.869 \times 1.1}{23.5} = 0.321 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} \implies \emptyset \geq \sqrt{\frac{0.321 \times 4}{3.14}} \rightarrow \emptyset \geq 0.639 \text{ cm}$$

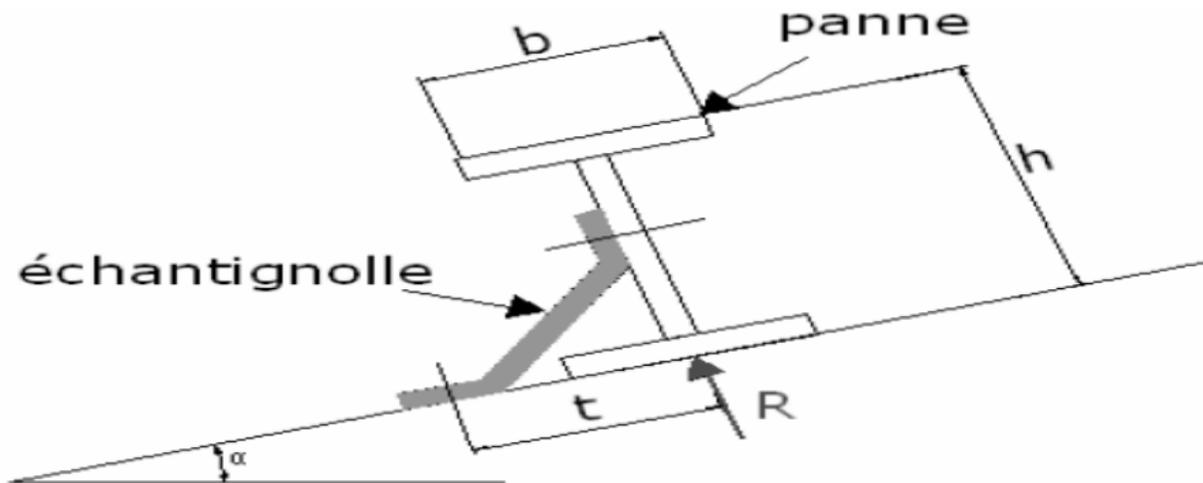
**Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de  $\emptyset_{12}$**

### III.4 Calcul de l'échantignole :

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

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

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



**Figure III.10:** Disposition d'un échantignolle sur une panne.

Les pannes sont des IPE 140 avec :

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

$7.3 \text{ cm} \leq t \leq 10.95 \text{ cm}$ , on adopte  $t = 9 \text{ cm}$ .

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement du au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

La combinaison la plus défavorable :

**a) Effort de soulèvement :**

$$q_{uz} = G_z + 1.5W = -3,156 \text{ KN/ml}$$

**b) Effort suivant rampant :**

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,064 \text{ KN/m.}$$

$$q_{uy} = 1.35 G_y = 1.35 \times 0,064 = 0.0864$$

**Echantignolle de rive :**

$$R_z = q_{uz} \times \frac{l}{2} = 3,156 \times \frac{6}{2} = 9.468 \text{ KN}$$

$$R_y = q_{uy} \times \frac{l}{2} = 0.0864 \times \frac{6}{2} = 0.2592 \text{ KN}$$

**Echantignolle intermédiaire :**

$$R_z = 2 \times 9.468 = 18.936 \text{ KN}$$

$$R_y = 2 \times 0.2592 = 0.5184 \text{ KN}$$

### III.4.2 Calcul du moment de renversement

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement  $M_r$  ne dépasse pas le moment de pliage

$$M_{sd} \leq M_{elrd} \dots \dots \dots [ 2 ]$$

$$M_r = R_z \times t + R_y \times h/2 = 18.936 \times 9 + 0.2592 \times 14/2 = 172.237 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = 1.722 \text{ KN.m}$$

**III.4.3 Dimensionnement de l'échantignolle :**

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{w_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow w_{el} \geq \frac{M_r \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \dots \dots \dots [ 2 ]$$

$$w_{el} = \frac{1.72 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} = 8.051 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire :  $w_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$

Remarque : la largeur de l'échantignolle (b) est prise après avoir dimensionné la traverse.

On prend b=18cm

$$e = \sqrt{\frac{8.051 \times 6}{18}} = 1.638 \text{ cm}$$

**Donc : on adopte une échantignolle de 18 mm d'épaisseur.**

**Panneaux couverture LES PAROIS**

On pose e= 2.0 m (un panneau sandwich)

LL 40  e ≤ 2 (ANNEXES 2.1 )

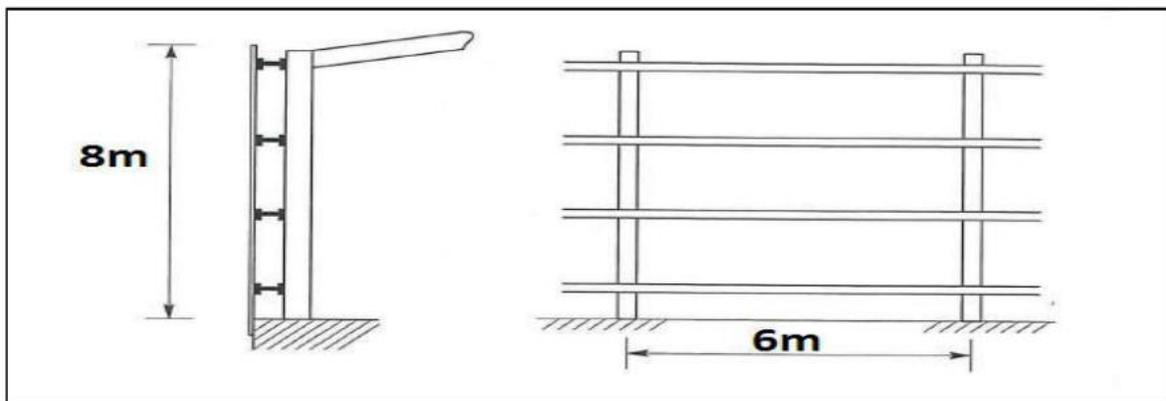
Type de panneau	LL35	LL40	LL50	LL60	LL80	LL100	LL120	LL150
Poids spécifique (0.5mm/0.5mm)	9.678	9,873	10,263	10,653	11,433	12,213	13,113	14,313

**Figure III.11 :** détail de panneau sandwich (KG) (couverture).

**III.5 Les lisses**

**III.5.1 Définition Les lisses de bardage :**

sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.



**Figure III.12 :** Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet.

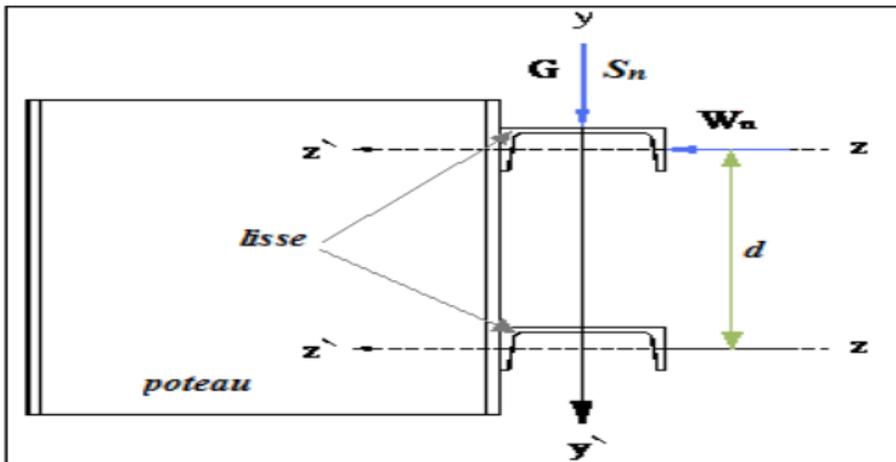


Figure III.13 : Disposition de la lisse sur le poteau.

**Données de calcul**

- $e=1.75\text{m}$  (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 4 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Distance de les lisses = 6 m

**III.5. 2 Détermination des charges et surcharges**

**a) les charges permanentes**

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs LL40)..... $9.873 \text{ Kg /m}^2$
- Poids propre d’accessoires d’attaches ..... $1.5 \text{ Kg/m}^2$
- Poids propre de la lisse estimé (UPN140) ..... $16\text{Kg/m}^2$

$$G = [(P \text{ bardage} + P \text{ accessoire}) \times e ] + P \text{ lisse}$$

$e$  : espacement entre les lisse  $e= 1.75 \text{ m}$

$$G = (9.873+1.5) \times 1.75 + 16 = 35.56 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.35 \text{ KN/ml}$$

**b) La surcharges climatique du au vent**

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :  $W=0.917\text{KN/m}^2$  (voir chapitre II)

D’où :  $W = 0.917 \times e = 0.917 \times 1.75 = 1.604\text{KN/ml}$

**1) Charges appliquées à l’ELU :**

$$q_{uy} = (1.35G) = 0.608 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uz} = (1.5W) = 2.406 \text{ KN/ml}$$

## 2) Charges appliquées à l'ELS :

$$q_{sy} = 0.451 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = 1.604 \text{ KN/ml}$$

### III.5.3 Pré dimensionnement

La vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :  $f \leq f_{adm}$

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

$$F_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times qz \times 200 \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times qz \times 200 \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.604 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 429.642 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $\geq 429.642 \text{ cm}^4$  Donc on adopte un UPN 140

Ses caractéristiques sont :

UPN 140			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 14 cm		Axe y	Axe z
b = 6 cm		$I_y = 605.0 \text{ cm}^4$	$I_z = 62.50 \text{ cm}^4$
$t_f = 1 \text{ cm}$		$W_y = 86.40 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 14.70 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.7 \text{ cm}$			$W_{z2} = 35.60 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 103.0 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 28.10 \text{ cm}^3$
$r_2 = 0.5 \text{ cm}$		$i_y = 5.45 \text{ cm}$	$i_z = 1.75 \text{ cm}$
$y_s = 1.76 \text{ cm}$		$S_y = 51.40 \text{ cm}^3$	
$y_m = 3.42 \text{ cm}$			Torsion et flambement
d = 9.79 cm	$G = 16 \text{ kg.m}^{-1}$	$I_w = 1810 \text{ cm}^6$	$I_t = 5.940 \text{ cm}^4$
$A_L = 0.49 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	$A = 20.4 \text{ cm}^2$	$i_w = 1.42 \text{ cm}$	$i_{pc} = 5.72 \text{ cm}$

**Tableau III.2 : Caractéristiques de l'UPN 140**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 23 Poutre lisse\_23

**POINT:COORDONNEE:** x = 0.61 L = 3.66 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 26 1.35G+1.35Q+1.35V (1+2+3+6+7)\*1.35

**MATERIAU:**

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 140**

h=14.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=6.0 cm

Ay=13.27 cm<sup>2</sup>

Az=9.97 cm<sup>2</sup>

Ax=20.27 cm<sup>2</sup>

tw=0.7 cm

Iy=604.67 cm<sup>4</sup>

Iz=62.51 cm<sup>4</sup>

Ix=5.25 cm<sup>4</sup>

tf=1.0 cm

Wply=102.75 cm<sup>3</sup>

Wplz=28.35 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -1.26 kN

My,Ed = -17.48 kN\*m

Mz,Ed = -0.90 kN\*m

Vy,Ed = -0.14 kN

Nt,Rd = 557.40 kN

My,pl,Rd = 28.26 kN\*m

Mz,pl,Rd = 7.80 kN\*m

Vy,c,Rd = 210.68 kN

My,c,Rd = 28.26 kN\*m

Mz,c,Rd = 7.80 kN\*m

Vz,Ed = -0.06 kN

MN,y,Rd = 28.26 kN\*m

MN,z,Rd = 7.80 kN\*m

Vz,c,Rd = 158.28 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.73 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL):*

$u_y = 2.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 18 G+Q (1+2+3)\*1.00

$u_z = 3.5 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/100.00 = 6.0 \text{ cm}$

Vérifié

*Cas de charge décisif:* 22 G+V (1+2+6+7)\*1.00

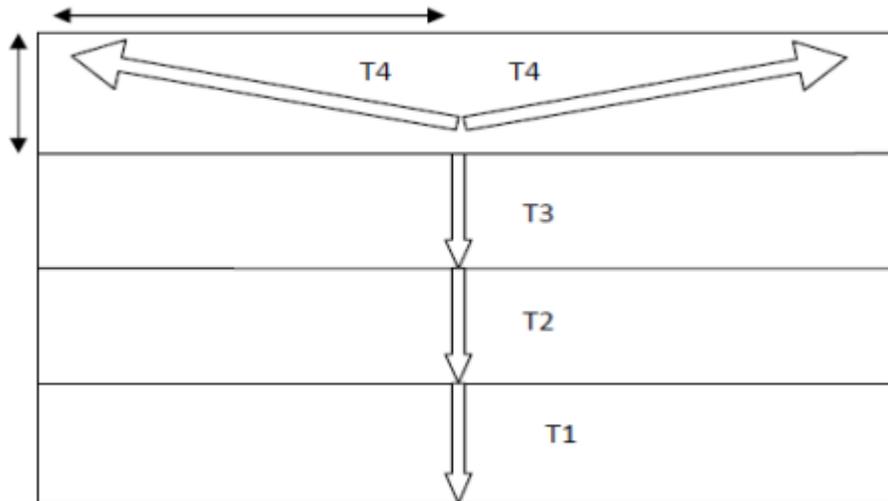


*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé*

**Profil correct !!!**

**III.6 Calcul des suspentes:**

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction, Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.



**Figure III.14 :** les efforts dans les lisses

$$q_{uy} = (1.35G) \times 1.25 = 0.76 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 3\text{m}$$

$$R = 0.76 \times 3 = 2.28 \text{ KN}$$

**III.6 .1 Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse sablière :**

$$T1 = R/2 = 1.14 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L2 : } T2 = T1 + R = 3.42 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L3 : } T3 = T2 + R = 5.7 \text{ KN}$$

$$\text{Effort dans le tronçon L4 : } 2 T4 \sin \theta = T3$$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan \frac{1}{3} = 14.036$$

$$T4 = T3 / 2 \sin 14.036 \quad T4 = 11.75 \text{ KN}$$

**III.6 .2 Dimensionnement des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max = 11.75 . La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{11.75 \times 1.1}{23.5} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \varnothing \geq \sqrt{\frac{0.55 \times 4}{3.14}} \rightarrow \varnothing \geq 0.837 \text{ cm}$$

**Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de  $\varnothing_{14}$**

## III.7 Calcul des potelets :

Les potelets sont des montants destinés à rigidifier les façades (bardages) et principalement sous l'effet des efforts horizontaux (action du vent). Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (couverture métallique ou en maçonnerie) et de la hauteur de la construction. Le plus souvent, sont réalisés en profilés laminés (*I* ou *H*).

Les potelets sont considérés comme articulés dans les deux extrémités et fixés de telles sortes à ne pas supporter la toiture. Pour cela, ils assujettis aux portiques au moyen des appuis glissants.

On a :Chaque pignon possède 03 potelets

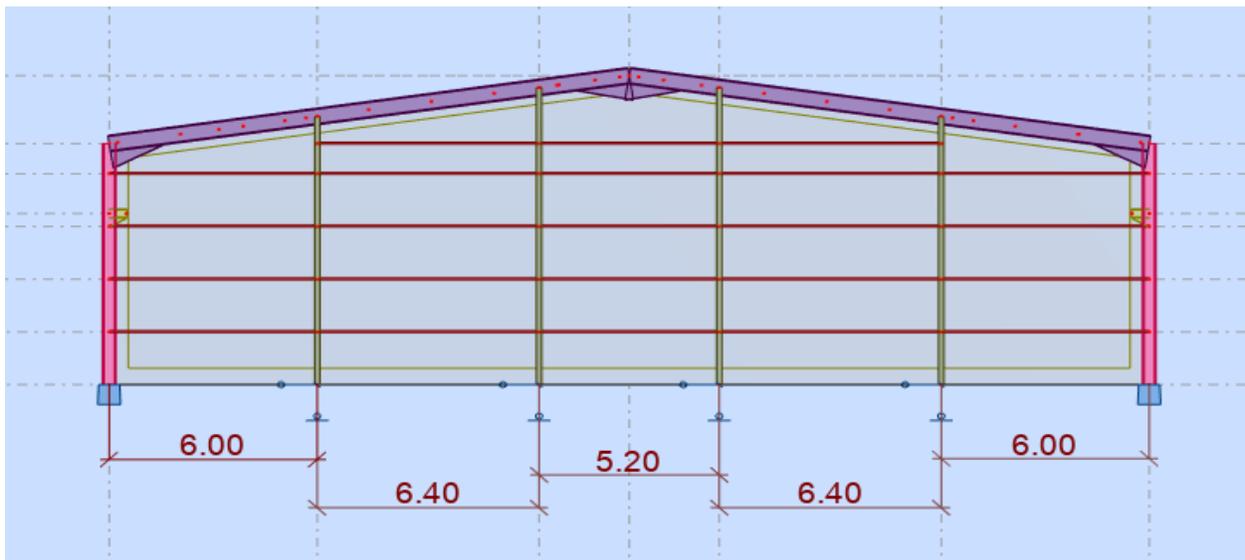


Figure III.15 : Les potelets

### III.7.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :

#### a) Charges permanentes *G* :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs LL40)..... 9.873 Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoire d'attache.....1.5Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de les lisse (IPE240).....30.7Kg/m

L'entraxe des potelets est d'*e*=6.4 m

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

*H*= hauteur du potelet

#### b) Surcharge climatique *W* : (horizontale suivant le plan de l'âme)

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

$$W = 916.33 \text{ N/m}^2$$

$$w = 0.916 \times 6.4 = 5.86 \text{ KN/ml}$$

Avec 6.4 m : l'entre axe des potelets

## III.7.2 Le pré dimensionnement du potelet :

Sous la condition de flèche

La vérification de la flèche se fait sous le vent normal (non pondéré).

