



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
Ministère de l'Enseignement supérieur  
et de la Recherche Scientifique

**Université ABDERRAHMANE MIRA-BEJAIA–**  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

***Mémoire de fin d'étude***

*En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil*

**Option : Structures**

***Thème***

**ETUDE D'UN HANGAR INDUSTRIEL EN  
CHARPENTE METALLIQUE**

***Réaliser par :***

*Bouhekout feriel  
Idir célina*

***Promoteur:***

*Mr. Larabat Ziane*

***Devant le jury:***

*-Mr.Remdani  
-Mr.Belhamdi*

**PROMOTION : JUIN 2025**

# REMERCIEMENTS

*Au terme de ce modeste travail Nous remercions Dieu de nous avoir donné la force et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.*

*Nous exprimons nos sincères remerciements :*

*A nos familles : qui ont toujours encouragés et soutenus toute au long de nos études*

*À notre encadreur, Monsieur **LARABAT.Z.A**: pour avoir accepté de nous accompagner et de nous guider tout au long de se travail avec patience et bienveillance.*

*Aux membres du jury : Pour avoir accepté d'évaluer notre mémoire et de nous honorer de leur présence.*

*Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribués à notre Formation tout au long notre parcours universitaire.*

*Et enfin à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à réalisation de ce travail.*

***célina & Ferial***

## **Dédicace**

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur, dédié du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie, en exprimant gratitude et reconnaissance tout au long de notre existence.*

*Je dédie ce mémoire :*

***À mes très chers parents,***

*Rien au monde ne vaut les efforts inlassables que vous avez fournis, jour et nuit, pour mon éducation et mon bien-être.*

*Ce travail est le fruit de vos sacrifices. Merci d'avoir toujours été là pour me soutenir, me conseiller, vous sacrifier pour moi, et m'avoir permis d'atteindre ce niveau d'études.*

*Quelles que soient mes paroles ou mes actions, je ne pourrai jamais vous rendre tout ce que vous avez fait pour moi.*

*Merci à vous, du fond du cœur. Sans vous, je ne serais rien.*

*Puisse Dieu, le Tout-Puissant, vous préserver, vous accorder la santé, une longue vie et tout le bonheur du monde.*

***À mes sœurs Maroua et Imene, et à mes frères Khalil et Zakaria,***

*Merci pour votre amour, votre soutien et votre présence à chaque étape de mon parcours.*

*Vous êtes une source de force et de motivation dans ma vie.*

***À mes amies Nevine, Yousra et Nedjouda,***

*Merci pour votre aide précieuse et vos encouragements constants tout au long de ce travail.*

*Et à tous mes ami(e)s qui m'ont toujours souhaité la réussite : votre soutien m'a portée.*

***À ma binôme Céline,***

*Merci pour ta gentillesse, ta patience et ton sérieux. Ce fut un réel plaisir de collaborer avec toi.*

***À tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire,***

*Recevez l'expression de ma profonde reconnaissance.*

*Feriel*

## ***Dédicace***

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

### ***À mes très chers parents***

*Rien au monde ne vaut les efforts que vous avez fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien-être. Ce travail est le fruit de vos sacrifices . Merci d'avoir toujours été présents pour me soutenir, me conseiller vous sacrifier pour moi et m'avoir permis d'atteindre ce niveau d'éducation. Quoi que je dise ou ce que je fasse, je ne pourrai jamais vous rendre tout ce que vous avez fait pour moi merci à vous sans vous, je ne serais rien. Puisse dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorder santé, longue vie et bonheur.*

***À mes chers frères*** 'Syphax ' Et 'Koceila ' merci pour votre soutien et vos encouragements ; Je vous adresse ma profonde gratitude pour votre amour. Que dieu vous réalise vos rêves et vous accorde beaucoup de réussites dans votre vie.

***À Ma chère grand- mère,*** Que dieu la garde pour nous et lui accorde une bonne santé .... Sans oublier mes chères tantes, cousines et cousins qui m'ont soutenue tout au long de cette période m'ont donné de la force et le courage d'atteindre mon objectif.

***À Mes chères amies et sœur de cœur*** ' Mélissa ' et 'Sandra ' merci de m'avoir soutenue dans les moments difficiles, d'avoir toujours été là pour m'écouter sans jamais douter de moi. Votre amitié me rend très heureuse ; que dieu nous garde toujours unies, mes chères amies.

***À ma binôme Ferial*** merci pour ta gentillesse, ta patience et ton sérieux tout au Long de notre travail commun.

*À tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

***Céline***



## Résumé du Mémoire

### Résumé (Français)

Ce mémoire porte sur l'étude et le dimensionnement d'un hangar industriel en charpente métallique, implanté dans la commune de Chelghoum Laïd, wilaya de Mila. Le projet concerne une structure à usage industriel, composée de portiques à deux versants, stabilisés par des contreventements, et couverts par une toiture inclinée.

L'étude a été menée selon les règlements algériens et européens en vigueur. Elle comprend une évaluation détaillée des charges permanentes et climatiques (neige et vent) selon le RNV 2013, ainsi qu'une analyse sismique basée sur le RPA 2024, réalisée par la méthode modale spectrale à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional.

Le travail comporte également la vérification des éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes), le calcul des assemblages selon l'Eurocode 3, ainsi qu'une étude géotechnique des fondations (semelles isolées et longrines) adaptée à un sol de catégorie S2. Une partie du mémoire est consacrée à une analyse comparative entre deux modèles de portiques : l'un à poteaux articulés et l'autre à poteaux encastrés, afin d'évaluer l'influence des conditions d'appui sur les efforts internes et le comportement global de la structure.

**Mots-clés :** hangar métallique, portique, RPA 2024, Robot Structural Analysis, Eurocode 3, fondations.

### Abstract (English)

This dissertation focuses on the study and design of an industrial steel-frame warehouse located in the commune of Chelghoum Laïd, Mila province. The project involves a steel structure composed of gable frames stabilized by bracing systems and covered with a double-pitched roof.

The study was conducted in accordance with current Algerian and European standards. It includes a detailed assessment of permanent and climatic loads (snow and wind) according to RNV 2013, and a seismic analysis based on RPA 2024, using the modal response spectrum method through Robot Structural Analysis Professional software.

The work also includes the verification of load-bearing elements (columns, beams, purlins), the design of joints according to Eurocode 3, and a geotechnical study of the foundations (isolated footings and tie beams) adapted to a category S2 soil. A comparative analysis was carried out between two frame models — one with hinged columns and the other with fixed-base columns — to evaluate the impact of support conditions on internal forces and overall structural behavior.

**Keywords:** steel warehouse, frame, RPA 2024, Robot Structural Analysis, Eurocode 3, foundations.

## (Arabe) الملخص

يتناول هذا المذكرة دراسة وتصميم هنغار صناعي بهيكل معدني، يقع في بلدية شلغوم العيد، ولاية ميله. يتكون المشروع من مجموعة من الإطارات المعدنية ذات سقف مزدوج الميل، مدعومة بأنظمة مقاومة أفقية (تسليح أفقي)، ومغطاة بسطح مائل متماثل

تم إنجاز الدراسة وفقاً للأنظمة الجزائرية والأوروبية المعتمدة، وشملت تقييماً دقيقاً للأحمال الدائمة والمناخية (الثلوج ، بالإضافة إلى تحليل زلزالي باستخدام طريقة التحليل الطيفي النمطي، اعتماداً RNV 2013 والرياح) حسب التنظيم RPA 2024 ، وفقاً لرخصة Robot Structural Analysis Professional على برنامج

كما تم التحقق من عناصر الهيكل الحاملة (الأعمدة، العوارض، الجسور الثانوية)، وحساب الوصلات طبقاً للكود ، إلى جانب دراسة تربة وتصميم الأساسات (الأسس المنفردة والروابط) على أساس تربة Eurocode 3 الأوروبي وتم تخصيص جزء من الدراسة لمقارنة سلوك هيكليين: أحدهما بأعمدة مفصلية، والآخر بأعمدة S2. من الصنف مدمجة، بهدف تقييم تأثير نوعية التثبيت على القوى الداخلية وسلوك المنشأة بشكل عام.

### الكلمات المفتاحية

، الأساسات Eurocode 3، Robot ، برنامج RPA 2024 هنغار معدني، إطار،

## Notations :

**G** : Chargement permanente, poids propre.

**Q** : Charge d'exploitation, entretien.

**N** : Charge de la neige.

**W** : Charge de vent.

**T** : Effet de température.

**E** : Action sismique.

**A** : Section brute d'une pièce.

**A<sub>net</sub>** : Section nette d'une pièce.

**I<sub>t</sub>** : Moment d'inertie de torsion.

**I<sub>w</sub>** : Facteur de gauchissement d'une section.

**I<sub>y</sub>** : Moment d'inertie de flexion maximal.

**I<sub>z</sub>** : Moment d'inertie de flexion minimal.

**W<sub>el</sub>** : Module de résistance élastique.

**W<sub>pl</sub>** : Module de résistance plastique.

**a** : Gorge d'un cordon de soudure.

**d<sub>0</sub>** : Diamètre nominal des tiges des boulons.

**N<sub>R</sub>** : Effort normal résistant.

**N<sub>pl</sub>** : Effort normal plastique.

**V<sub>pl</sub>** : Effort tranchant plastique.

**M<sub>pl</sub>** : Moment fléchissant de plastification.

**F<sub>P</sub>** : Force de serrage.

**f** : Flèche d'un élément.

**f<sub>u</sub>** : Contrainte de rupture d'une pièce.

**f<sub>ub</sub>** : Contrainte de rupture d'un boulon.

**f<sub>y</sub>** : Contrainte limite d'élasticité d'un acier.

$E$  : Module de Young.

$\sigma$  : Contrainte normale.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\beta_m$  : Facteur de moment uniforme équivalent.

$\epsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\lambda$  : Elancement réduit.

$\lambda_{lt}$  : Elancement réduit pour le déversement.

$\lambda_{cr}$  : Elancement Critique.

$u$  : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

$\chi$  : Coefficient de réduction de flambement.

$\alpha$  : Angle d'inclinaison.