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

$$V=3.904\text{KN /ml}$$

L

$$F_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times V \times 200 \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times V \times 200 \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 5.86 \times 200 \times 986^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 6965.9 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 8356 \text{ cm}^4$  Donc on adopte un IPE 300

Ses caractéristiques sont :

IPE300			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 30 cm		Axe y	Axe z
b = 15 cm		$I_y = 8360 \text{ cm}^4$	$I_z = 604.0 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.07 \text{ cm}$		$W_{y1} = 557.0 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 80.50 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.71 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 628.0 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 125.2 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1.5 \text{ cm}$		$i_y = 12.50 \text{ cm}$	$i_z = 3.350 \text{ cm}$
$y_s = 7.5 \text{ cm}$		$S_y = 314.0 \text{ cm}^3$	$S_z = 62.60 \text{ cm}^3$
d = 24.86 cm		<b>Torsion et flambement</b>	
$A = 53.8 \text{ cm}^2$		$I_w = 1.26\text{E}+5 \text{ cm}^6$	$I_t = 20.10 \text{ cm}^4$
$A_L = 1.16 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 3.750 \text{ cm}$	$i_{pc} = 12.90 \text{ cm}$
		$G = 42.2 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	

**Tableau III.3 : Caractéristiques de l'IPE300**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 7 Poteau potlet\_7

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.35 L = 3.50 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 26 1.35G+1.35Q+1.35V (1+2+3+6+7)\*1.35

**MATERIAU:**

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300**

h=30.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=15.0 cm

Ay=36.16 cm<sup>2</sup>

Az=25.68 cm<sup>2</sup>

Ax=53.81 cm<sup>2</sup>

tw=0.7 cm

Iy=8356.11 cm<sup>4</sup>

Iz=603.78 cm<sup>4</sup>

Ix=19.47 cm<sup>4</sup>

tf=1.1 cm

Wply=628.40 cm<sup>3</sup>

Wplz=125.22 cm<sup>3</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = 22.23 kN

My<sub>Ed</sub> = -146.59 kN\*m

Mz<sub>Ed</sub> = -0.03 kN\*m

Vy<sub>Ed</sub> = -0.12 kN

N<sub>c,Rd</sub> = 1479.83 kN

My<sub>Ed,max</sub> = -157.29 kN\*m

Mz<sub>Ed,max</sub> = 0.17 kN\*m

Vy<sub>c,Rd</sub> = 574.14 kN

Nb<sub>Rd</sub> = 1237.37 kN

My<sub>c,Rd</sub> = 172.81 kN\*m

Mz<sub>c,Rd</sub> = 34.44 kN\*m

Vz<sub>Ed</sub> = -6.11 kN

MN<sub>y,Rd</sub> = 172.81 kN\*m

MN<sub>z,Rd</sub> = 34.44 kN\*m

Vz<sub>c,Rd</sub> = 407.75 kN

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 9.86 m

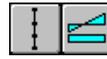
Lam\_y = 0.16

Lcr,y = 1.75 m

Xy = 1.00

Lamy = 14.04

kyy = 0.98



en z:

Lz = 9.86 m

Lam\_z = 0.60

Lcr,z = 1.75 m

Xz = 0.84

Lamz = 52.24

kyz = 0.51

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My<sub>Ed</sub>/MN<sub>y,Rd</sub>)<sup>2</sup> + (Mz<sub>Ed</sub>/MN<sub>z,Rd</sub>)<sup>2</sup> = 0.72 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

Vy<sub>Ed</sub>/Vy<sub>c,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Vz<sub>Ed</sub>/Vz<sub>c,Rd</sub> = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

Lambda<sub>y</sub> = 14.04 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00      Lambda<sub>z</sub> = 52.24 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00      STABLE

N<sub>Ed</sub>/(Xy\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + kyy\*My<sub>Ed,max</sub>/(XLT\*My<sub>Rk</sub>/gM1) + kyz\*Mz<sub>Ed,max</sub>/(Mz<sub>Rk</sub>/gM1) = 0.91 < 1.00 (6.3.3.(4))

N<sub>Ed</sub>/(Xz\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + kzy\*My<sub>Ed,max</sub>/(XLT\*My<sub>Rk</sub>/gM1) + kzz\*Mz<sub>Ed,max</sub>/(Mz<sub>Rk</sub>/gM1) = 0.49 < 1.00 (6.3.3.(4))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPÈRE LOCAL):** Non analysé



**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):**

vx = 0.4 cm < vx max = L/150.00 = 6.6 cm

Vérfié

Cas de charge décisif: 22 G+V (1+2+6+7)\*1.00

vy = 0.2 cm < vy max = L/150.00 = 6.6 cm

Vérfié

Cas de charge décisif: 22 G+V (1+2+6+7)\*1.00

**Profil correct !!!**

**III.8 Etude et dimensionnement de système de contreventement**

**III.8.1 Introduction:**

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Il y a différents types de contreventements : contreventement de toiture (poutre au vent) et contreventement de façades (palée de stabilité).

**III.8.2 Etude de contreventement horizontal**

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargés par des forces F1, F2, F3, qui sont des efforts dus aux réactions horizontales des potelets

**a) Evaluation des efforts horizontaux :**

$$F_1 = \left( V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{2} \right) + \frac{F_e}{8} \quad ;$$

$$F_2 = \left( V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{2} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$F_3 = \left( V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{2} \right) + \frac{F_e}{4}$$

Avec :

hi : Hauteur de chaque poteaux.

W : Charge de vent sur le pignon pour (surpression dans la zone D)

avec : W=0.610 KN/m<sup>2</sup>

La force d'entraînement Fr est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du Frottement Fr = 54.43 KN (voir chapitre 2)

$$h_1 = 8 \text{ m}$$

$$h_2 = 8 + B = 8 + 0.9 = 8.9 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tan \alpha = \frac{B}{6} = \\ \Rightarrow B = 6 \times 0.149 = 0.9 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$h_3 = 8 + A = 8 + 1.86 = 9.86 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tan \alpha = \frac{A}{12.4} = \\ \Rightarrow B = 12.4 \times 0.149 = 1.86 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc :

$$F_1 = \left( 0.61 \times \frac{8}{2} \times \frac{30}{8} \right) + \frac{54.43}{8} = 15.95375 \text{ KN} \quad 13.6075;$$

$$F_2 = \left( 0.61 \times \frac{8.9}{2} \times \frac{30}{4} \right) + \frac{54.43}{4} = 33.966 \text{ KN}$$

$$F_3 = \left( 0.61 \times \frac{9.86}{2} \times \frac{30}{4} \right) + \frac{54.43}{4} = 36.162 \text{ KN}$$

b) Calcul des réactions :

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 15.95375 + 2 \times 33.966 + 36.162}{2} = 68 \text{ KN}$$

Calcul Effort de traction dans les diagonales :

$$\tan \theta = \frac{6}{1.83} \Rightarrow \theta = \tan^{-1} 3.27 = 73.03^\circ$$

(Les plus sollicitées) est donné comme suit :  $F_d \cos \theta + F_1 = R$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{68 - 15.95}{\cos 73.03} = 178.86 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 178.86 = 268.29 \text{ kN}$$

c) Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{268.29 \times 1.1}{27.5} = 10.73 \text{ cm}^2$$

Après catalogue de cornières, on choisit : cornière L70 × 9 →  $A = 11.88 \text{ cm}^2$

On prend : un boulon de 12 mm et trous 13 mm

$$A_{net} = 11.88 - 0.5 \times 1.3 = 11.23 \text{ cm}^2$$

Cas de cornières assemblées par une seule aile Pour une attache avec deux boulon ou plus

d) Vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de cornières assemblées par une seule aile Pour une attache avec deux boulon ou plus

On prend : 3 boulons de :  $P = 100 \text{ mm}$  et  $e_1 = 25 \text{ mm}$

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Ou  $\beta$  est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe des trous

Entraxe $p_1$	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.00 d_0$
(2boulons) $\beta_2$	0.4	0.7
(2boulons ou plus) $\beta_3$	0.5	0.7

Tableau III.4 : le coefficient minorateur  $\beta$  en fonction de l'entraxe des trous

$$\Rightarrow P = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm} \Rightarrow \beta_3 = 0.7 ;$$

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 11.23 \times 3600}{1.25} = 22639.68 \text{ kg}$$

$$N_{sd} = 268.29 \text{ KN} > N_u = 226.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Une cornière isolée de L70 × 9 avec de boulons de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

L 70x70x9			
Dimensions		Valeurs statiques axe d'inertie minimale	
		Axe y	Axe z
		$I_y = 52.47 \text{ cm}^4$	$I_z = 52.47 \text{ cm}^4$
		$W_{y1} = 10.60 \text{ cm}^3$	$W_{z3} = 10.60 \text{ cm}^3$
		$W_{y2} = 25.56 \text{ cm}^3$	$W_{z2} = 25.56 \text{ cm}^3$
		$i_y = 2.1 \text{ cm}$	$i_z = 2.1 \text{ cm}$
		Valeurs statiques axe principal d'inertie	
		Axe u	Axe v
		$I_u = 83.18 \text{ cm}^4$	$I_v = 21.76 \text{ cm}^4$
$b = 7 \text{ cm}$	$A = 11.88 \text{ cm}^2$	$W_{u1} = 16.80 \text{ cm}^3$	$W_{v2} = 7.496 \text{ cm}^3$
$t = 0.9 \text{ cm}$	$G = 9.323 \text{ kg.m}^{-1}$	$i_u = 2.65 \text{ cm}$	$W_{v3} = 8.713 \text{ cm}^3$
$r_1 = 0.9 \text{ cm}$	$A_L = 0.2723 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	$u_m = 2.27 \text{ cm}$	$i_v = 1.35 \text{ cm}$
$r_2 = 0.45 \text{ cm}$	$v = 4.95 \text{ cm}$	Torsion et flambement	
$y_s = 2.05 \text{ cm}$	$u_1 = 2.9 \text{ cm}$	$I_t = 3.199 \text{ cm}^4$	$i_{pc} = 2.97 \text{ cm}$
$y'_s = 4.95 \text{ cm}$	$u_2 = 2.5 \text{ cm}$	$I_{yz} = 30.71 \text{ cm}^4$	$i_{pa} = 3.74 \text{ cm}$

**Tableau III.5 :** Caractéristiques de cornière L70 × 70 × 9

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 843 Barre cvvv\_843

**POINT:COORDONNEE:**  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 23 G-1.5V (1+2)\*1.00+(6+7)\*-1.50

**MATERIAU:**

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE70x9**

$h=7.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=7.0$ cm	$A_y=6.30$ cm <sup>2</sup>	$A_z=6.30$ cm <sup>2</sup>	$A_x=11.88$ cm <sup>2</sup>
$t_w=0.9$ cm	$I_y=52.47$ cm <sup>4</sup>	$I_z=52.47$ cm <sup>4</sup>	$I_x=3.18$ cm <sup>4</sup>
$t_f=0.9$ cm	$W_{ely}=10.60$ cm <sup>3</sup>	$W_{elz}=10.60$ cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{,Ed} = 85.19$  kN

$N_{c,Rd} = 326.70$  kN

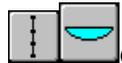
$N_{b,Rd} = 89.13$  kN

Classe de la section = 3



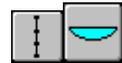
**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 6.27$  m       $\lambda_{m,y} = 1.72$   
 $L_{cr,y} = 3.14$  m       $X_y = 0.27$   
 $L_{m,y} = 149.24$



en z:

$L_z = 6.27$  m       $\lambda_{m,z} = 1.72$   
 $L_{cr,z} = 3.14$  m       $X_z = 0.27$   
 $L_{m,z} = 149.24$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.26 < 1.00$  (6.2.4.(1))

*Contrôle de la stabilité globale de la barre:*

$\lambda_{m,y} = 149.24 < \lambda_{m,max} = 210.00$        $\lambda_{m,z} = 149.24 < \lambda_{m,max} = 210.00$  STABLE

$N_{,Ed}/N_{b,Rd} = 0.96 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



*Flèches (REPERE LOCAL):*

$u_y = 0.0$  cm <  $u_{y,max} = L/200.00 = 3.1$  cm      Vérifié

*Cas de charge décisif:* 32 G+V+PR (1+2+6+7+13)\*1.00

$u_z = 0.0$  cm <  $u_{z,max} = L/200.00 = 3.1$  cm      Vérifié

*Cas de charge décisif:* 18 G+Q (1+2+3)\*1.00



*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé*

**Profil correct !!!**

**III.8.3. Calcul de la palée de stabilité en long pan :**

**III.8.3.1. Par la méthode des coupures :**

**a) Effort de traction dans la diagonale tendue :**

$$\tan \beta = \frac{8}{6} \Rightarrow \beta = \tan^{-1} 1.33 = 53.13^\circ$$

D'où :  $N = \frac{R-F_1}{\cos \beta} = \frac{68-15.95}{\cos 53.13} = 86.75 \text{ KN}$

$$N_{sd} = 1.5 \times N = 1.5 \times 86.75 = 130.125 \text{ kN}$$

**b) Section de la diagonale :**

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{130.125 \times 1.1}{27.5} = 5.205 \text{ cm}^2$$

Après catalogue de cornières, on choisit : cornière L70 × 5 → A = 6.79 cm<sup>2</sup>

On prend : un boulon de 12 mm et trous 13 mm

$$A_{net} = 6.79 - 0.5 \times 1.3 = 6.14 \text{ cm}^2$$

**III.8.3.2 Vérification à la résistance ultime de la section :**

On prend : 3 boulons de : P = 100 mm et e<sub>1</sub> = 25 mm

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

⇒ P = 100 mm > 5d<sub>0</sub> = 5 × 13 = 65 mm ⇒ β<sub>3</sub> = 0.7 ;

$$f_u = 360 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 6.14 \times 3600}{1.25} = 12378.24 \text{ kg}$$

$N_{sd} = 130.125 \text{ KN} > N_u = 123.78 \text{ KN} \dots\dots\dots$  Vérifié

Une cornière isolée de L70 × 5 avec de boulons de 12mm et trous de 13mm

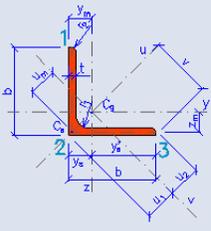
L 70x70x5			
Dimensions		Valeurs statiques axe d'inertie minimale	
		Axe y	Axe z
		$I_y = 32.00 \text{ cm}^4$	$I_z = 32.00 \text{ cm}^4$
		$W_{y1} = 6.280 \text{ cm}^3$	$W_{z3} = 6.280 \text{ cm}^3$
		$W_{y2} = 16.90 \text{ cm}^3$	$W_{z2} = 16.90 \text{ cm}^3$
		$i_y = 2.16 \text{ cm}$	$i_z = 2.16 \text{ cm}$
		Valeurs statiques axe principal d'inertie	
$I_u = 50.70 \text{ cm}^4$	$I_v = 13.40 \text{ cm}^4$	$W_{u1} = 10.20 \text{ cm}^3$	$W_{v2} = 4.990 \text{ cm}^3$
$b = 7 \text{ cm}$	$A = 6.86 \text{ cm}^2$	$i_u = 2.72 \text{ cm}$	$W_{v3} = 5.350 \text{ cm}^3$
$t = 0.5 \text{ cm}$	$G = 5.38 \text{ kg.m}^{-1}$	$u_m = 2.33 \text{ cm}$	$i_v = 1.4 \text{ cm}$
$r_1 = 0.8 \text{ cm}$	$A_L = 0.27 \text{ m}^2.\text{m}^{-1}$	Torsion et flambement	
$r_2 = 0.27 \text{ cm}$	$v = 4.95 \text{ cm}$	$I_t = 0.5900 \text{ cm}^4$	$i_{pc} = 3.06 \text{ cm}$
$y_s = 1.9 \text{ cm}$	$u_1 = 2.68 \text{ cm}$	$I_{yz} = 18.60 \text{ cm}^4$	$i_{pa} = 3.84 \text{ cm}$
$y'_s = 5.1 \text{ cm}$	$u_2 = 2.51 \text{ cm}$		

Tableau III.6 : Caractéristiques de cornière L70 × 70 × 5

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 133 Barre st\_133

**POINT:** 7 **COORDONNEE:**  $x = 1.00$   $L = 7.50$  m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 23 G-1.5V (1+2)\*1.00+(6+7)\*-1.50

**MATERIAU:**

ACIER E28  $f_y = 275.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE70x5**

$h = 7.0$  cm

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

$b = 7.0$  cm

$A_y = 3.50$  cm<sup>2</sup>

$A_z = 3.50$  cm<sup>2</sup>

$A_x = 6.79$  cm<sup>2</sup>

$tw = 0.5$  cm

$I_y = 31.76$  cm<sup>4</sup>

$I_z = 31.76$  cm<sup>4</sup>

$I_x = 0.56$  cm<sup>4</sup>

$tf = 0.5$  cm

$W_{ely} = 6.24$  cm<sup>3</sup>

$W_{elz} = 6.24$  cm<sup>3</sup>

$A_{eff} = 6.79$  cm<sup>2</sup>

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N_{Ed} = 19.30$  kN

$N_{c,Rd} = 186.72$  kN

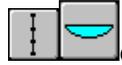
$N_{b,Rd} = 39.21$  kN

Classe de la section = 4



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

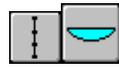
$L_y = 7.50$  m

$\lambda_{m,y} = 2.00$

$L_{cr,y} = 3.75$  m

$\chi_y = 0.21$

$\lambda_{my} = 173.39$



en z:

$L_z = 7.50$  m

$\lambda_{m,z} = 2.00$

$L_{cr,z} = 3.75$  m

$\chi_z = 0.21$

$\lambda_{mz} = 173.39$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$  (6.2.4.(1))

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$\lambda_{m,y} = 173.39 < \lambda_{m,max} = 210.00$

$\lambda_{m,z} = 173.39 < \lambda_{m,max} = 210.00$  STABLE

$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.49 < 1.00$  (6.3.1.1.(1))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_{inst,y} = 0.0$  cm  $< u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.8$  cm

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*6 + 1\*7

$u_{inst,z} = 0.0$  cm  $< u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.8$  cm

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 1\*6 + 1\*7 + 1\*13



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

III.8.4. Sablier:

III.8.4.1 Pré dimensionnement de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.

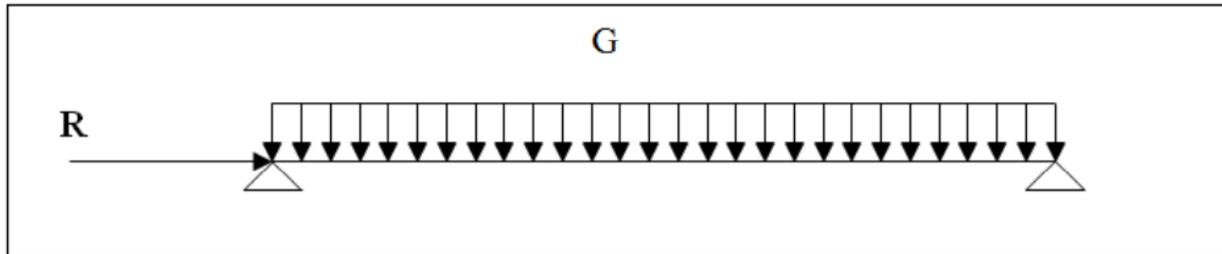


Figure III.16 : Schéma statique de la poutre sablière.