$\alpha_{lt}$  : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\gamma$  : Coefficient de sécurité.

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$i$  : Rayon de giration.

$l_k$  : Longueur de flambement d'un élément.

$t$  : Epaisseur d'une pièce.

$t_f$  : Epaisseur de la semelle d'un profilé.

$t_w$  : Epaisseur de l'âme d'un profilé.

$\varnothing$  : Diamètre d'une section.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

## Sommaire

<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b> .....	2
1.1 Introduction : .....	2
1.2 Données géométriques de l'ouvrage : .....	2
1.3 Données concernant le site : .....	3
1.4 Étude du sol : .....	3
1.5 Matériaux Utilises : .....	3
1.5.1 Acier : .....	3
1.5.2 Coefficient de calcul de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) : ...	4
1.5.3 Béton : .....	4
1.5.4 Les caractéristiques mécaniques du béton : .....	5
1.5.5 Les assemblages : .....	5
1.6 Eléments de la structure : .....	6
1.6.1 Ossature de la structure : .....	6
1.6.2 La toiture : .....	6
1.6.3 La couverture .....	6
1.6.4 Les pannes : .....	7
1.6.5 L'échantignolle : .....	7
1.6.6 Les liernes : .....	7
1.6.7 Les lisses de bardage : .....	8
1.6.8 Les potelets : .....	9
1.7 Les contreventements : .....	9
1.8 Règlements techniques : .....	9
1.9 Logiciels utilisés : .....	9
1.10 Conclusion : .....	9
<b>2.1 Chapitre II : Etude climatique</b> .....	11
2.2 Introduction : .....	11
2.3 La neige : .....	11
2.3.1 Valeur caractéristique de la neige sur le sol $S_k$ : .....	11
2.3.2 Coefficient de forme de la toiture $\mu$ : .....	11
2.3.3 La charge de la neige sur la toiture : .....	11
2.4 Définition de l'action du vent : .....	12
2.5 Détermination des différents paramètres et des coefficients de calcul.....	12

2.5.1 Effet de la région :	12
2.5.2 Effet de site :	13
2.5.3 Coefficient de topographie :	13
2.6 Calcul de coefficient dynamique $C_d$ :	13
2.7 Détermination de la pression dynamique :	13
2.7.1 Détermination de coefficient de rugosité $C_r$ :	13
2.7.2 Détermination des coefficients d'exposition $C_e$ :	13
2.7.3 Valeurs de pression dynamique de pointe :	14
2.8 Calcul des pressions sur les parois:	14
2.8.1 Vent perpendiculaire au long-pan:	15
2.8.2 Calcul des différentes pressions aérodynamiques agissant sur la structure :	19
2.9 Conclusion :	23
<b>Chapitre III : Etudes des éléments secondaires</b>	<b>24</b>
3.1 Introduction :	24
3.2 Calcul des pannes:	24
3.2.1 Détermination des sollicitations :	24
3.2.2 Dimensionnement de la couverture :	25
3.2.3 Evaluation des charges et surcharges :	26
3.2.4 Vérification de la flèche à l'ELS :	28
3.2.5 Vérification des contraintes :	29
3.3 Les lisses :	32
3.3.1 Dimensionnement des lisses :	32
3.3.1.1 Effort de traction dans les tronçons :	32
A)- La réaction R aux niveaux du lisse	32
3.3.1.2 La résistance plastique :	34
3.4 Calcul de l'échantignole :	34
3.5 Calcul des lisses de bardage :	35
3.5.1 Données de calcul :	36
3.5.2 Détermination des charges et surcharges :	36
3.5.3 Condition de la flèche à l'ELS :	36
3.5.4 Vérification de la condition de flèche	37
3.5.5 Vérification des contraintes :	38
3.6 Calcul des potelets :	40

3.6.1 Le pré dimensionnement des potelets : .....	41
3.6.2 Vérification de la stabilité des potelets : .....	42
3.6.3 Vérification de l'effort tranchant : .....	42
3.6.4 Vérification de la stabilité au flambement : .....	42
3.6.5 Vérification de la stabilité au déversement: .....	44
3.7 Conclusion .....	45
<b>Chapitre IV : Pré-dimensionnement de contreventement.....</b>	<b>46</b>
4.1 Introduction : .....	46
4.2 Rôles des contreventements : .....	46
4.3 Calcul de la poutre au vent : .....	47
4.3.1 Evaluation des efforts horizontaux : .....	47
4.3.2 Dimensionnement de la diagonale : .....	48
4.4 Etude de la poutre sablière : .....	49
4.4.1 Pré dimensionnement : .....	49
4.5 Etude de contreventement vertical (palées de stabilité) : .....	51
4.5.1 Section de la diagonale : .....	51
4.6 Conclusion : .....	52
<b>Chapitre V : Modélisation et étude sismique .....</b>	<b>53</b>
5.1 Introduction : .....	53
5.2 Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1) : .....	53
5.3 Méthode statique équivalente.....	53
5.3.1 Définition: .....	53
5.3.2 Conditions d'application: .....	53
5.4 Les Méthodes Dynamiques : .....	54
5.4.1 La méthode d'analyse modale spectrale : ...	54
5.4.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes: ...	54
5.4.3 Classification de l'ouvrage selon le RPA2024 : .....	54
5.4.4 Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA2024, version article 4.3) ...	54
➤ Spectre de réponse élastique horizontal : .....	56
5.5 Résultat de l'analyse dynamique par ROBOT : .....	57
5.5.1 Pourcentage de participation de masse: .....	57
5.5.2 Les réponses modales de la structure : .....	58
5.6 Estimation de la période fondamentale de la structure : .....	59

5.7 Calcul de la force sismique totale : .....	61
5.8 Vérification de l'effort tranchant à la base ( 4.3.5 RPA 2024) : .....	62
5.9 Conclusion : .....	63
<b>Chapitre VI : vérification des éléments de la structure</b> .....	64
6.1 Introduction : .....	64
6.2 Analyse comparative des moments fléchissant dans un portique à deux versants : Appuis encastrés vs Appuis double : .....	64
6.3 Justification des poteaux HEA400 : .....	66
6.3.1 Efforts sollicitant : .....	66
6.3.2 Caractéristiques du profile du poteau : .....	67
6.3.3 Classe de la section transversale : .....	67
6.3.4 Condition de résistance : .....	67
6.3.5 Résistance aux instabilités (MSd + NSd) : .....	68
6.3.6 Résistance aux instabilités (MSd + NSd) : .....	70
6.3.7 Conclusion : .....	72
6.3.8 Vérification avec logiciel robot : .....	72
6.4 Justification des traverses IPE400 : .....	74
6.4.1 Classe de la section transversale : .....	74
6.4.2 Condition de résistance : .....	74
6.4.3 Vérification avec logiciel robot : .....	77
6.5 Justification des contreventements : .....	78
6.5.1 Introduction : .....	78
6.5.2 Rôle des systèmes de contreventement : .....	78
6.5.3 Vérification des contreventements : .....	79
6.5.4 Vérification avec logiciel robot : .....	80
6.6 Conclusion : .....	81
<b>Chapitre VII : calcul des assemblages</b> .....	82
7.1 Introduction : .....	82
7.2 Assemblage poteau / traverse : .....	82
7.2.1 Détermination des efforts dans les boulons : .....	83
7.2.2 Distribution de l'effort tranchant : .....	83
7.2.3 Pré dimensionnement des boulons : .....	84
7.2.4 Vérification de la disposition géométrique : .....	84



7.2.5 Vérification : .....	84
7.2.6 Notes de calcul générées par le logiciel Robot : .....	86
7.3 Assemblage Platine-Traverse : .....	92
7.3.1 Distribution des efforts sur les différents cordons : .....	92
7.4 Assemblage traverse / traverse : .....	93
7.4.1 Efforts sollicitant : .....	93
7.4.2 Détermination des efforts dans les boulons: .....	94
7.4.3 Condition de résistance des boulons : .....	94
7.4.4 Vérification : .....	95
7.4.5 Notes de calcul générées par le logiciel Robot : .....	97
7.5 Assemblage pied de poteau articulé : .....	105
7.5.1 Vérification de la contrainte de compression : ... ..	106
7.5.2 Calcul d'épaisseur de la platine : .....	106
7.5.3 Distribution de l'effort tranchant : .....	106
7.5.4 Pré dimensionnement des boulons : .....	106
7.5.5 Notes de calcul générées par le logiciel Robot : .....	107
7.6 Assemblage contreventement : .....	114
7.6.1 Positionnement des trous pour boulons : .....	114
7.6.2 Calcul du nombre des boulons : .....	115
7.6.3 Vérification de la pression diamétrale : .....	115
7.6.4 Notes de calcul générées par le logiciel Robot : .....	117
7.7 Assemblage de l'échantignole : .....	125
7.7.1 Assemblage panne-traverse : .....	125
7.7.2 Dimensionnement des boulons : .....	126
7.7.3 Moment résistant effectif de l'assemblage: .....	126
7.7.4 Assemblage de l'échantignolle sur la traverse : .....	126
7.7.5 Vérification à la pression diamétrale : .....	127
7.8 Conclusion : .....	127
<b>Chapitre VIII : Etude des fondations</b> .....	128
8.1 Introduction : .....	128
8.2 Caractéristique des matériaux : .....	128
8.2.1 Béton : .....	128
8.2.2 Acier : .....	129

8.3 Choix de type de fondation des semelles : .....	129
8.4 Calcul des fondations sous les poteaux : .....	129
8.4.1 Calcul des sollicitations : .....	129
8.4.2 Dimensionnement de la semelle : .....	129
8.4.3 Vérification de la stabilité au renversement : .....	132
8.4.4 Calcul du ferrailage : .....	132
8.4.5 Calcul des longrines : .....	133
8.4.6 Calcul d'armatures transversales : .....	134
8.5 Conclusion : .....	134
<b>Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments</b> .....	<b>135</b>
9.1 Introduction : .....	135
9.2 Présentation des deux modèles : .....	135
9.3 Résultats de la modélisation : .....	136
9.3.1 Le moment fléchissant M : .....	136
9.3.2 L'effort normal N : .....	140
9.3.3 Les efforts de cisaillement V : .....	143
9.3.4 Déformation : .....	146
9.4 Effet sur le pied de poteau .....	149
9.4.1 Articulé : .....	149
9.4.2 Encastré : .....	149
9.5 Effet sur les fondations .....	150
9.5.1 Calcul de l'excentricité : .....	151
9.5.2 Hypothèse de forme de la semelle : .....	151
9.5.3 Vérification du centrage : .....	151
9.5.4 Dimensionnement de la semelle isolée: .....	151
9.6 Discussion des résultats : .....	151
9.6.1 Avantages et inconvénients : .....	151
9.7 Conclusion : .....	153