$F1 = 15.953 \text{ KN}$

$R = RA = RB = 68 \text{ KN}$

$N^{max} = R - F1 = 52.05 \text{ KN}$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{52,06 \times 1.1}{27.5} = 2.082 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé de type HEA 100.....A=21.4 cm<sup>2</sup>

HE100A				
Dimensions		Valeurs statiques		
h = 9.6 cm		Axe y	Axe z	
b = 10 cm		$I_y = 349.2 \text{ cm}^4$	$I_z = 133.8 \text{ cm}^4$	
$t_f = 0.8 \text{ cm}$		$W_{y1} = 72.76 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 26.76 \text{ cm}^3$	
$t_w = 0.5 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 83.01 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 41.14 \text{ cm}^3$	
$r_1 = 1.2 \text{ cm}$		$i_y = 4.060 \text{ cm}$	$i_z = 2.510 \text{ cm}$	
$y_s = 5 \text{ cm}$		$S_y = 41.50 \text{ cm}^3$	$S_z = 20.60 \text{ cm}^3$	
d = 5.6 cm		<b>Torsion et flambement</b>		
$A = 21.24 \text{ cm}^2$		$I_w = 2580 \text{ cm}^6$	$I_t = 5.240 \text{ cm}^4$	
$A_L = 0.56 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$G = 16.7 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	$i_w = 2.311 \text{ cm}$	$i_{pc} = 4.769 \text{ cm}$

Tableau III.7 : Caractéristiques de HE100A

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 111 Poutre sablier\_111

**POINT:COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 25 1.35G+1.5N (1+2)\*1.35+4\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HE100A**

h=9.6 cm

b=10.0 cm

tw=0.5 cm

tf=0.8 cm

gM0=1.00

Ay=18.44 cm<sup>2</sup>

Iy=349.23 cm<sup>4</sup>

Wply=83.01 cm<sup>3</sup>

gM1=1.00

Az=7.56 cm<sup>2</sup>

Iz=133.81 cm<sup>4</sup>

Wplz=41.14 cm<sup>3</sup>

Ax=21.24 cm<sup>2</sup>

Ix=5.26 cm<sup>4</sup>

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N<sub>Ed</sub> = -15.69 kN

N<sub>t,Rd</sub> = 584.10 kN

M<sub>y,Ed</sub> = -1.61 kN\*m

M<sub>y,pl,Rd</sub> = 22.83 kN\*m

M<sub>y,c,Rd</sub> = 22.83 kN\*m

M<sub>N,y,Rd</sub> = 22.83 kN\*m

M<sub>b,Rd</sub> = 16.31 kN\*m

M<sub>z,Ed</sub> = -0.54 kN\*m

M<sub>z,pl,Rd</sub> = 11.31 kN\*m

M<sub>z,c,Rd</sub> = 11.31 kN\*m

M<sub>N,z,Rd</sub> = 11.31 kN\*m

V<sub>y,Ed</sub> = -0.18 kN

V<sub>y,T,Rd</sub> = 292.39 kN

V<sub>z,Ed</sub> = 1.28 kN

V<sub>z,T,Rd</sub> = 119.93 kN

T<sub>t,Ed</sub> = -0.00 kN\*m

Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = -1.00

L<sub>cr,low</sub> = 6.00 m

M<sub>cr</sub> = 22.76 kN\*m

Lam<sub>LT</sub> = 1.00

Courbe,LT -

fi,LT = 1.07

XLT = 0.69

XLT,mod = 0.71

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.10 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

**DEPLACEMENTS LIMITES**



**Flèches (REPERE LOCAL):**

u<sub>y</sub> = 0.1 cm < u<sub>y max</sub> = L/200.00 = 3.0 cm

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 21 G+N (1+2+4)\*1.00

u<sub>z</sub> = 0.1 cm < u<sub>z max</sub> = L/200.00 = 3.0 cm

Vérifié

**Cas de charge décisif:** 21 G+N (1+2+4)\*1.00



**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

**Profil correct !!!**

## III.9. Dimensionnement des éléments structuraux

### III 9.1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée,

- tant globalement, au niveau de la structure.
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les Contraintes et les déformations restent en-delà des limites admissibles.

Et pour cela on va étudier dans ce chapitre deux types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).
- Le déversement : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

### III 9.2 Justification de la traverse (IPE550) :

#### Charges réparties sur la traverse :

- Poids du panneau sandwich.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse estimé.
- Charge d'entretien.

Efforts sollicitant : Les efforts sollicitant les plus défavorables sont pris des résultats obtenus après introduction des données et passage du logiciel robot structural 2019

$$M_{sd} = 580,89 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 10,82 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 148,72 \text{ KN}$$

#### Classe de la section transversale :

1 Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \epsilon \dots \dots \dots [ 2]$$

Avec :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{275}}$$

$$d = 467.6 \text{ mm}$$

$$t_w = 11,1 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{467.6}{11.1} = 42.12$$

$$\rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

$$72\epsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{275}} = 66.24$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \dots\dots\dots [ 2]$$

b= 210 mm  
t<sub>f</sub>= 17.2 mm

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{105}{17.2} = 6.10$$

$$\rightarrow \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

$$10\epsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{275}} = 9.2$$

Conclusion : la section globale est de classe I

**III 9.3 Vérification de la flèche :**

- Poids de la couverture (TL75) 15,137KG/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la panne (IPE 140) 12,9 KG/ml
- Poids propre de la traverse (IPE 550)106 KG/m
- Espacement entre les traverses (6 m)
- Nombres des pannes (9)

G = (15,137 × 6) + (12,9 × 9) + (106) = 312,922 KG/m

G= 3,129 KN/m

W= 1308,28 × 8 = 10466,24 N/ m<sup>2</sup>

W= 10,466 KN/m

G + W = 10,466 + 3,129 = 13,595 KN/m

**Vérification de la flèche :**

L= 1516 cm

$$F = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_s \times 200 \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 13,595 \times 200 \times 1516^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 5,87E+4 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 6533,214 \text{ cm}^4$

Donc on adopte un IPE 550

### Caractéristiques de la traverse (IPE 550) :

IPE550			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 55 cm		Axe y	Axe z
b = 21 cm		$I_y = 6.71E+4 \text{ cm}^4$	$I_z = 2668 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.72 \text{ cm}$		$W_{y1} = 2440 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 254.0 \text{ cm}^3$
$t_w = 1.11 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 2787 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 400.5 \text{ cm}^3$
$r_1 = 2.4 \text{ cm}$		$i_y = 22.40 \text{ cm}$	$i_z = 4.450 \text{ cm}$
$y_s = 10.5 \text{ cm}$		$S_y = 1390 \text{ cm}^3$	$S_z = 200.0 \text{ cm}^3$
d = 46.76 cm		<b>Torsion et flambement</b>	
A = 134 cm <sup>2</sup>		$I_w = 1.88E+6 \text{ cm}^6$	$I_t = 123.0 \text{ cm}^4$
$A_L = 1.88 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 5.200 \text{ cm}$	$i_{pc} = 22.80 \text{ cm}$
		G = 106 kg.m <sup>-1</sup>	

**Tableau III.8 :** Caractéristiques du profilé IPE 550

### III 9.4 Condition de résistance :

Cisaillement :

Il faut également vérifier que :

$$V_{sd} = 0.5 V_{pl.Rd} \dots \dots \dots [ 2 ]$$

$$\text{Avec : } V_{pl.Rd} = \frac{A_v \times \frac{F_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 134 - 2 \times (21 \times 1.72) + (1.11 + 2 \times 2.4) \times 1.72 = 5159,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 5159,4 \times (275 \times 10^{-3})}{1.1} = 748,113$$

Alors :

$$V_{sd} = 10,82 \text{ KN} < 0.5 V_{pl.Rd} = 374,056 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

### III 9.5 Flexion composée :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}}\right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}\right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots[ 2]$$

Avec :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2787 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 696,75 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13400 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 3350 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{580,89}{696,75}\right)^1 + \left(\frac{148,72}{3350}\right)^2 = 0.834 < 1$$

Condition vérifiée

### III.10 Justification du poteau (HEA400) :

Caractéristiques du poteau (HEA400) :

HE400A			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 39 cm		Axe y	Axe z
b = 30 cm		$I_y = 4.51E+4 \text{ cm}^4$	$I_z = 8564 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.9 \text{ cm}$		$W_{y1} = 2311 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 570.9 \text{ cm}^3$
$t_w = 1.1 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 2562 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 872.9 \text{ cm}^3$
$r_1 = 2.7 \text{ cm}$		$i_y = 16.84 \text{ cm}$	$i_z = 7.340 \text{ cm}$
$y_s = 15 \text{ cm}$		$S_y = 1280 \text{ cm}^3$	$S_z = 436.0 \text{ cm}^3$
d = 29.8 cm		Torsion et flambement	
A = 159 cm <sup>2</sup>		$I_w = 2.94E+6 \text{ cm}^6$	$I_t = 189.0 \text{ cm}^4$
$A_L = 1.91 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$i_w = 7.406 \text{ cm}$	$i_{pc} = 18.37 \text{ cm}$

Tableau III.9 : caractéristiques du profilé HE400A

### Efforts sollicitant :(depuis ROBOT)

$$M_{sd} = 588,22 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 160,74 \text{ KN}$$

## Classe de la section transversale :

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}}$$

$$d = 298 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09$$

$\rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon$  Donc l'âme est de classe I

$$38\varepsilon = 38 \sqrt{\frac{235}{275}} = 34,96$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 11\varepsilon$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$t_f = 19 \text{ mm}$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89$$

$\rightarrow \frac{b/2}{t_f} \leq 11\varepsilon$  Donc la semelle est de classe I

$$11\varepsilon = 11 \sqrt{\frac{235}{275}} = 10,12$$

Conclusion : la section globale est de classe I.

### III.10.1 Vérification Condition de résistance :

Pour les sections transversales sans trous de fixation des profils laminés en I ou H . Il faut vérifier que :  $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \times \left[ \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}}{1 - 0,5 a} \right] \dots\dots\dots [ 2 ]$$

Avec :

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 640,5 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{15900 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 3975 \text{ KN}$$

$$a = \min \left[ \frac{A_w}{A}, 0.5 \right]$$

$$\frac{A_w}{A} = \frac{A - 2b_t \times t_f}{A} = \frac{15900 - 2 \times 300 \times 19}{15900} = 0,283$$

$$a = \min [0.28, 0.5]$$

d’ou

$$M_{Ny,rd} = 640,5 \times \left[ \frac{1 - \frac{160,74}{3975}}{1 - 0.5 \times 0.28} \right] = 721,679 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 588,22 < M_{Ny,rd} = 721,679 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.10.2 Vérification Résistance au flambement :**

Il faut également vérifier que

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \dots \dots \dots [ 3 ]$$

Avec :

- $N_{b,rd}$ : Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$  pour les sections de classe I
- $\gamma_{m1} = 1,1$
- $\chi$ : Coefficient de réduction dépend de  $\lambda$
- $\bar{\lambda}$ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} \dots \dots \dots [ 3 ]$$

$\lambda$  : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\frac{h}{b_f} = \frac{390}{300} = 1,3 < 1,2 \quad (\text{voir ANNEXES 3.1})$$

calculer  $\varepsilon$  :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$   
 calculer  $\lambda_1$  :  $\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$   
 calculer l'élancement  $\lambda$  :  $\lambda = \frac{L}{i}$   
 calculer l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  :  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$

$$\rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement } \left\{ \begin{matrix} y - y \\ z - z \end{matrix} \right\} \\ \text{courbe de flambement } \left\{ \begin{matrix} b \\ c \end{matrix} \right\} \end{cases}$$

$$t_f = 19 < 100 \text{ mm}$$

Plan (y-y) :

Axe (y - y)  $\rightarrow$  courbe (b)  $\rightarrow a = 0,34$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{800}{16,84} = 47,50 \quad \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{47,5}{86,388} = 0,55$$

Plan (z-z) :

Axe (z - z)  $\rightarrow$  courbe (c)  $\rightarrow a = 0,49$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{800}{7,34} = 108,99 \quad \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{108,99}{86,388} = 1,26$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \text{Max} = (0,55; 1,26) = 1,26$$

On calcul :

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

Avec :

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

a = 0,49

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49(\bar{1,26} - 0,2)] + 1,26^2 = 1,55$$

Donc:

$$\chi = \frac{1}{(1,55 + \sqrt{1,55^2 - 1,26^2})} = 0,40$$

AN :

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,40 \times 1 \times 15900 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 1590 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 160,74 \text{ KN} < N_{b,rd} = 1590 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

*Chapitre IV*

Etude du pont  
roulant

## IV.1 Introduction :

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement d'un hangar de 30m de portée abritant un pont roulant de 5 T (de puissance), pour cette étude en utilisant :

Eurocode 1 : partie 5 actions induites par les ponts roulants.

Eurocode 3 : partie 6 chemins de roulements.

## IV.2 Description du système pont roulant à bipoutre

Le pont roulant est un mécanisme de levage des charges moyennes et importantes. Dans notre cas, il est composé de deux poutres principales (de portée de 30 mètres) circulant sur le long d'une voie de roulement de 60m, qui constituent les chemins de roulement pour un chariot de levage dont la capacité est de 5T. Le levage est assuré par un palan électrique à câble.

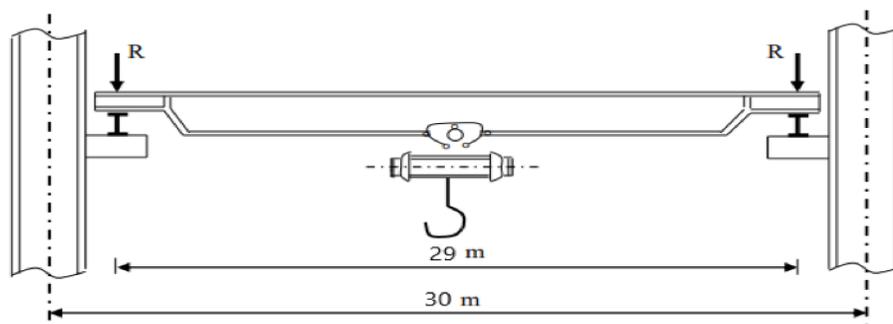


Figure IV.1 : pont roulant

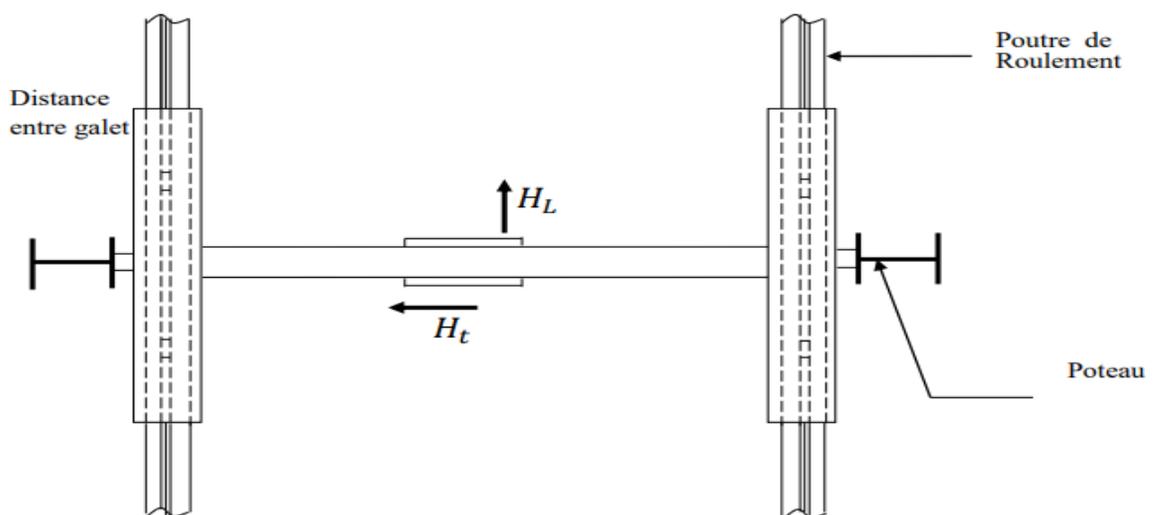


Figure IV.2 : réactions de pont roulant

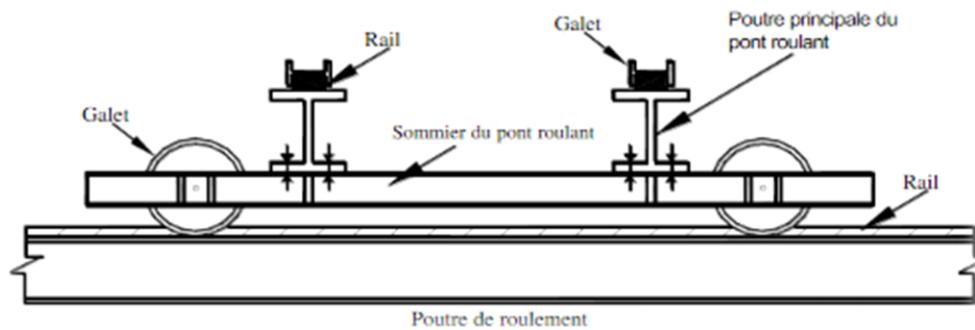


Figure IV.3 : Schéma du pont roulant

Tel que :

- La voie de roulement

La voie de roulement (chemin de roulement) est la structure porteuse de l'engin de levage, elle est constituée de deux poutres parallèles, avec un rail soudé dessus. Les dimensions de la poutre et du rail sont déterminées par la capacité de levage et la distance entre les points de support (consoles).

Le chemin de roulement est une partie essentielle d'un pont roulant et doit de la sorte être placé avec une grande précision.

- La poutre de roulement

La poutre de roulement est l'élément longitudinal porteur de la voie (profilé laminé). Le pont roulant standard circule sur la poutre de roulement, au contact d'un rail spécial. Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues, leurs appuis sont constitués par des corbeaux (console) fixés sur les poteaux du hall.

- Les éléments mobiles (crochet ; chariot ; pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvements :
  - Levage : mouvement vertical de la charge levée
  - Direction : mouvement du chariot transversal.
  - Translation : mouvement du pont roulant longitudinal.

**Avantages de pont roulant bipoutre:**

- Meilleure hauteur de levée. - Meilleure stabilité.
- Rapidité et optimisation de la fabrication.
- Autorise de plus grande portée

**IV.2 1.Détermination des coefficients d'amplification dynamique**

D'après le tableau 2.4 de l'Eurocode 1 partie 5 :

$$\varphi_1 = 1 \pm \alpha / 0 < \alpha < 0.1 \dots\dots\dots [ 5]$$

Avec :  $\alpha = 0.1 \rightarrow \varphi_1 = 1,1$

$$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \times V_h$$

Classe de levage de l'appareil	$\beta_2$	$\varphi_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

( ANNEXES 4.2)

**Tableau IV.1 :** La classe de pont roulant.

Donc :  $\varphi_2 = 1,15 + 0,51 \times \frac{5}{60} = 1.19$

$\varphi_3 = 1$

**IV.2 .2.Caractéristiques du pont**

Les caractéristiques techniques de pont roulant est définie par le constructeur :

- Pont de 5 t
- Pont roulant d’atelier courant à crochet.
- Groupe d’appareil II
- Charge variable ; service intermittent.
- Les coefficients d’effets dynamiques verticaux :

Pour le chemin de roulement  $\varphi_1 = 1,1$

Pour support du chemin  $\varphi_2 = 1,19$

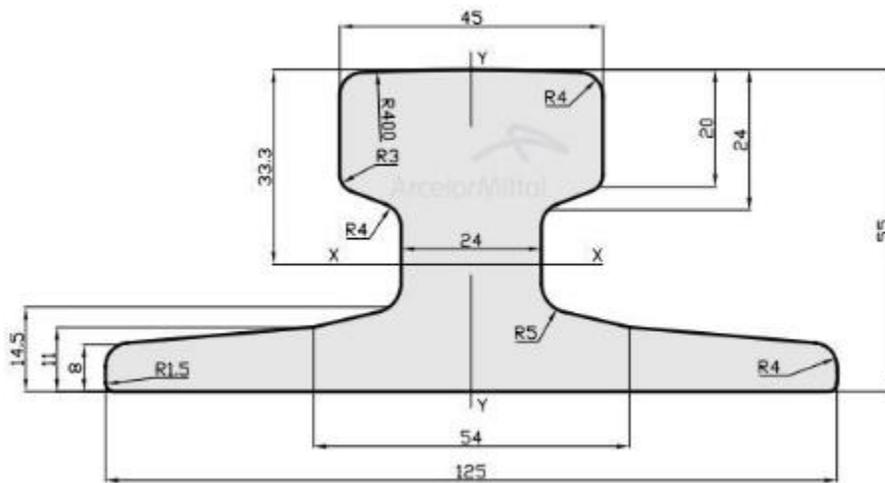
(ANNEXES 4.3)

Puissance(t)	Portée (m)	Vitesses (m/min)			Poids (t)		
		Levage	Direction	Translate.	Pont	chario	Total
N	L				B	K	B+K
5	29	5	20	40	11	3.5	14.5

**Tableau IV.2 :** caractéristiques techniques de pont roulant

### IV.3 Le choix du rail de roulement :

Pour notre cas, on a un pont roulant de 5 T, on va utiliser des rails A45, maintenues avec des crapauds.