## Table des figures

### Chapitre 1

<b>Figure 1</b> : Vue en 3D de la structure.....	2
<b>Figure 2</b> : Localisation du site du projet .....	3
<b>Figure 3</b> : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).....	4
<b>Figure 4</b> : Evaluation de la résistance du béton à la compression et à la traction.....	5
<b>Figure 5</b> :panneaux sandwich .....	7
<b>Figure 6</b> : Exemple d'échantignole .....	7
<b>Figure 7</b> : Présentation d'un lierne .....	8
<b>Figure 8</b> : Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet .....	8

### Chapitre 2

<b>Figure 1</b> : Charge de la neige sur la toiture .....	12
<b>Figure 2</b> : les directions du vent .....	12
<b>Figure 3</b> : valeurs de pression dynamique de pointe .....	15
<b>Figure 4</b> : Répartition des surfaces du vent sur pignon .....	16
<b>Figure 5</b> : les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone des parois verticales . .....	16
<b>Figure 6</b> : Répartition du coefficient de pression extérieur Sur la toiture .....	17
<b>Figure 7</b> :Représentation graphique sous long pan (V1 et V2) .. ..	22
<b>Figure 8</b> :Représentation graphique sous le pignon (V3 et V4) . .....	23

### Chapitre 3

<b>Figure 1</b> :Disposition d'une panne sur un versant .....	24
<b>Figure 2</b> : Espacement entre les pannes .....	25
<b>Figure 3</b> : Détails de panneaux sandwichs de couvertures.....	25
<b>Figure 4</b> : Schéma statique de la poutre équivalente .....	26
<b>Figure 5</b> :Schéma statique du vent sur les pannes (surpression et dépression) .....	27
<b>Figure 6</b> :Schéma statique neige sur les pannes .....	27
<b>Figure 7</b> :coupe verticale d'unr toiture .....	32
<b>Figure 8</b> :vu en plan d'une toiture .....	32
<b>Figure 9</b> : La disposition des liernes sur la lisse .....	33
<b>Figure 10</b> :schéma de l'échantignole .....	34
<b>Figure 11</b> :lisses de bardages .....	36

<b>Figure 12:</b> les potelets d'un hangar .....	41
--	----

#### Chapitre 4

<b>Figure 1:</b> Schémas présentant les principaux éléments participant au contreventement.....	46
<b>Figure 2:</b> Schéma statique de la poutre au vent .....	47
<b>Figure 3 :</b> Les surfaces d'application des efforts horizontaux .....	48
<b>Figure 4:</b> Schéma statique d'une partie de la poutre au vent .....	48
<b>Figure 5:</b> Schémas statiques de la poutre sablière .....	49
<b>Figure 6 :</b> Schéma statique de la palée de stabilité .....	51

#### Chapitre 5

<b>Figure 1:</b> Conditions d'application de la méthode statique équivalente .....	54
<b>Figure 2:</b> Vue en 3D de la structure .....	56
<b>Figure 3 :</b> Spectre de réponse horizontal et vertical. ....	57
<b>Figure 4:</b> Pourcentage de participation de masse .....	58
<b>Figure 5:</b> Mode de déformation (sens X). ....	58
<b>Figure 6:</b> Mode de déformation (sens Y). ....	59

#### Chapitre 6

<b>Figure 1:</b> Vérification des poteaux avec logiciel Robot .....	72
<b>Figure 2:</b> Vérifications des traverses avec logiciel Robot .....	77
<b>Figure 3:</b> Vérification contreventement verticale avec logiciel Robot .....	80

#### Chapitre 7

<b>Figure 1:</b> Vue en 3D l'assemblage Poteau-traverse .....	93
<b>Figure 2:</b> Vue en 3D l'assemblage Traverse –Traverse .....	97
<b>Figure 3:</b> Vue en 3D l'assemblage pied de poteau articulé .....	107
<b>Figure 5:</b> Assemblage de contreventements - gousset .....	116
<b>Figure 6:</b> Assemblage de contreventements .....	116
<b>Figure 7:</b> Vue perspective de l'échantignole intermédiaire .....	126

#### Chapitre 8

<b>Figure 1:</b> Ferraillage des longrines. ....	134
--	-----

#### Chapitre 9

<b>Figure 1 :</b> Le pied de poteau articulé en 3D .....	149
<b>Figure 2 :</b> Le pied de poteau encastré en 3D .....	149
<b>Figure 3:</b> Schéma d'assemblage pied de poteau encastré .....	150