**Figure IV.4 :** Coupe transversale du rail

Rail profile	Standard	Dimensions mm				Section S	Mass m
		H	B	C	E	cm <sup>2</sup>	kg/m
<b>A45</b>	DIN 536	55	125	45	24	28,20	22,10

**Tableau IV.3 :** Caractéristiques géométriques du rail.

## IV.4. Supporte du poutre de roulement:

Conception La console est calculée de tel façon à ce qu'elle puisse transmettre l'effort tranchant total dû à la charge concentrée et le poids propre du dispositif de roulement.

$$F_t = T_{max} + P$$

$T_{max}$  : effort tranchant du aux charges roulants  
 P : Poids propre de la poutre de roulant + rail

Calcul :

$$T_{max} = \varphi_2 R_{max} \left( 2 - \frac{e}{l} \right) =$$

$$T_{max} = 1,19 \times 5 \times 83 \left( 2 - \frac{3,5}{6} \right) = 9,85 \text{ t}$$

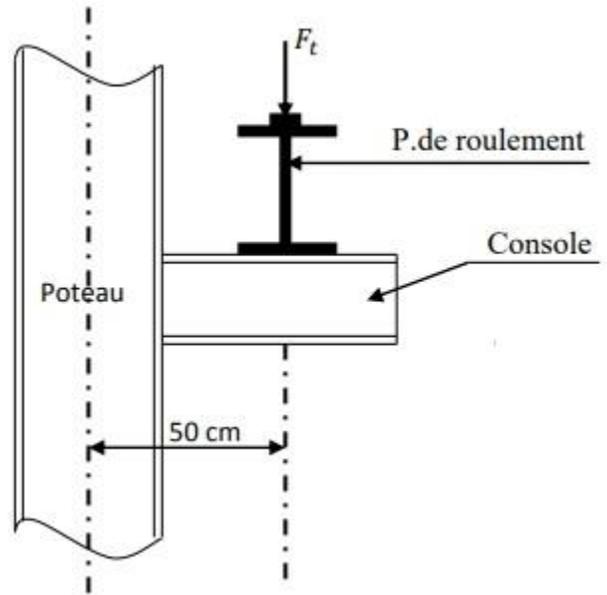


Figure IV.5 : Disposition de la console

$$P = \left( 125 + \left( 22,1 \times \frac{6}{2} \right) \right) \times 2 = 382,6 \text{ KG}$$

$$F_t = 9850 + 382,6 = 10232,6$$

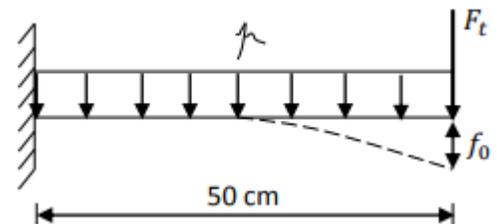
### IV.4.1. Dimensionnement :

P = poids propre de la console

$$F_0 = \frac{F_t \times l^3}{3 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{50}{750} = 0,066 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{F_t \times L^3}{3 \times 0,066 \times E} = \frac{10232,6 \times 50^3}{3 \times 0,066 \times 2,1 \times 10^6} = 3076,178 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $I_y \geq 3692 \text{ cm}^4$



## Caractéristiques de la console (HEA200)

HE200A			
Dimensions		Valeurs statiques	
h = 19 cm		Axe y	Axe z
b = 20 cm		$I_y = 3692 \text{ cm}^4$	$I_z = 1336 \text{ cm}^4$
$t_f = 1 \text{ cm}$		$W_{y1} = 388.6 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 133.6 \text{ cm}^3$
$t_w = 0.65 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 429.5 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 203.8 \text{ cm}^3$
$r_1 = 1.8 \text{ cm}$		$i_y = 8.280 \text{ cm}$	$i_z = 4.980 \text{ cm}$
$y_s = 10 \text{ cm}$		$S_y = 215.0 \text{ cm}^3$	$S_z = 102.0 \text{ cm}^3$
d = 13.4 cm		Torsion et flambement	
A = 53.83 cm <sup>2</sup>		$I_w = 1.08E+5 \text{ cm}^6$	$I_t = 20.98 \text{ cm}^4$
$A_L = 1.14 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$	$G = 42.3 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	$i_{pc} = 9.665 \text{ cm}$	

**Tableau IV.4 :** caractéristiques du profilé HE200A

### IV.5.poutre de roulement:

#### IV.5.1.Données pour le calcul de poutre de roulement :

La puissance du pont N = 5 t

- Portée réelle entre axe des poutres de roulement L= 29 m

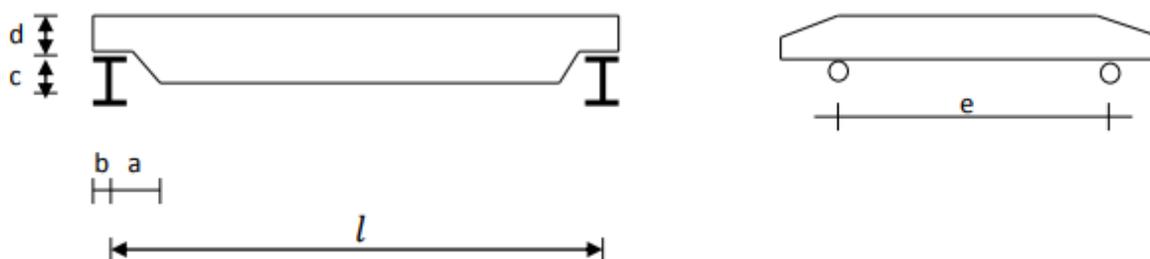
- Vitesses :

- Vitesse de levage 5 m/mm
- Vitesse de direction 20 m/mm
- Vitesse de translation 40 m/mm

- Poids du pont et de son équipement B= 11 t

- Poids du chariot et de son équipement K= 3,5 t

- Dimensions du pont :



**Figure IV.6 :** Dimensions du pont

L= 29 m      a= 0,66 m      b= 0,18 m      c= 0,70 m      d= 0,87 m      e= 3,5 m

### IV.5.2.les calcul de poutre de roulement :

Les chemins de roulements sont soumis par la circulation de pont à des sollicitations complexes des réactions verticales, horizontales et longitudinales. Par suite pour résister à ces divers efforts ; la section à prévoir varie suivant l'importance du pont roulant (puissance, vitesse de levage...) et de la portée du chemin de roulement. Pour notre cas on aura une poutre de roulement indépendante posée sur chaque travée de 6 m

Notre poutre de roulement sera calculée comme une poutre isostatique appuyée simplement sur les consoles des poteaux. Pour éviter dans les chemins de roulement des efforts de torsion qui peuvent déterminer des contraintes importantes. Donc il faut rouiller à ce que l'assemblage au niveau de l'appui ne soit pas rigide et créer une certaine souplesse afin de permettre des rotations libres ; pour éviter la localisation des efforts aux extrémités.

#### a) Charges à considérer :

Les charges appliquées à une poutre de roulement sont les suivantes :

- Charge permanentes :

Elle comprend tous les éléments constituant le chemin de roulement (rail, poutre de roulement...)

- Charges roulantes :

Elles sont constituées par les réactions verticales et horizontales des galets ; ces réactions sont fonction de :

- Poids du pont roulant, du chariot et de la charge à lever
- Effets dynamiques.

#### b) Calcul des réactions :

Pour une partie  $L = 29$  m et une capacité de 5 t du pont ; on détermine les différentes réactions.

-les réactions verticales statiques par galet sont données directement par (CTICM) comme on peut les calculer par les formules suivantes :

$$R_{max} = \frac{1}{2} \left[ \frac{B}{2} + \frac{(K+N)(l-a_{min})}{l} \right] = 6,90 \text{ t}$$

$$R_{min} = \frac{1}{2} \left[ \frac{B}{2} + \frac{K(a_{min})}{l} \right] = 2,79 \text{ t}$$

- Les réactions verticales dynamiques sont :

$$R_{1max} = \varphi_1 R_{max} = 1,1 \times 6,9 = 7,59 \text{ t}$$

$$R_{1min} = \varphi_1 R_{min} = 1,1 \times 2,79 = 3,07 \text{ t}$$

- Les réactions horizontales agissant transversalement à la voie du roulement et qui sont dues:

À l'accélération et freinage du chariot  
 Au levage oblique de la charge  
 À la marche en crabe du pont roulant

On admet que les charges horizontales  $H_t$  sont de l'ordre de 10% des charges verticales maximales

$$H_t = 0,10 R_{max} \Rightarrow H_t = 0,69 \text{ t}$$

- Les réactions horizontales  $H_l$  agissant longitudinalement à la voie du roulement et qui sont dues :

À l'accélération et au freinage du pont roulant.  
 Au levage oblique de la charge.  
 Au choc des tampons sur les butoirs.

Les recommandations CTICM préconisent  $H_l = C R_{max}$

C : coefficient d'adhérence ( C= 0,2) c'est une valeur limite au de là il y'aura glissement.

$$H_l = C R_{max} = 0,2 \times 6,9 = 1,38 \text{ t} \Rightarrow H_l = 1,38 \text{ t}$$

**c) Moment fléchissant :**

le moment max est donné par la position des galets la plus défavorable suivante.

$$M_{max} = \frac{R_{1max} (2l - e)^2}{8l}$$

$$M_{max} = \frac{7,59 (2 \times 6 - 3,5)^2}{8 \times 6} = 11,42 \text{ t}$$

**d) Effort tranchant max :**

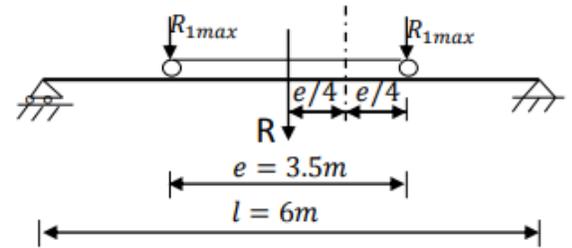
L'effort tranchant et max lorsque l'une des réactions ( $R_{max}$ ) est sur l'appui

$$T_{max} = R_{1max} + R_{1max} \left(1 - \frac{e}{l}\right) = R_{1max} \left(2 - \frac{e}{l}\right)$$

$$T_{max} = 7,59 \left(2 - \frac{3,5}{6}\right) = 10,75 \text{ t}$$

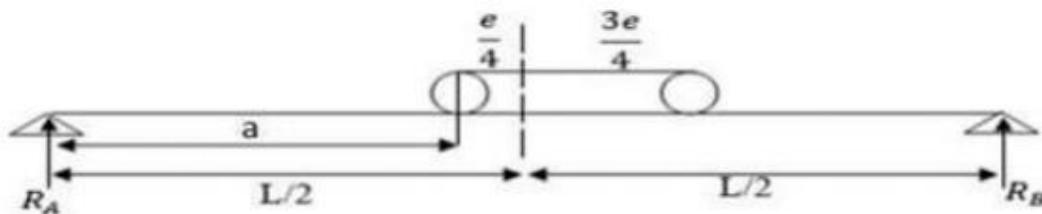
$$M_{max} = 11,42 \text{ t}$$

$$T_{max} = 10,75 \text{ t}$$



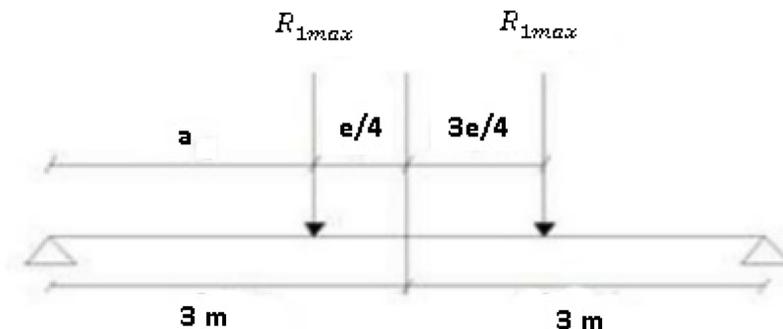
**IV.5.3 Dimensionnement de la poutre de roulement :**

La longueur de travée est de (6) m (sur deux appuis simples).



**Figure IV.7 :** Schéma statique de la poutre de roulement.

$$a = \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right) = \left(\frac{6}{2} - \frac{3,5}{4}\right) = 2.125\text{m.}$$



**Figure IV.8 :** Illustrations des efforts appliqués sur la poutre de roulement

Avec :

- $L = 600 \text{ cm}$ .
- $a = 212.5 \text{ cm}$ .
- $R_{1max} = 7,59 \text{ t} = 7590 \text{ kg}$

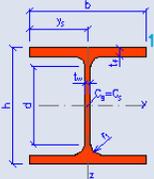
**Fy ≤ fadm**

$$Fy = \frac{R_{1max} a (3l^3 - 4a^2)}{24 El} \leq f_{adm} = \frac{600}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

$$Iy = \frac{R_{1max} a (3l^3 - 4a^2)}{24 E \times l \times 0.8} = 43189,96 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne  $Iy \geq 3692 \text{ cm}^4$

### Caractéristiques de la poutre de roulement (HEA400)

HE400A				
Dimensions		Valeurs statiques		
h = 39 cm		Axe y	Axe z	
b = 30 cm		$I_y = 4.51E+4 \text{ cm}^4$	$I_z = 8564 \text{ cm}^4$	
$t_f = 1.9 \text{ cm}$		$W_{y1} = 2311 \text{ cm}^3$	$W_{z1} = 570.9 \text{ cm}^3$	
$t_w = 1.1 \text{ cm}$		$W_{y,pl} = 2562 \text{ cm}^3$	$W_{z,pl} = 872.9 \text{ cm}^3$	
$r_1 = 2.7 \text{ cm}$		$i_y = 16.84 \text{ cm}$	$i_z = 7.340 \text{ cm}$	
$y_s = 15 \text{ cm}$		$S_y = 1280 \text{ cm}^3$	$S_z = 436.0 \text{ cm}^3$	
d = 29.8 cm		<b>Torsion et flambement</b>		
A = 159 cm <sup>2</sup>		$I_w = 2.94E+6 \text{ cm}^6$	$I_t = 189.0 \text{ cm}^4$	
$A_L = 1.91 \text{ m}^2 \cdot \text{m}^{-1}$		$G = 125 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$	$i_w = 7.406 \text{ cm}$	$i_{pc} = 18.37 \text{ cm}$

**Tableau IV.5 : Caractéristiques de la poutre de roulement HE400A**

*Chapitre V*

Assemblage

## V.1 Introduction

Les assemblages sont des systèmes qui permettent de lier un ou plusieurs éléments métalliques entre eux afin d'assurer une continuité. Ces systèmes peuvent être réalisés par boulonnage, par soudure, ou les deux à la fois.

Les assemblages ont plusieurs fonctions, notamment assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux, créer une liaison de continuité, et correspondre au type de liaison approprié.

Le choix de la méthode d'assemblage dépend de plusieurs facteurs tels que les matériaux utilisés, la configuration de la structure, les charges appliquées et les conditions environnementales.

Le boulonnage est une méthode courante qui utilise des boulons pour fixer les éléments ensemble. Cette méthode est souvent utilisée car elle permet un démontage facile en cas de besoin.

## V.2. Les différents modes d'assemblages :

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

### a) Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est une technique d'assemblage mécanique qui permet de relier des éléments métalliques entre eux de manière démontable. Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance.

La différence entre ces deux types de boulons réside dans leur nuance d'acier.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

**Tableau V.1:** Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<b>d (mm)</b>	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>d<sub>0</sub>(mm)</b>	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b>A (mm<sup>2</sup>)</b>	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	537	707
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

**Tableau V.2 :** Caractéristiques géométriques des boulons.

Les boulons HR sont classés en deux classes, définies en fonction de leur contrainte limite d'élasticité  $f_{yb}$  et de leur contrainte de rupture  $f_{ub}$ :

- les boulons HR 1 ou HR 10.9,

- les boulons HR 2 ou HR 8.8.

Le premier chiffre correspond à  $f_{ub} / 100$ .

Le second chiffre correspond à  $10 f_{yb}/f_{ub}$

Soit:

Repère	Appellation	$f_{ub}$ (MPa)	$f_{yb}$ (MPa)	$\Delta L / L$ (%)
HR1	HR 10.9	1 000	900	$\geq 8$
HR 2	HR 8.8	800	640	$\geq 12$

## b) Fonctionnement des assemblages :

### - Fonctionnement des assemblages par obstacle :

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

### - Fonctionnement des assemblages par adhérence :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

### c) Assemblage par soudure :

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

### d) Vérifications des assemblages :

Dans ce chapitre, 6 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage nœud de la ferme
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage contreventement.

### ► Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre {sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu=0,5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu=0,4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu=0,3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu=0,2$	Pour surfaces non traitées

**Tableau V.3:** Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.

### V.3 Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)
- Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :
  - Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
  - Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

### V.4 Calcul d'assemblages:

#### V.4.1. Assemblage Poteau – traverse:

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

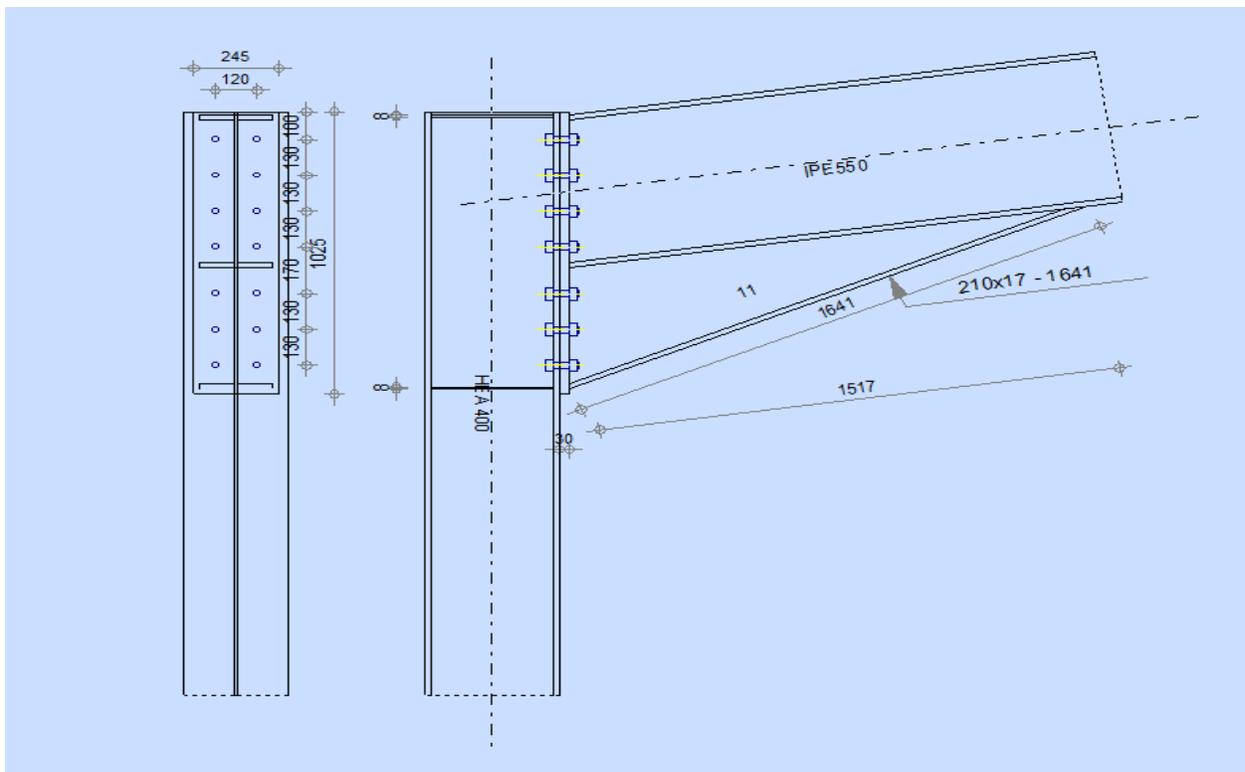


Figure V.1 : vue en plan de l'assemblage poteau-traverse.

► **Efforts de calcul : (par ROBOT)**

$$M_{\max} = 586.82 \text{ KN. m}$$

$$V_{\max} = -116.91 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = -160.57 \text{ KN}$$

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M1} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M3} = 1,10 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

**V.4.1.1 Dimensions de traverse IPE 550 : (par ROBOT)**

$$h : 550 \text{ mm}$$

$$b : 210 \text{ mm}$$

**a) Dimensions de platine : (par ROBOT)**

$$H_p = 1025 \text{ mm}$$

$$B_p = 245 \text{ mm}$$

$$E_p = 30 \text{ mm}$$

**b) Dimensionnements des boulons : (par ROBOT)**

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M22 de classe HR 10.9

**Nombre de boulons :**  $n=14$

**c) Entre axe des boulons : (par ROBOT)**

Avec :  $d_0 = 24 \text{ mm}$

$$P_1 \geq 2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 130 \text{ mm}$

$$P_2 \geq 3 d_0 = 72 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 120 \text{ mm}$

Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1.2 d_0 = 28.8 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 100 \text{ mm}$

Pince transversale :

$$e_2 \geq 1.5 d_0 = 36 \text{ mm}$$

On prend :  $e_2 = 62,5 \text{ mm}$

## V.4.1.2 Vérification des assemblages :

### a) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} \leq F_s = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma m^2}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{-116.91}{14} = -8.35$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303$$

$$F_p = 212.1 \text{ KN ... par boulon.}$$

$$F_p = nr \times F_p = 2 \times 212.1 = 424.2 \text{ KN ... par rangée.}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma m^2} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 212.1}{1.25} = 50.9 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$  : Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$  : Coefficient de frottement, surface brossée.

$M = 1$  : Plan de contact.

**$F_{rd} = 50.9 \text{ KN} > F_{vsd} = -8.35 \text{ KN}$  .....Condition vérifiée.**

### b) Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :

Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_1 \leq n \times F_p$$

$$d_1 = 820 \text{ mm}$$

$$d_2 = 690 \text{ mm}$$

$$d_3 = 560 \text{ mm}$$

$$d_4 = 390 \text{ mm}$$

$$d_5 = 260 \text{ mm}$$

$$d_6 = 130 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1.69 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{586.82 \times 0.82}{1.69}$$

$$N_1 = 284.72 \text{ KN}$$

$$N_2 = 239.58 \text{ KN}$$

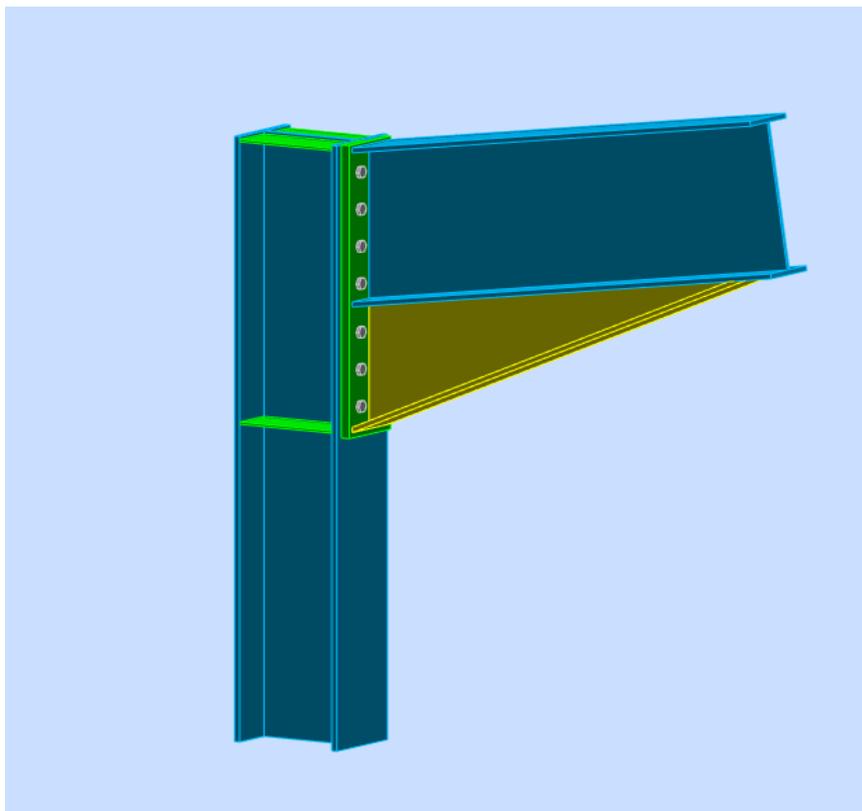
$$N_3 = 194.44 \text{ KN}$$

$$N_4 = 135.42 \text{ KN}$$

$$N_5 = 90.28 \text{ KN}$$

$$N_6 = 45.14 \text{ KN}$$

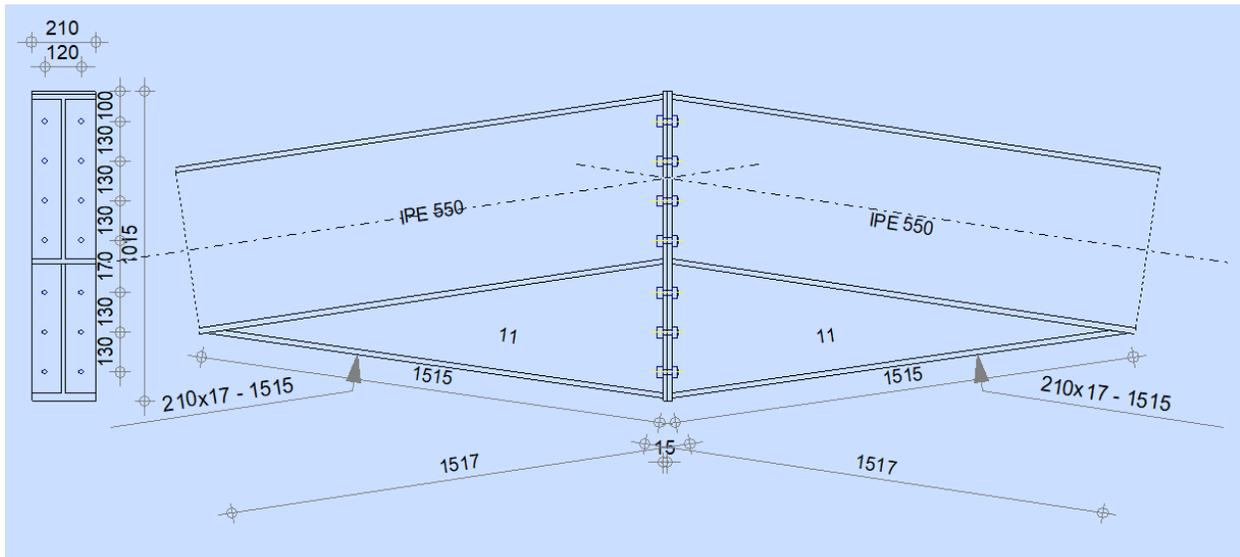
**$N_1 = 284.72 \leq n \times F_p = 424.2$  .....Condition vérifiée.**



**FigureV.2** : assemblage poteau-traverse.

Vérification sur ROBOT ANNEXES A1

### V.4.2 Assemblage traverse – traverse:



**Figure V.3 :** Vu en plan de l'assemblage traverse-traverse.

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.

#### Efforts de calcul : (par ROBOT)

$$M_{\max} = -318.38 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = -3.76 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = -116.89 \text{ KN}$$

#### 4.2.1 Dimensions de travse IPE 550 : (par ROBOT)

$$h : 550 \text{ mm}$$

$$b : 210 \text{ mm}$$

##### a) Dimensions de platine : (par ROBOT)

$$H_p = 1015 \text{ mm}$$

$$B_p = 210 \text{ mm}$$

$$E_p = 15 \text{ mm}$$

##### b) Dimensionnements des boulons : (par ROBOT)

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M22 de classe HR 8.8

**Nombre de boulons :**  $n=14$

### c) Entre axe des boulons : (par ROBOT)

Avec :  $d_0 = 24 \text{ mm}$

$P1 \geq 2.2 d_0 = 52.8 \text{ mm}$

On prend :  $P1 = 130 \text{ mm}$

$P2 \geq 3 d_0 = 72 \text{ mm}$

On prend :  $P2 = 120 \text{ mm}$

Pince longitudinale :

$e1 \geq 1.2 d_0 = 28.8 \text{ mm}$

On prend :  $e1 = 100 \text{ mm}$

Pince transversale :

$e2 \geq 1.5 d_0 = 36 \text{ mm}$

On prend :  $e2 = 62,5 \text{ mm}$

### 4.2.2 Vérification des assemblages :

#### a) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} \leq F_s = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{-3.76}{14} = -0.26 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 303$$

$$F_p = 169.68 \text{ KN} \dots \text{ par boulon.}$$

$$F_p = n_r \times F_p = 2 \times 107.52 = 339.36 \text{ KN} \dots \text{ par rangée.}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 169.68}{1.25} = 40.72 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$  : Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$  : Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$  : Plan de contact.

$F_{rd} = 40.72 \text{ KN} > F_{vsd} = -0.26 \text{ KN} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**b) Resistance de l'assemblage au moment fléchissant :**

Détermination des efforts dans les boulons :

$$N1 \leq n \times Fp$$

$$d1 = 820 \text{ mm}$$

$$d2 = 690 \text{ mm}$$

$$d3 = 560 \text{ mm}$$

$$d4 = 390 \text{ mm}$$

$$d5 = 260 \text{ mm}$$

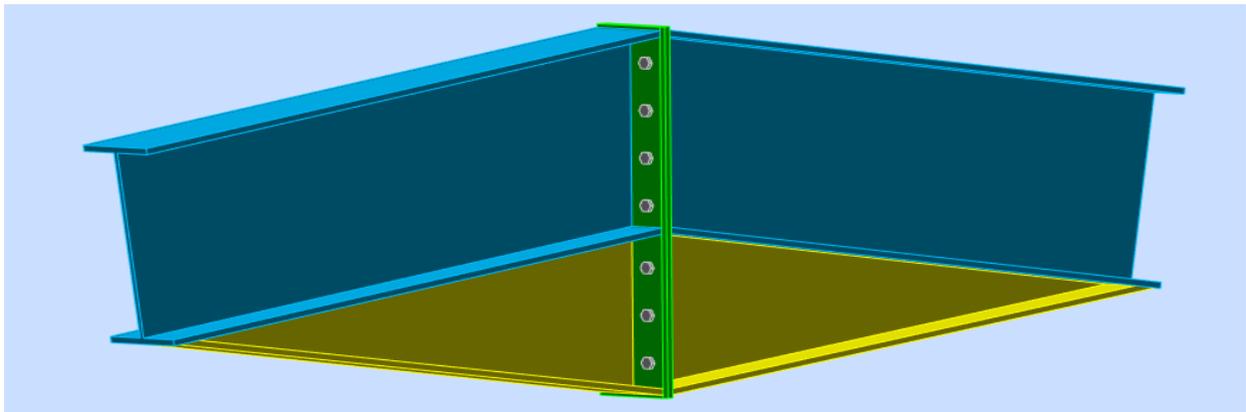
$$d6 = 130 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 1.69 \text{ m}^2$$

$$N1 = \frac{M \times di}{\sum di^2} = \frac{-318.38 \times 0.82}{1.69}$$

$$N1 = -154.48 \text{ KN}$$

AN :  $N1=284.72 \leq n \times Fp= 339.36 \text{ KN}$  Condition vérifiée.



**FigureV.4 :** assemblage traverse-traverse.

Vérification sur ROBOT ANNEXES A2



Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M22 de classe 8.8

**Nombre de boulons :**  $n=10$

**c) Entre axe des boulons : (par ROBOT)**

Avec :  $d_0 = 24 \text{ mm}$

$P1 \geq 2.2 d_0 = 52.8 \text{ mm}$

On prend :  $P1 = 55 \text{ mm}$

$P2 \geq 3 d_0 = 72 \text{ mm}$

On prend :  $P2 = 90 \text{ mm}$

Pince longitudinale :

$e1 \geq 1.2 d_0 = 28.8 \text{ mm}$

On prend :  $e1 = 50 \text{ mm}$

Pince transversale :

$e2 \geq 1.5 d_0 = 36 \text{ mm}$

On prend :  $e2 = 55 \text{ mm}$

**4.3.2 Vérification des assemblages :**

**a) Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} \leq F_s = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{max}}{n} = \frac{62.23}{10} = 6.223 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 303$$

$$F_p = 169.68 \text{ KN} \dots \text{ par boulon.}$$

$$F_p = n_r \times F_p = 2 \times 107.52 = 339.36 \text{ KN} \dots \text{ par rangée.}$$

$$F_{rd} = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_p}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 169.68}{1.25} = 40.72 \text{ KN}$$

Avec :

$K_s = 1$  : Facteur de forme, trous nominaux.

$\mu = 0.3$  : Coefficient de frottement, surface brossée.

$m = 1$  : Plan de contact.

$F_{rd} = 40.72 \text{ KN} > F_{vsd} = 6.223 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

**b) Resistance de l'assemblage au moment fléchissant :**

Détermination des efforts dans les boulons :

$$N1 \leq n \times Fp$$

$$d1 = 290 \text{ mm}$$

$$d2 = 195 \text{ mm}$$

$$d3 = 110 \text{ mm}$$

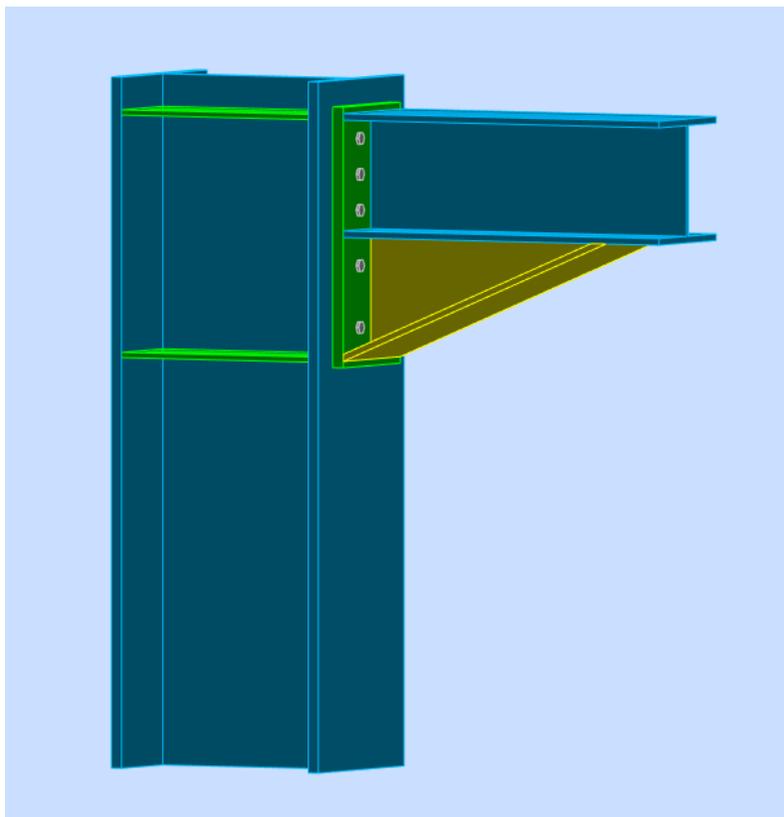
$$d4 = 55 \text{ mm}$$

$$\sum di^2 = 0.13 \text{ m}^2$$

$$N1 = \frac{M \times di}{\sum di^2} = \frac{31.03 \times 0.29}{0.13}$$

$$N1 = 69.22 \text{ KN}$$

AN :  $N1=69.22 \leq n \times Fp= 339.36 \text{ KN}$  Condition vérifiée.



**FigureV.6: assemblage poteau-console.**

Vérification sur ROBOT ANNEXES A3

# Conclusion générale

La structure métallique s'adapte très bien à la fonction d'un hangar qui demande des portées importantes avec des éléments peu encombrant.

La structure choisie après calcul non seulement vérifie les conditions de résistance de stabilité mais aussi tous ses éléments sont disponibles sur le marché.

Notre travail ne s'arrête pas à l'étude de la structure et le dimensionnement des éléments de cette dernière mais aussi la vérification des différents éléments de la structure (secondaires, porteurs, et d'assemblage) par rapport aux effets d'instabilités les plus extrêmes que peut supporter la structure.

La conception de la structure a été basée sur les documents techniques et réglementaires, en appliquant les différentes méthodes de calcul récentes.

Concernant le choix des profilés, il a été fait après plusieurs simulations (pour les poteaux on a utilisé des HEA, et les traverses des IPE).

L'étude sismique de la structure a été basée sur la méthode modale spectrale puisque notre ouvrage est réalisé en charpente métallique avec une toiture incliné.

Cette expérience nous a permis aussi de:

- ✓ Mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique
- ✓ D'assimiler les différentes techniques de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous a permis d'acquérir des connaissances très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

# BIBLIOGRAPHIQUES

[1] : REGLESNEIGEETVENT«RNV2013»Algérien (DTR.C2-4.7)

[2] : Règles de conception et de calcul des structures en acier  
«EUROCODE3» MINISTERE DE L'HABITAT ET DE  
L'URBANISME, (Algérie)

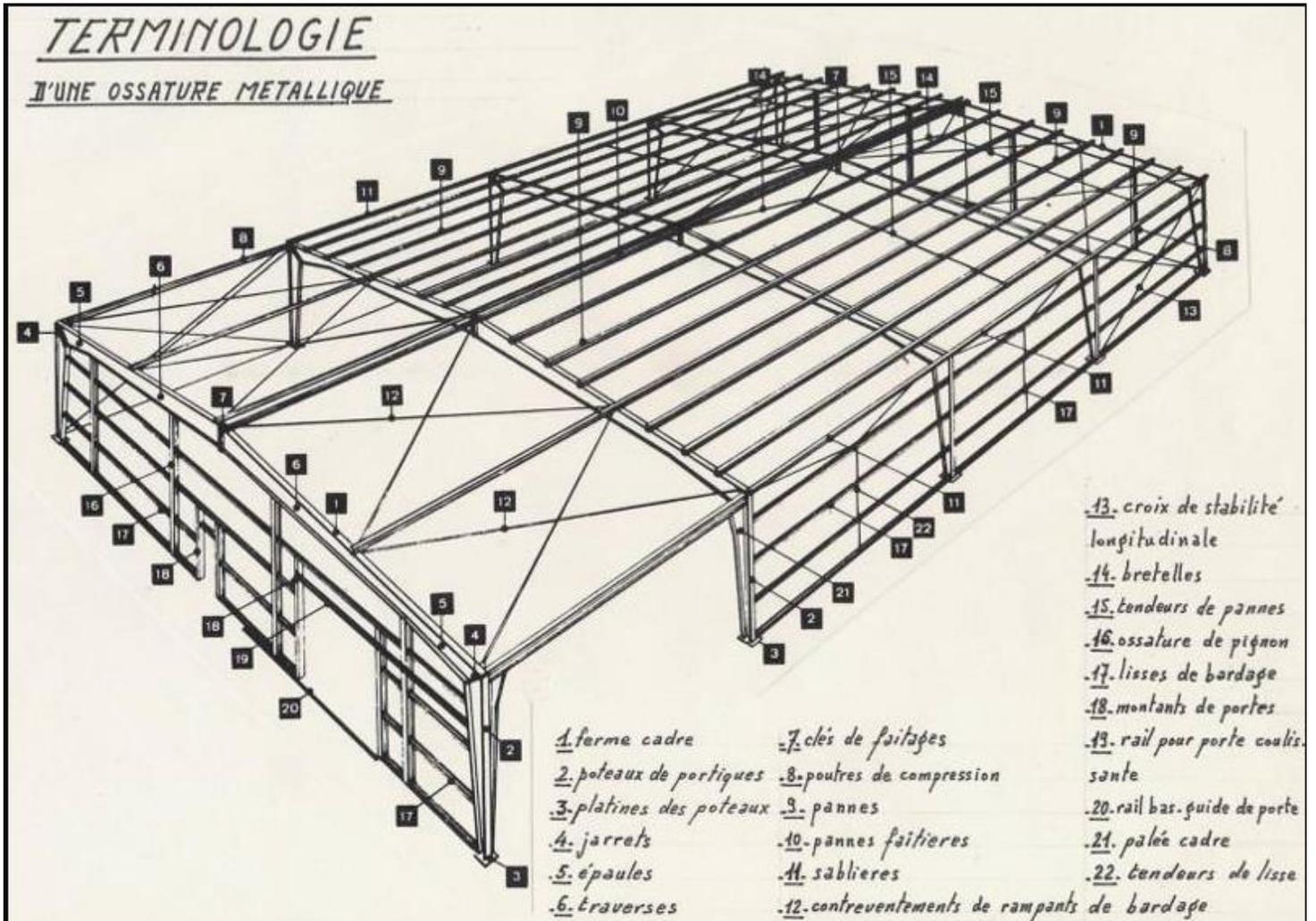
[3] : CM1: Chapitre VI. Flambement des éléments

[4]: Règles Parasismiques Algériennes **RPA99v2003** (DTR-B.C2.48).