## Liste des tableaux

<b>Tableau II.1</b> : Les valeurs du coefficient d'exposition .....	14
<b>Tableau II.2</b> : Valeur de la pression dynamique .....	14
<b>Tableau II.3</b> : Les coefficients de Cpeet les surfaces à chaque zone des parois verticale .....	16
<b>Tableau II.4</b> : Les valeurs de Cpe de chaque zone de toiture .....	18
<b>Tableau II.5</b> :Pression aérodynamique sur les parois sous V1 .....	19
<b>Tableau II.6</b> : Pression aérodynamique sur les parois sous V2 .....	19
<b>Tableau II.7</b> : Pression aérodynamique sur la toiture sous V1.....	19
<b>Tableau II.8</b> : Pression aérodynamique sur la toiture sous V2.....	20
<b>Tableau II.9</b> :Pression aérodynamique sur les parois sous V3 .....	20
<b>Tableau II.10</b> : Pression aérodynamique sur les parois sous V4 .....	20
<b>Tableau II.11</b> : Pression aérodynamique sur la toiture sous V3 .....	20
<b>Tableau II.12</b> : Pression aérodynamique sur la toiture sous V4 .....	21
<b>Tableau III. 1</b> : Espacement des pannes.....	24
<b>Tableau III.2</b> :Tableaux représentatif des forces selon les deux direction (horizontale et vertical) .....	27
<b>Tableau III. 3</b> :Tableau résume les combinaisons de charges à l'ELU .....	28
<b>Tableau III. 4</b> : Tableau résume les combinaisons de charges à l'ELS .....	28
<b>Tableau III. 5</b> : Caractéristique du profilé IPE 140 de la panne. ....	28
<b>Tableau III.6</b> :Caractéristique du profilé IPE 180 .....	31
<b>Tableau III.8</b> : Caractéristiques du profilé IPE270 .....	42
<b>Tableau IV.1</b> : Les valeurs des forces horizontales .....	48
<b>Tableau V.1</b> :valeurs des pénalités. ....	57
<b>Tableau V.2</b> : Valeurs du coefficient CT.....	59
<b>Tableau V.3</b> : Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V .....	60
<b>Tableau V.4</b> : Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V .....	60
<b>Tableau V.5</b> : Valeurs du coefficient d'accompagnement $\psi$ , pour la charge d'exploitation $Q_i$ .....	62
<b>Tableau VI.1</b> : Analyse comparative des moments fléchissant .....	66
<b>Tableau VI.2</b> : Caractéristiques du profile HEA400 .....	67
<b>Tableau VI.3</b> :Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 400 .....	76
<b>Tableau VIII.1</b> : Les sollicitations à la base du poteau .....	129

### **Introduction Général :**

Dans le cadre de notre formation en Master de Génie Civil, spécialité "Structure", à l'Université Abderrahmane Mira de Béjaïa, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). L'objectif de ce projet est de nous confronter à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique afin de pouvoir l'incarner dans la réalité.

Le sujet de notre PFE porte sur la conception et l'étude d'un hangar industriel en charpente métallique situé dans la commune de Chelghoum Laïd, Wilaya de Mila.

La construction métallique est un processus complexe qui nécessite une planification minutieuse, une conception précise et une exécution soignée. Ces projets peuvent être de grande envergure et requièrent la coordination de multiples acteurs, notamment les architectes, les ingénieurs, les fabricants, les entrepreneurs en construction et les ouvriers sur le terrain. La construction en acier offre de nombreux avantages, tels que la durabilité, la résistance, la flexibilité et la rapidité d'exécution.

Dans ce PFE, nous allons appliquer et approfondir les connaissances acquises au cours de notre formation, en m'appuyant sur les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie ainsi que sur les outils de calcul informatique.

Ce travail est organisé en huit chapitres, dont voici un aperçu :

- **Chapitre 1 :** Généralités.
- **Chapitre 2 :** Etude climatique.
- **Chapitre 3 :** Etude des éléments secondaires.
- **Chapitre 4 :** Pré- dimensionnement de contreventement.
- **Chapitre 5 :** Modélisation et étude sismique
- **Chapitre 6 :** vérification des éléments de la structure.
- **Chapitre 7 :** calcul des assemblages.
- **Chapitre 8 :** Etude des fondations
- **Chapitre 9 :** Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

Enfin, ce mémoire se conclut par une synthèse générale qui récapitule l'ensemble des travaux réalisés. Des annexes complètent l'étude en apportant des détails supplémentaires et des explications sur les différents chapitres abordés.

## **Chapitre 1 : Généralités**

## 1 Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

### 1.1 Introduction :

Notre projet de fin d'étude porte sur l'analyse et le dimensionnement d'un hangar industriel en charpente métallique, de forme rectangulaire avec une toiture à deux versants, situé à ChelghoumLaïd, dans la wilaya de Mila.