[5] :Eurocode1, Bases de calcule et actions sur les structures,  
Partie5:actions induites par les ponts roulants et autres machines.

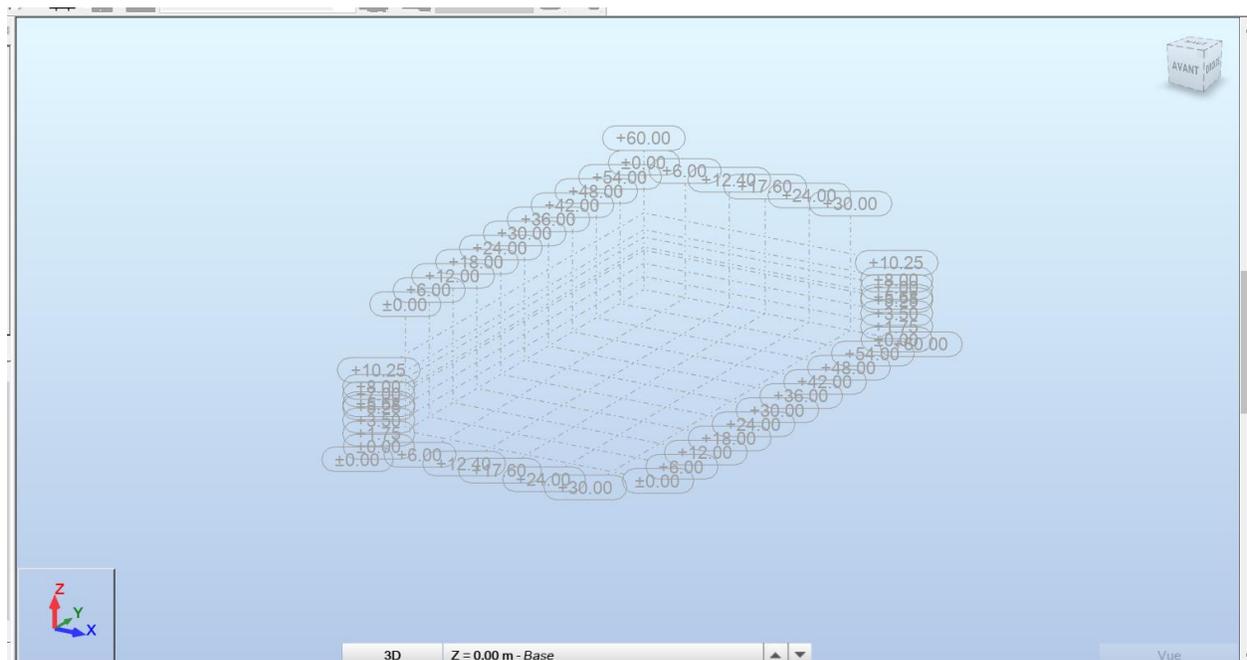
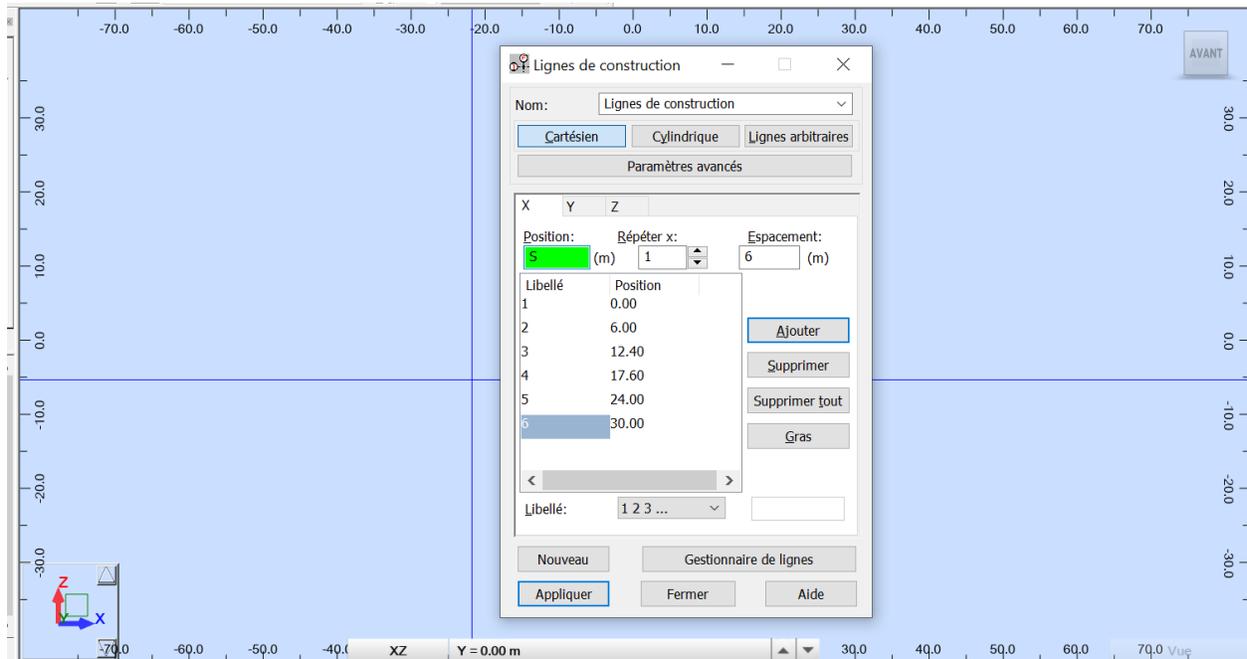
# ANNEXES

## Les éléments de hangar



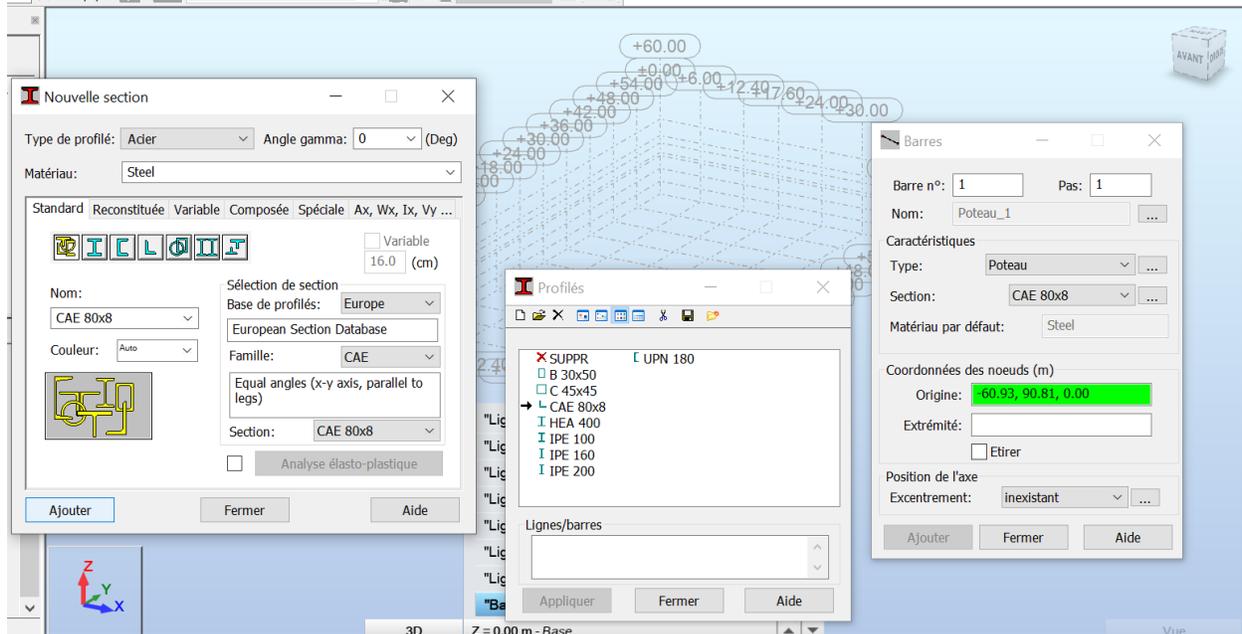
## Annexes (présentation ROBOT)

Etape 1 :  
Création des lignes de construction.



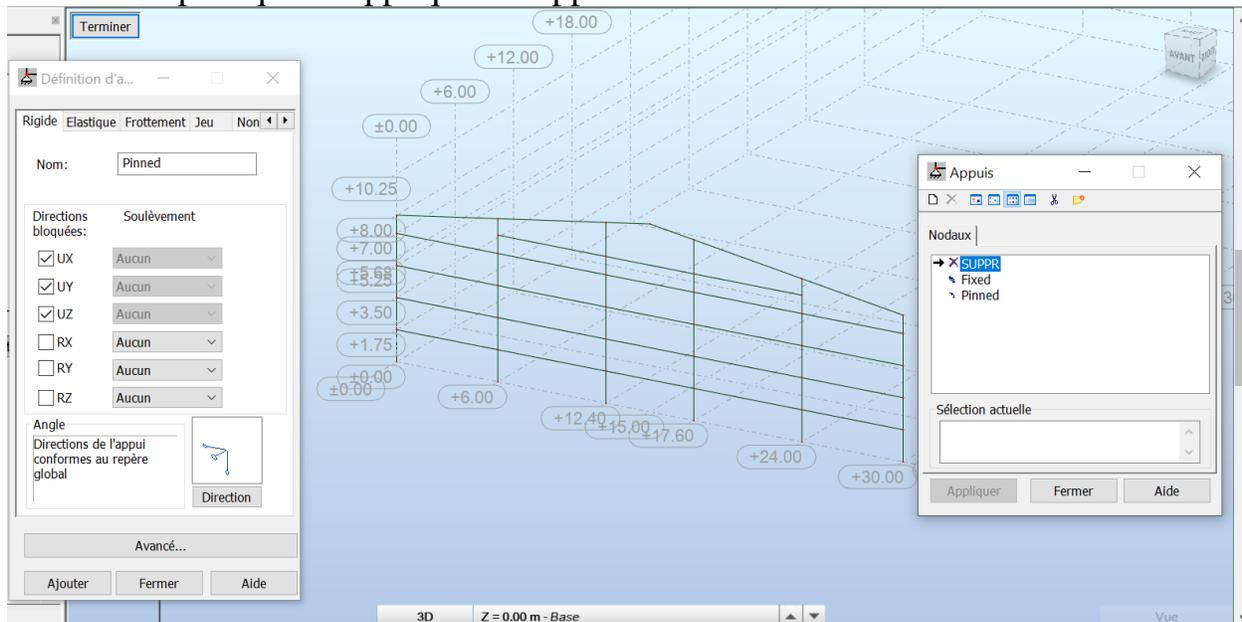
## Etape2:

Créer les profile pour les éléments de structure et choisir les type des profilé.

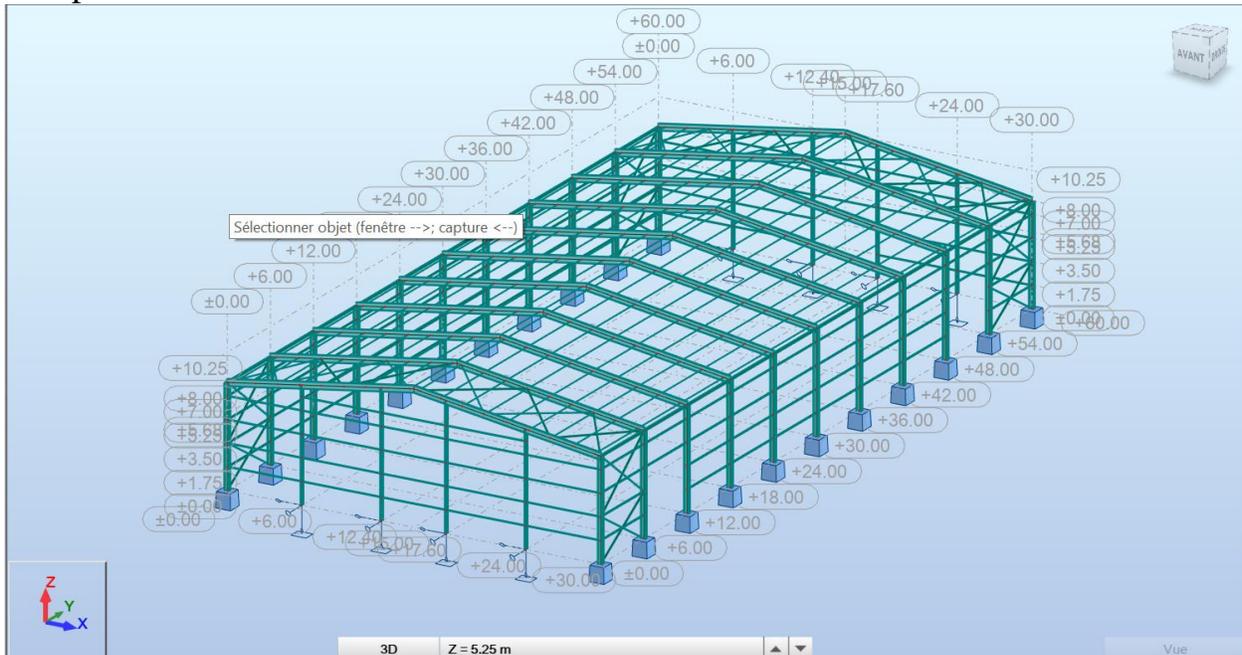


## Etape3:

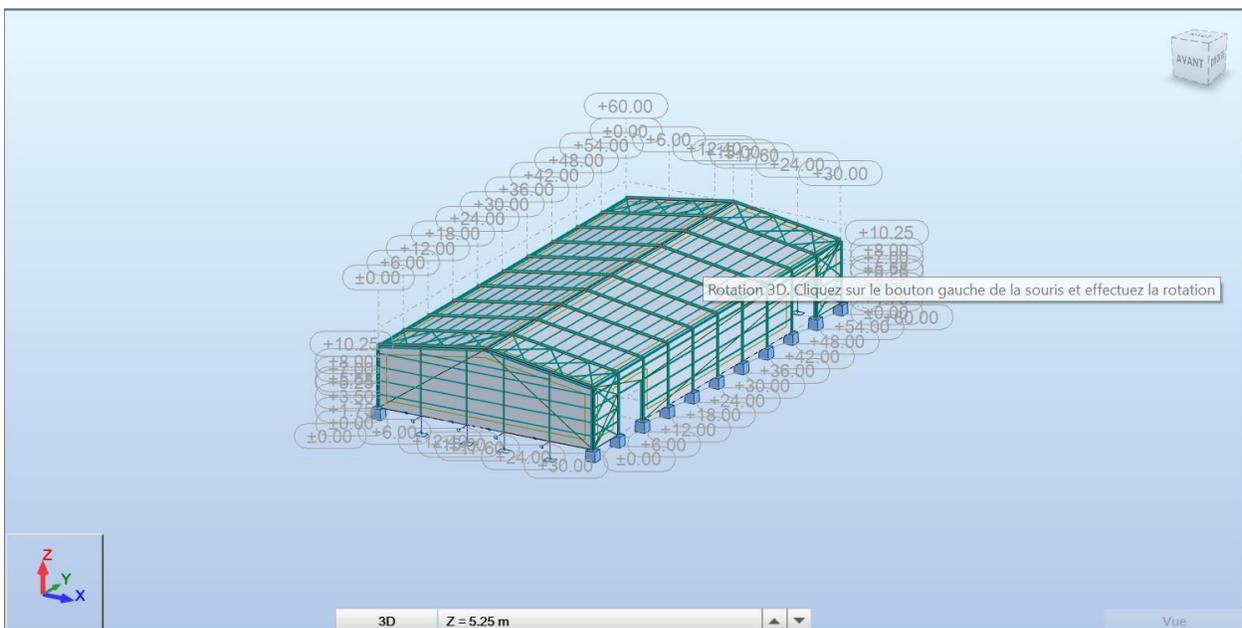
Dessiner le portique et applique les appuis.



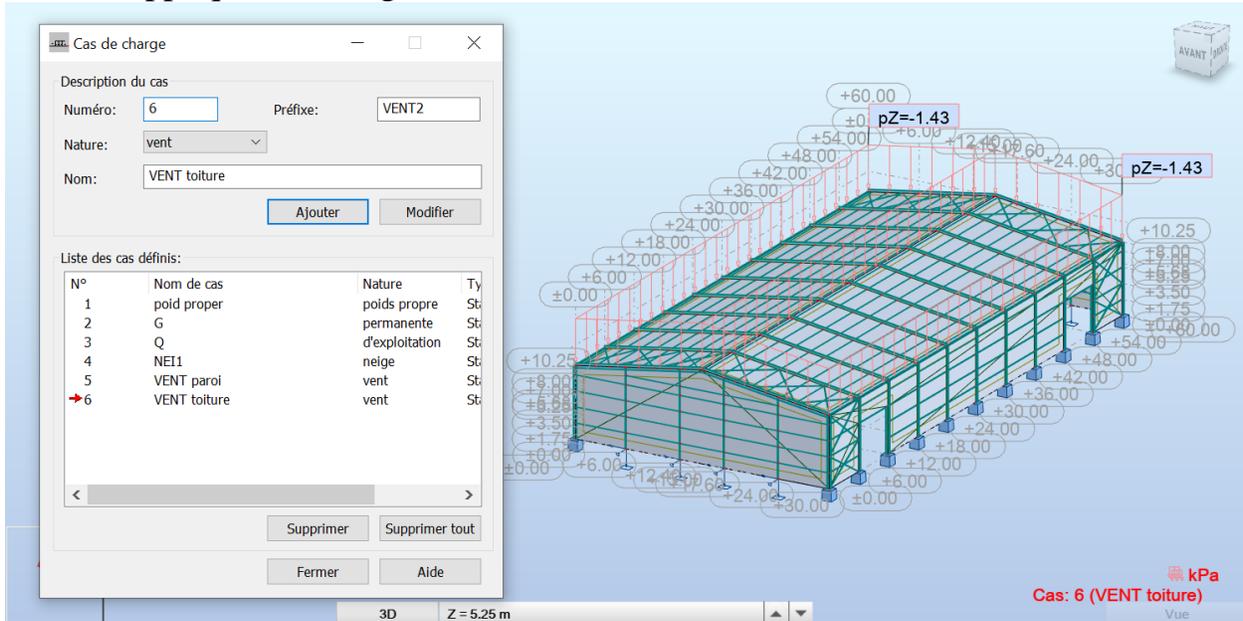
Etape4 :  
Compléter dessin de la structure.