### 1.2 Données géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale ..... 48,00 m
- Largeur totale ..... 23,50 m
- Hauteur totale ..... 9,80m
- Hauteur des poteaux ..... 8,00 m
- La pente de versant .....  $\alpha = 8,71$
- Entraxe des portiques ..... 6m
- La surface totale de hangar ..... 1128m<sup>2</sup>

#### Ouvertures :

##### Pignon :

##### Façade principale :

Porte : 1(6×5)

Fenêtres 0

##### Façade arrière :

Porte 0

Fenêtres 4(2×1)

##### Long-pan :

##### Façade principale :

Porte : 2(1.2×2.3)

Fenêtres 8(2.5×1)

##### Façade arrière :

Porte 0

Fenêtres 8(2.5×1)

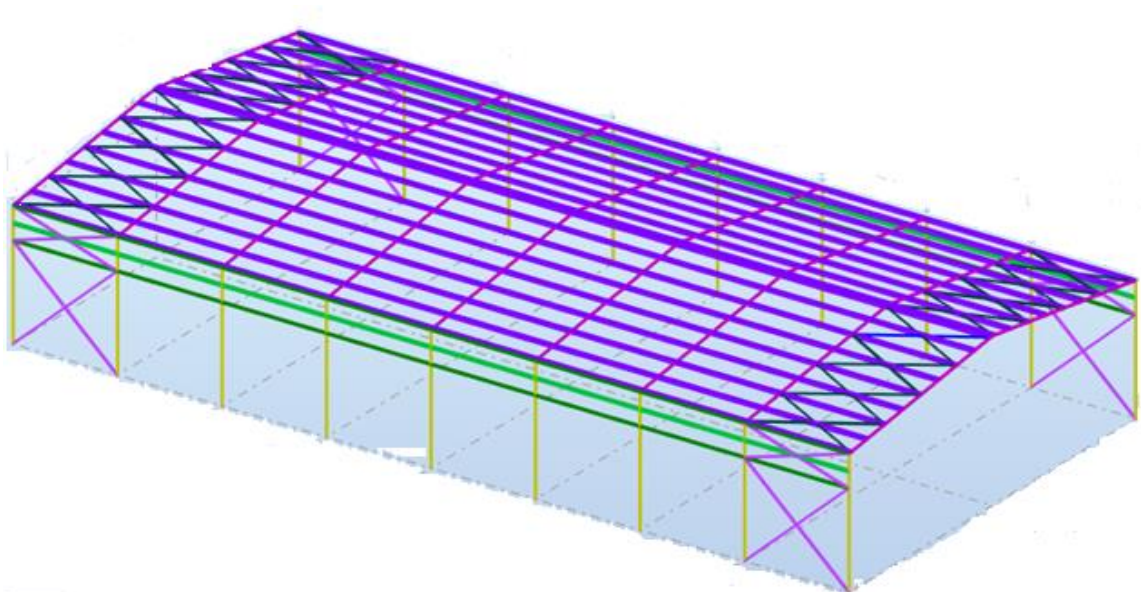


Figure 1 : Vue en 3D de la structure





Figure 2: Localisation du site du projet

### 1.3 Données concernant le site :

Le projet en question est un hangar, implanté à Chelghoumlaid , Wilaya Mila

dont:

- Altitude : 770 m
- Zone de neige : Zone A(d'après le DTR C2-47 RNV version 2013).
- Zone du vent : Zone I(d'après le DTR C2-47 RNV version 2013).
- Zone sismique : V (zone très élevé)(d'après la classification établie par le RPA 2024)

### 1.4 Étude du sol :

L'étude du sol révèle un terrain composé de limon sableux bariolé en surface, suivi de tuf limoneux compact et d'un substrat calcaire ; La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol}=1.95$  bars (voir rapport du sol ; Annexe 1 ).

### 1.5 Matériaux Utilises :

#### 1.5.1 Acier :

L'acier est un alliage métallique largement employé dans le domaine de la construction. La plupart des profilés en acier, comme les poutres en I, offrent une rigidité optimale par rapport à leur section transversale, leur permettant de supporter des charges importantes tout en limite

### 1.5.1.1 Profilés laminés à chaud

L'acier laminé à chaud est façonné à très haute température, au-delà de sa température de recristallisation. Le processus débute avec une billette métallique chauffée, aplatie, puis passe à travers une série de rouleaux jusqu'à obtenir les dimensions finales.

### 1.5.1.2 Acier formé à froid

L'acier laminé à froid est mis en forme à température ambiante, ce qui assure une meilleure précision dimensionnelle sans variation de volume. Il est fabriqué à partir d'un feuillard galvanisé, progressivement plié par des galets jusqu'à l'obtention de la section souhaitée, comme les profilés sigma ( $\epsilon$ ) et CEE (C).

La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa.

### 1.5.2 Coefficient de calcul de l'acier : (§ 3.2.3 CCM97) :

- La masse volumique de l'acier :  $\rho = 7850$  kg/m<sup>3</sup>
- La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- Le module de Young :  $E = 210\,000$  MPa.
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .
- Module de cisaillement :  $G = E / 2(1+\nu) = 80769.23$  MPa

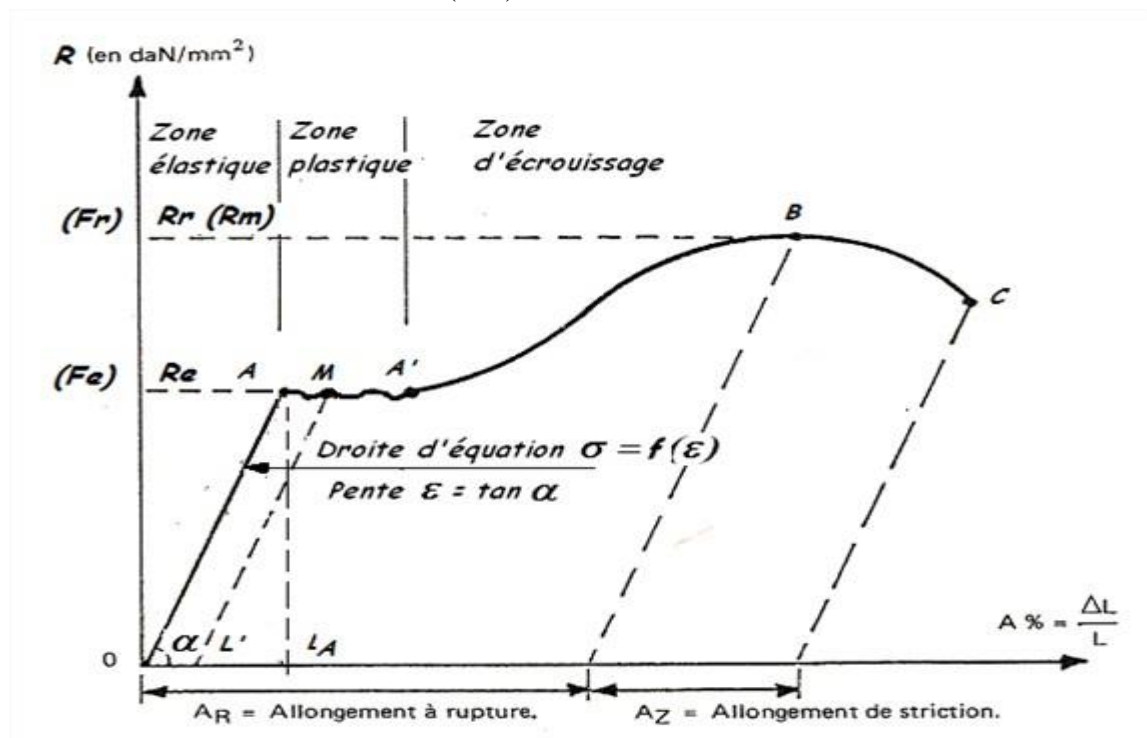


Figure 3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

### 1.5.3 Béton :

Le béton est un matériau artificiel composé de graviers et de sable, liés entre eux par un liant, généralement hydraulique. Dans son utilisation courante, il est caractérisé par sa résistance à la compression enregistrée à 28 jours. L'employé béton pour la construction des ouvrages doit respecter les normes techniques de conception et d'étude des structures en béton

- Une excellente résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.

### 1.5.4 Les caractéristiques mécaniques du béton :

#### 1.5.4.1 Compression :

Le béton est caractérisé par la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, cette résistance est donnée dans ce qui suit : S'agissant d'un hangar en structure métallique légère, nous préconisons la résistance suivante :

Résistance caractéristique du béton est  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**N.B** : dans Notre étude on opte pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

#### 1.5.4.2 Traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jour noté ( $f_{tj}$ ) est définie par :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \text{ donc : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Pour notre étude Les caractéristiques physique et mécanique sont :

- La résistance à la compression  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ .
- La contrainte limite de compression à l'ELS  $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .
- La contrainte limite de compression à l'ELU  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : l'ELU  $\nu = 0$  ; l'ELS  $\nu = 0.2$
- La masse volumique  $\rho_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Le coefficient de sécurité pour les situations courante

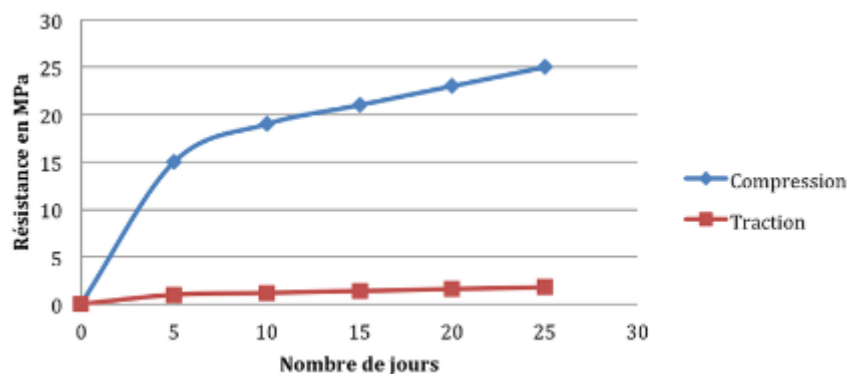


Figure 4 : Evaluation de la résistance du béton à la compression et à la traction

### 1.5.5 Les assemblages :

Il permet d'assembler et de solidariser plusieurs pièces tout en assurant une bonne transmission et répartition des efforts.

#### 1.5.5.1 Les principaux modes d'assemblage :

- **Le boulonnage** : technique d'assemblage mécanique qui fixe deux éléments à l'aide