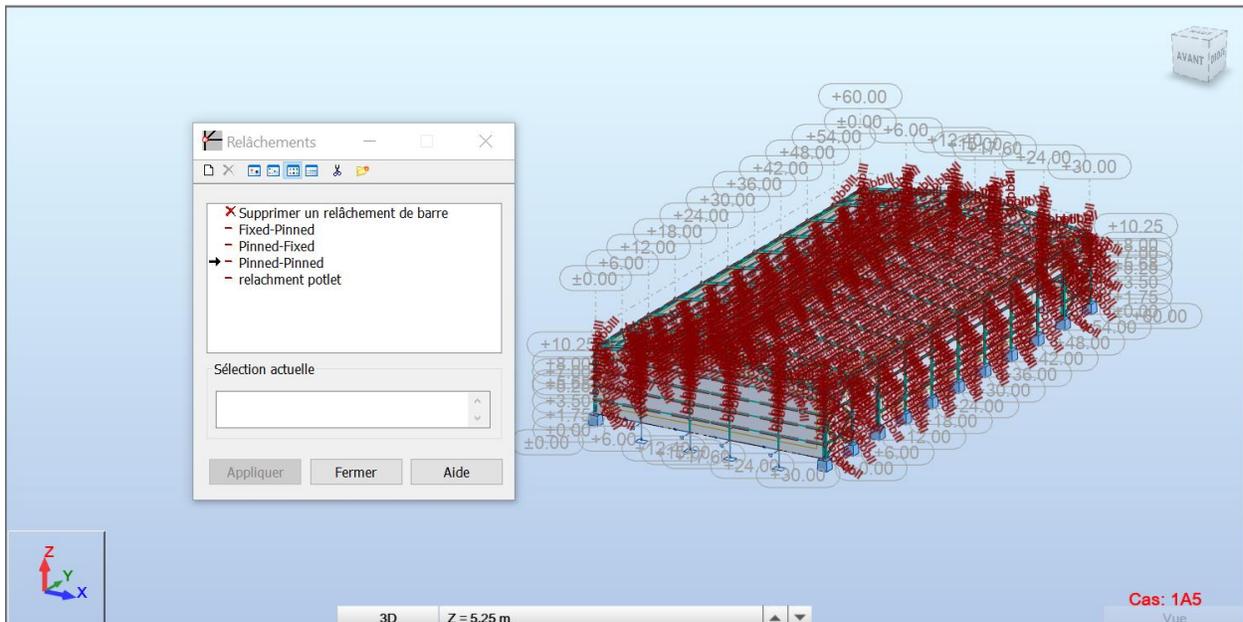
Et dessin le bardage.



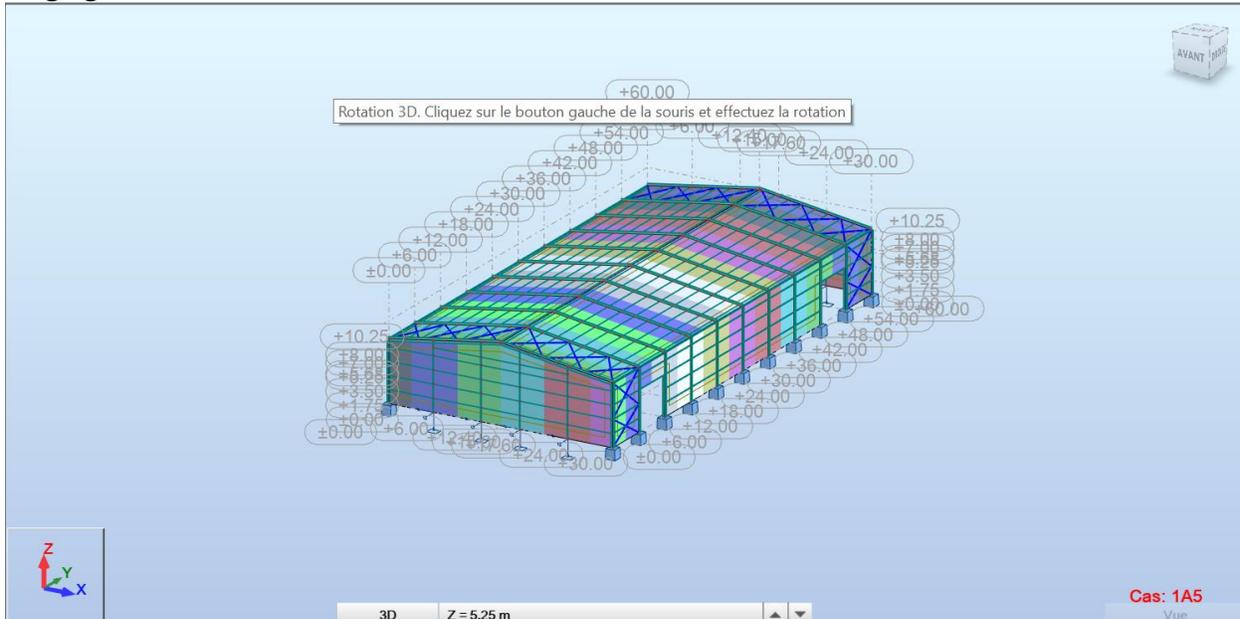
Etape5 :  
Créer et applique les charges



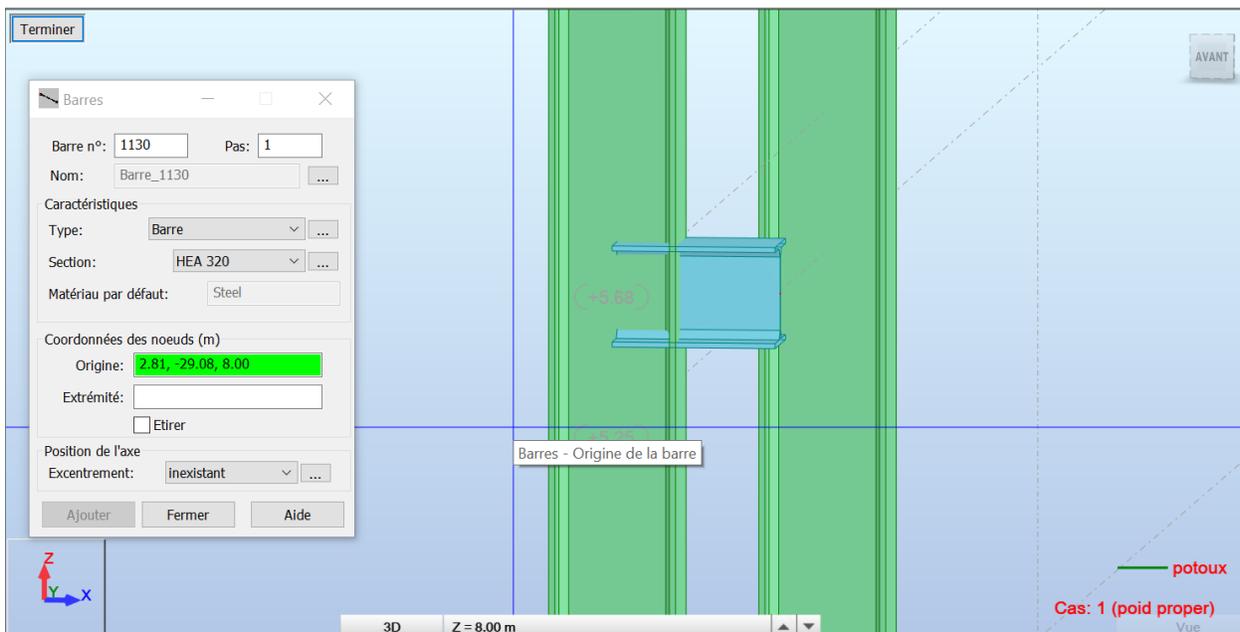
Etape6 :  
Relâchements les éléments secondaires.

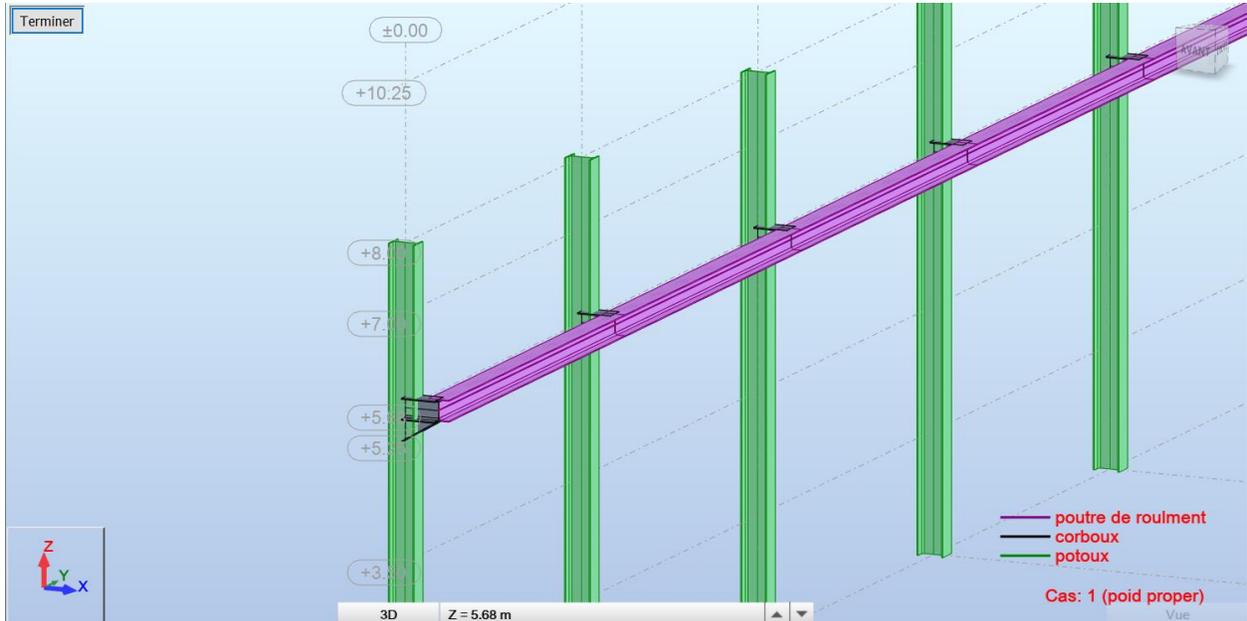


## Etape7 : Négliger les Contreventements



## Etape8 : Le pont roulant.





**Définition du convoi:**

Nom: PR  
 Catalogue de convois: V\_No name.xml  
 Unités: m kN

Charges roulantes
✕

**Sélection du convoi**

Norme (catalogue)

Nom du convoi

Enregistrer dans le catalogue

Convois symétriques  Convois arbitraires

Type de charge					
1	force concentrée	F=58	X=4.6	S=29	
2	force concentrée	F=58	X=0	S=29	
*					

Dimensions du convoi

b=  d1=  d2=

Unités

longueur - (m)    force - (kN)

Les combinaison de charges sur ROBOT :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
17 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2)*1.35+3*1.50$
18 (C)	G+Q	Combinaison lin	ELS	poids propre	$(1+2+3)*1.00$
19 (C)	G+1.5V	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2)*1.00+(6+7)*1.50$
20 (C)	G+1.5N	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2)*1.00+4*1.50$
21 (C)	G+N	Combinaison lin	ELS	poids propre	$(1+2+4)*1.00$
22 (C)	G+V	Combinaison lin	ELS	poids propre	$(1+2+6+7)*1.00$
23 (C)	G-1.5V	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2)*1.00+(6+7)*1.50$
24 (C)	1.35G+1.5Q+1.	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2)*1.35+3*1.50+4*1.30+(6+7)*0.67$
25 (C)	1.35G+1.5N	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2)*1.35+4*1.50$
26 (C)	1.35G+1.35Q+1	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2+3+6+7)*1.35$
27 (C)	1.35G+1.35Q+1	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2+3+4)*1.35$
28 (C)	G+0.9Q+0.9V	Combinaison lin	ELS	poids propre	$(1+2)*1.00+(3+6+7)*0.90$
29 (C)	1.35G+1.5N+0.	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2)*1.35+4*1.50+(6+7)*0.90+13*1.00$
30 (C)	G+1.5V+PR	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2+13)*1.00+(6+7)*1.50$
31 (C)	1.35G+1.5Q+P	Combinaison lin	ELU	poids propre	$(1+2)*1.35+3*1.50+13*1.00$
32 (C)	G+V+PR	Combinaison lin	ELS	poids propre	$(1+2+6+7+13)*1.00$
33 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2+3)*1.00+16*1.00$
34 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2)*0.80+16*1.00$
35 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2+3+16)*1.00$
36 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2+3)*1.00+15*1.00$
37 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2+3+15)*1.00$
38 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2+16)*1.00$
39 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2)*0.80+15*1.00$
40 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	poids propre	$(1+2)*0.80+15*1.00$

## Dimensionné les élément

 Définition des barres - paramètres - NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1... ✕

Type de barre:  Enregistrer

Flambement autour de l'axe y     Flambement autour de l'axe z  
 Longueur de la barre ly:    Longueur de la barre lz:

réelle    1.00     réelle    1.00  
 coefficient         coefficient   

Coeff. de longueur de flamb. y:    Coeff. de longueur de flamb. z:  
        
 avec translation    avec translation

Courbe de flambement y:     Courbe de flambement z:

Flambement par torsion et par torsion-flexion (6.3.1.4)

Paramètres de déversement

Déversement    Coef. de longueur de déversement Plus...

Niv. de chargement: 

Aucun    Lcr = lo

Moment critique:  Auto     Utilisateur    Mcr =  kN\*m

Courbes de déversement:

Méthode générale [6.3.2.2]    Lambda LT,0 =   
 Méthode détaillée [6.3.2.3]    Bêta =   
 Méthode simplifiée pour les poutres avec maintiens latéraux [6.3.2.4]    kfl =

Paramètres additionnels de la barre

Flèches et déplacements limites:  Note

Sections complexes:

Sections à parois minces:

Paramètres du calcul au feu:  Aide

 Type de charge ✕

 moment uniforme ou variable OK

 charge uniforme - poutre librement appuyée Annuler

 charge uniforme - poutre encastree Aide

 force ponctuelle au milieu - poutre librement appuyée

 force ponctuelle au milieu - poutre encastree

 charge uniforme - moments arbitraires aux extrémités

Service - valeurs des déplacements

Déplacements limites

Flèche de la barre (repère local)  
Flèche finale

$y=L / 200.00$    $z=L / 200.00$

Flèche due aux charges variables

$y=L / 200.00$    $z=L / 200.00$

Déplacements des noeuds (repère global)

$X=L / 150.00$    $Y=L / 150.00$

Barres avec contreflèche

Contrôle des déplacements avec la prise en compte de la contreflèche

Contreflèche utilisateur

$u_y = 0.0$  cm  $u_z = 0.0$  cm

Contreflèche automatique  
(paramètres suppl. disponibles dans la fenêtre de paramétrage des calculs)

OK  
Annuler  
Aide

Console

Après lancée le calcul

## ANNEXES 1:

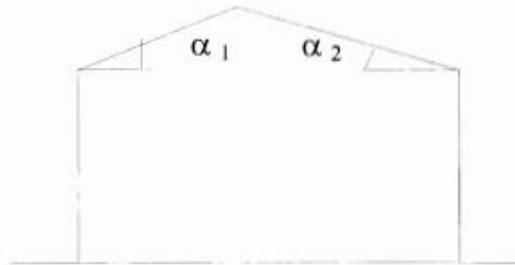


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

## ANNEXES2:

## 2.2. CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1050	$\pm 7,5$
Largeur utile du panneau	1035	$\pm 2$
Longueur du panneau	< 1000	$\pm 5$
	1000 à 2000	$\pm 7,5$
	2001 à 4000	$\pm 10$
	> 4000	$\pm 15$
Epaisseurs nominales	40-60-80	$\pm 2$
Défaut d'équerrage		$\leq 6,21$

2.3. POIDS SPECIFIQUE (Kg/m<sup>2</sup>) :

Tableau 3 : poids spécifique

Type de panneau	TL75	TL95	TL115
Poids spécifique (0.5mm/0.6mm)	15.137	17.137	19.287

## 3. Autres informations techniques

## 3.1. ISOLATION THERMIQUE :

Le coefficient de conduction thermique ( $\lambda$ ) = 0.037 w/m.k (selon la norme EN 13162)

Tableau 4 : Isolation thermique

Panneau	TL75	TL95	TL115
Coefficient de transmission thermique (w/m <sup>2</sup> .K)	0.66	0.491	0.385

## ANNEXES 2.1:

BATICOMPOS Spa		Fiche technique PS BARDAGE						
<b>2.2. CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES</b>								
<i>Tableau 2 : Dimensions et tolérances</i>								
Dimensions (mm)		Tolérances (mm)						
Largeur hors tout	1000 à 2000	± 7,5						
Largeur utile du panneau	Bardage : 1000	± 2						
Longueur du panneau	< 1000	± 5						
	1000 à 2000	± 7,5						
	2001 à 4000	± 10						
	> 4000	± 15						
Epaisseurs nominales	35 – 40 – 50 – 60 – 80 - 100 – 120 - 150	± 2						
Défaut d'équerrage		≤ 6						
Défaut de planéité	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm						
<b>2.3. POIDS SPECIFIQUE (Kg/m<sup>2</sup>) :</b>								
<i>Tableau 3 : poids spécifique</i>								
Type de panneau	LL35	LL40	LL50	LL60	LL80	LL100	LL120	LL150
Poids spécifique (0.5mm/0.5mm)	9.678	9,873	10,263	10,653	11,433	12,213	13,113	14,313
<b>3. Autres informations techniques</b>								
<b>3.1. ISOLATION THERMIQUE :</b>								
Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion, le coefficient de conduction thermique ( $\lambda$ ) = 0.023 w/m.k								
<i>Tableau 4 : Isolation thermique</i>								
Panneau	LL35	LL 40	LL50	LL60	LL80	LL100	LL120	LL150
Coefficient de transmission thermique (w/m <sup>2</sup> .K)	0.53	0.47	0.378	0.32	0.24	0.19	0.162	0.13
Resistance à la conductibilité (m <sup>2</sup> .K /w)	1.7	2.11	2.63	2.95	3.95	4.45	6.32	7.89

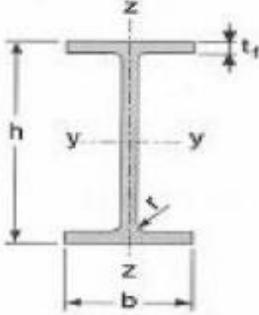
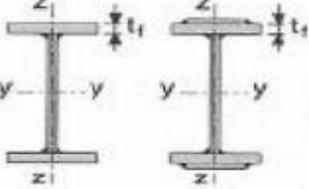
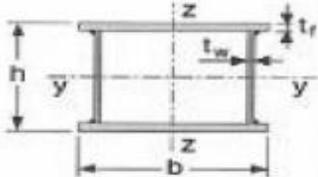
## ANNEXES3:

**Tableau 1. Facteur d'imperfection  $\alpha$** 

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

## ANNEXES 3.1:

Tableau 2. Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ : $t_f \leq 40$ mm  $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y - y z - z  y - y z - z	a b  b c
	$h/b \leq 1,2$ : $t_f \leq 100$ mm  $t_f > 100$ mm	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm  $t_f > 40$ mm	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid en utilisant $f_{yb}$	quel qu'il soit	b
	formées à froid en utilisant $f_{yb}$	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	D'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

## ANNEXES3.2:

	$\beta_A$	$\gamma_{M1}$
Classe 1, 2 et 3	1	1.1
Classe 4	$\frac{A_{eff}}{A}$	1.1

## ANNEXES4:

Tableau5: Recommandations pour les classes de chargement

Élément	Type d'appareil de levage	Classe de levage
1	Appareils de levage manœuvrés à la main	HC 1
2	Appareils de levage d'assemblage	HC1, HC2
3	Appareils de levage de centrale électrique	HC1
4	Appareils de levage de stockage — avec utilisation intermittente	HC2
5	Appareils de levage de stockage, appareils de levage à cadre de préhension, appareils de levage de parc à ferrailles — avec utilisation continue	HC3, HC4
6	Appareils de levage d'atelier	HC2, HC3

## ANNEXES4.1:

Caractéristiques des rails AouBurbach : Elles sont issues de la DIN 536-1 :1991

Type	$k$ mm	$b$ mm	$h_1$ mm	$h_3$ mm	$g$ kg/m	$A$ cm <sup>2</sup>	$I_y$ cm <sup>4</sup>	$I_z$ cm <sup>4</sup>	$I_T$ cm <sup>4</sup>
A45	45	125	55	20	22,1	28,2	90	170	39
A55	55	150	65	25	31,8	40,5	178	337	88
A65	65	175	75	30	43,1	54,9	319	606	173
A75	75	200	85	35	56,2	71,6	531	1011	311
A100	100	200	95	40	74,3	94,7	856	1345	666
A120	120	220	105	47,5	100	127,4	1361	2350	1302
A150	150	220	150	50	150,3	191,4	4373	3605	2928

ANNEXES4.2:

Classification				Utilisation	Nombre de quarts de travail (typique)	Spectre de charge	Nombre de levage approx. Par heure	Application typique
Structure du pont roulant	Mécanisme (Palan & pont roulant)							
CMAA	HMI	ISO	FEM					
	N/A	M1	1Dm					
Class A	H1	M2	1Cm	Léger	simple	Très léger	Jusqu'à 2 par heure	Grues de maintenance en attente ou peu utilisées, utilisées dans les installations de services publics, les petits ateliers de maintenance ou d'usinage, les laboratoires d'essais, etc. pour l'installation initiale ou la maintenance peu fréquente de l'équipement.
Class B	H2	M3	1Bm	Léger	simple	Charge maximale soulevée occasionnellement	Jusqu'à 2 par heure	Grues utilisées dans les ateliers de réparation, les opérations d'assemblage léger, la fabrication, les bâtiments de service, l'entreposage léger, etc.
		M4	1Am					
Class C	H3	M5	2m	Léger à moyen	simple	Charge maximale soulevée occasionnellement	2-5 par heure	Grues utilisées dans les ateliers d'usinage, les salles des machines de la papeterie, etc.
Class D	*H4+	M6	3m	Moyen à lourd	simple à double	Charges lourdes soulevées régulièrement	5-20 par heure	Les grues utilisées dans les ateliers d'usinage lourds, les fonderies, les usines de fabrication, les entrepôts d'acier, les scieries, les parcs à conteneurs, les scieries, etc.
Class E	H5	M7	4m	Extrêmement lourd	Double à triple	Charges lourdes soulevées régulièrement	20+ par heure	Les exemples typiques sont les grues à aimants, à godets, à combinaisons aimant / godets pour parcs à ferraille, les cimenteries, les scieries, les usines d'engrais, la manutention de conteneurs, etc.
Class F	N/A	M8	5m	Opération continue extrêmement lourde	Double à triple	Charges soulevées en continu	Continu	Conçu sur mesure pour une fonction spécifique dans une installation particulière. Construit pour la performance et la fiabilité ultimes. Exemple: Grue de métal chaud dans une aciérie.
*Class G								

\* Il n'existe pas de référence croisée entre les classes de service du CMAA et les groupes de machines équivalent ISO ou FEM.  
 \* Il n'y a pas de relation directe ou parfaite entre les classifications de service CMAA et HMI.  
 \* Ce tableau montre le comparatif le plus précis possible.

\* Classe non officielle

ANNEXES4.3:

Capacité, Type de treuil <sup>1)</sup>	S <sup>1)</sup> m	A1 mm	K1 mm	G1 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	Hmax <sup>1)</sup> mm	R mm	LK mm	R.V./galet kN R max   R min
5000 kg Chariot treuil GM 1050 H6 FEM 2m  VL = 0.8/5m/mn	10	200	770	-50	660	660	150	9000	2700	1600	30.6   6.9
	14	300	770	-50	660	660	150	9000	2700	1600	33.5   8.7
	16	300	770	-50	660	660	150	9000	2700	1630	35.5   10.4
	18	400	770	-50	660	660	150	9000	2700	1630	37.5   12.1
	20	500	770	-50	660	660	150	9000	2900	1730	39.6   14.0
	22	460	810	-90	660	660	170	9000	3200	1895	42.7   17.0
	24	560	810	-90	660	660	170	9000	3800	2230	45.7   19.7
	26	500	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	50.7   24.4
	28	700	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	53.2   26.8
30	700	870	-150	660	660	180	9000	4600	2650	57.2   30.7	
32	650	920	-200	660	660	180	9000	5100	2965	66.3   39.5	
34	660	920	-200	660	660	180	9000	5100	2965	71.7   44.9	

## ANNEXES6.1:

N°	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SISMIQUE
01	ADRAR	0
02	CHLEF	
	<b>Groupe de communes A</b>	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B et C	
	<b>Groupe de communes B</b>	IIb
	El karimia,Harchoun,sendjas,Oued sly,Boukadir	
	<b>Groupe de communes C</b>	IIa
	Ouled Ben Abd El Kader Hadjadj	
03	LAGHOUAT	I
04	OUM EL BOUAGHI	I
05	BATNA	I
06	BEJAIA	IIa
07	BISKRA	I
08	BECHAR	0
09	BLIDA	
	<b>Groupe de communes A</b>	III
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B	
	<b>Groupe de communes B</b>	IIb
	Meftah , Djebabra, Souhane, Larbaa,Ouled Selama,Bougara,Hammam Melouane, Ain Romana	
10	BOUIRA	IIa
11	TAMENRASSET	0
12	TEBESSA	I
13	TLEMCCEN	I

ANNEXES6.2:

**Valeur accélération A**

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

ANNEXES6.5:

Cas n°	Système de contreventement	C <sub>T</sub>
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

**Tableau4.6:valeurs duc officient CT**

## ANNEXES6.7:

**3.3.1 Catégories et Critères de classification**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

**Catégorie S1 (site rocheux) :**

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (VS)  $\geq$  à 800m/s.

**Catégorie S2 (site ferme) :**

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec VS  $\geq$  400 m/s à partir de 10 m de profondeur.

**Catégorie S3 (site meuble) :**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS  $\geq$  200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

**Catégorie S4 (site très meuble) :**

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.
- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau4.7: ValeursdeT1et T2

## ANNEXES6.6:

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau4.5:valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ 

## ANNEXES6.4:

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

## Vérification sur ROBOT ANNEXES A1

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF P 22-460	



## - Général

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage: Angle de portique  
 Noeud de la structure: 58  
 Barres de la structure: 42, 44

## - Géométrie

**Poteau**

Profilé: HEA 400  
 Barre N°: 42  
 $\alpha = -90.0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 158.98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 45069.40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E28  
 $\sigma_{ec} = 275.00$  [MPa] Résistance

**Poutre**

Profilé: IPE 550  
 Barre N°: 44  
 $\alpha = 8.5$  [Deg] Angle d'inclinaison

$\alpha =$	8.5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	550	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	134.42	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	67116.50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{eb} =$  275.00 [MPa] Résistance

## Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_b =$	218.16	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	130;130;130;170;130;130	[mm]	

## Platine

$h_p =$	1025	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	245	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	30	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{ep} =$  275.00 [MPa] Résistance

## Jarret inférieur

$w_d =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	550	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1517	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	27.3	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} =$  235.00 [MPa] Résistance

## Raidisseur poteau

### Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} =$  235.00 [MPa] Résistance

### Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} =$  235.00 [MPa] Résistance

## Soudures d'angle

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
---------	---	------	-------------

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

## - Efforts

Cas:	Calculs manuels		
$M_y =$	586.82	[kN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	158.87	[kN]	Effort tranchant
$F_x =$	-116.89	[kN]	Effort axial

## - Résultats

## Distances de calcul

Boulon N°	Type	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a'_1$	$a'_2$	$a'_3$	$a'_4$	$a'_5$	$a'_6$	s	$s_1$	$s_2$
1	Intérieurs	43	54			54	73	27	55			70	82			
2	Centraux	43	54					27	55							130
3	Centraux	43	54					27	55							130
4	Centraux	43	54					27	55							150
5	Centraux	43	54					27	55							150
6	Centraux	43	54					27	55							130
7	Centraux	43	54					27	55							130

$x =$  75 [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

## Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	$d_i$	$F_t$	$F_a$	$F_s$	$F_p$	$F_b$	$F_i$	$p_i$ [%]
1	1006	217.33	0.00	547.61	182.55	218.16	-> 182.55	100.00
2	876	100.09	196.63	237.92	99.49	218.16	-> 99.49	100.00
3	746	100.09	196.63	237.92	99.49	218.16	-> 99.49	88.90
4	616	104.19	226.88	274.52	103.57	218.16	-> 103.57	0.00
5	446	104.19	226.88	274.52	103.57	218.16	-> 103.57	0.00
6	316	100.09	196.63	237.92	99.49	218.16	-> 99.49	0.00
7	186	100.09	196.63	237.92	99.49	218.16	-> 99.49	0.00

$d_i$  – position du boulon

$F_t$  – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

$F_a$  – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

$F_s$  – effort transféré par la soudure

$F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur

$F_b$  – effort transféré par le boulon

$F_i$  – effort sollicitant réel

## Vérification de la résistance

$F_{tot} =$  740.99 [kN] Effort total dans la semelle comprimée

$$F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$$

$M_{tot} =$  673.92 [kN\*m] Moment Résultant Total

$$M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)] \quad [9.2.2.2]$$

Moment

[9.2.2.2.1]

$M_y \leq M_{tot}$  586.82 < 673.92

vérifié

(0.87)

Effort tranchant

[8.1.2]

$Q_{adm} =$  71.99 [kN]

$$Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v - N_1)$$

$Q_1 \leq Q_{adm}$  11.35 < 71.99

vérifié

(0.16)

Effort axial

[9.1]

$F_{min} =$  458.14 [kN]

$$F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$$

$$|F_x| \leq F_{\min} \quad | -116.89 | < 458.14 \quad \text{vérifié} \quad (0.26)$$

La méthode de calcul est applicable

### Vérification de la poutre

$$F_{\text{res}} = 645.22 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de compression} \quad F_{\text{res}} = F_{\text{tot}} * M/M_{\text{tot}}$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{\text{c adm}} = 1183.03 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre} \quad N_{\text{c adm}} = A_{\text{bc}} * \sigma_e + N * A_{\text{bc}}/A_b$$

$$F_{\text{res}} \leq N_{\text{c adm}} \quad 645.22 < 1183.03 \quad \text{vérifié} \quad (0.55)$$

### Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{\text{res}} \leq F_{\text{pot}} \quad 645.22 < 1468.28 \quad \text{vérifié} \quad (0.44)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 740.99 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e$$

$$|F_{\text{res}}| \leq V_R \quad | 645.22 | < 740.99 \quad \text{vérifié} \quad (0.87)$$

#### - Remarques

Hauteur de l'encastrement trop grande. 1106 [mm] > 1000 [mm]

Hauteur de la platine trop faible. 1025 [mm] < 1106 [mm]

Hauteur de l'élément aboutissant supérieure à 1000 mm 1106 [mm] > 1000 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0.87

## Vérification sur ROBOT ANNEXES A2

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b> NF P 22-460	



## - Général

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 59  
 Barres de la structure: 43, 44

## - Géométrie

### Gauche Poutre

Profilé:	IPÉ 550
Barre N°:	43
$\alpha =$	-171.5 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	550 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	210 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	11 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	17 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	24 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	134.42 [cm <sup>2</sup> ] Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	67116.50 [cm <sup>4</sup> ] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28
$\sigma_{eb} =$	275.00 [MPa] Résistance

### Droite Poutre

Profilé:	IPÉ 550
Barre N°:	44
$\alpha =$	-8.5 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	550 [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	-8.5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_{fbr} =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	134.42	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	67116.50	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{eb} =$  275.00 [MPa] Résistance

## Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 8.8		Classe du boulon
$F_b =$	155.14	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	100	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	120	[mm]	
Entraxe $p_i =$	130;130;130;170;130;130	[mm]	

## Platine

$h_{pr} =$	1015	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	15	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{epr} =$  235.00 [MPa] Résistance

## Jarret inférieur

$w_{rd} =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{frd} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_{rd} =$	550	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wrd} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_{rd} =$	1517	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha_d =$	27.3	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} =$  235.00 [MPa] Résistance

## Soudures d'angle

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### - Efforts

Cas: Calculs manuels

$M_y =$	-318.38	[kN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	-3.76	[kN]	Effort tranchant
$F_x =$	-116.89	[kN]	Effort axial

### - Résultats

## Distances de calcul

Boulo n N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieur							43	54						130	



Boulo n N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	a'6	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
3	Centraux	43	54													150
4	Centraux	43	54													150
5	Centraux	43	54													130
6	Centraux	43	54													130
7	Centraux	43	54													130

$x = 76$  [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

### Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>	F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	901	50.04	0.00	766.09	50.04	155.14	-> 50.04	100.00
2	771	50.04	198.41	246.88	50.04	155.14	-> 50.04	100.00
3	641	52.09	228.94	284.86	52.09	155.14	-> 52.09	100.00
4	471	52.09	228.94	284.86	52.09	155.14	-> 52.09	100.00
5	341	50.04	198.41	246.88	50.04	155.14	-> 50.04	100.00
6	211	50.04	198.41	246.88	50.04	155.14	-> 50.04	100.00
7	81	50.04	198.41	246.88	50.04	155.14	-> 50.04	100.00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

### Vérification de la résistance

F<sub>tot</sub> = 708.80 [kN] Effort total dans la semelle comprimée

$F_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot (p_i/100)]$

M<sub>tot</sub> = 346.77 [kN\*m] Moment Résultant Total

$M_{tot} = 2 \cdot \sum [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)]$  [9.2.2.2]

Moment

[9.2.2.1]

$M_y \leq M_{tot}$  318.38 < 346.77 **vérifié**

(0.92)

Effort tranchant

[8.1.2]

Q<sub>adm</sub> = 51.19 [kN]

$Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v \cdot N_t)$

$Q_1 \leq Q_{adm}$  0.27 < 51.19 **vérifié**

(0.01)

Effort axial

[9.1]

F<sub>min</sub> = 325.79 [kN]

$F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$

$|F_x| \leq F_{min}$  |-116.89| < 325.79 **vérifié**

(0.36)

La méthode de calcul est applicable

### Vérification de la poutre

F<sub>res</sub> = 650.78 [kN] Effort de compression

$F_{res} = F_{tot} \cdot M/M_{tot}$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2]

N<sub>c adm</sub> = 1196.27 [kN] Résistance de la section de la poutre

$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc}/A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$  650.78 < 1196.27 **vérifié**

(0.54)

### - Remarques

Hauteur de l'encastrement trop grande.

1106 [mm] > 1000 [mm]

Hauteur de la platine trop faible.

1015 [mm] < 1106 [mm]

Hauteur de l'élément aboutissant supérieure à 1000 mm

1106 [mm] > 1000 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0.92
--	-------	------

## Vérification sur ROBOT ANNEXES A3

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF P 22-430	



## - Général

Assemblage N°: 3  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau  
 Noeud de la structure: 103  
 Barres de la structure: 69, 77

## - Géométrie

**Poteau**

Profilé: HEA 400  
 Barre N°: 69  
 $\alpha = -90.0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 390$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 300$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 11$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 19$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 27$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 158.98$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 45069.40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E28  
 $\sigma_{ec} = 275.00$  [MPa] Résistance

**Poutre**

Profilé: HEA 200  
 Barre N°: 77

$\alpha =$	0.0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	190	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	53.83	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	3692.16	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$\sigma_{eb} =$  275.00 [MPa] Résistance

## Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	10	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_b =$	25.52	[kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	50	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]	
Entraxe $p_i =$	55; 55; 85; 95	[mm]	

## Platine

$h_p =$	400	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} =$  235.00 [MPa] Résistance

## Jarret inférieur

$w_d =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	190	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	495	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	21.0	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} =$  235.00 [MPa] Résistance

## Raidisseur poteau

### Supérieur

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} =$  235.00 [MPa] Résistance

### Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} =$  235.00 [MPa] Résistance

## Soudures d'angle

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
---------	---	------	-------------

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	7	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

## - Efforts

Cas:	Calculs manuels		
$M_y =$	31.03	[kN*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	62.23	[kN]	Effort tranchant
$F_x =$	-16.63	[kN]	Effort axial

## - Résultats

## Distances de calcul

Boulo n N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	35	42			20	30	12	40			25	32			
2	Centraux	35	42					12	40							55
3	Centraux	35	42					12	40							70
4	Centraux	35	42					12	40							90

$x =$  55 [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

## Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	335	146.26	0.00	229.02	270.88	25.52	>	18.29	100.00
2	280	51.33	49.16	65.28	131.04	25.52	>	15.01	100.00
3	225	56.56	62.56	83.09	143.93	25.52	>	11.73	100.00
4	140	61.68	80.44	106.82	156.47	25.52	>	6.67	100.00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 18.29 < 25.52 \quad \text{vérifié} \quad (0.72)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |394.28| < 550.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.72)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |262.82| < 550.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.48)$$

T<sub>1</sub> = 6.22 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T<sub>b</sub> = 28.05 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 6.22 < 28.05 \quad \text{vérifié} \quad (0.22)$$

## Vérification de la poutre

F<sub>res</sub> = 136.68 [kN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

N<sub>c adm</sub> = 641.86 [kN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{c\text{adm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\text{adm}} \quad 136.68 < 641.86 \quad \text{vérifié} \quad (0.21)$$

## Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau			[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$136.68 < 1287.00$	vérifié	(0.11)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)			
$V_R = 740.99$ [kN] Effort tranchant dans l'âme			$V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e$
$ F_{res}  \leq V_R$	$ 136.68  < 740.99$	vérifié	(0.18)

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0.72
--	-------	------

Zone O : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée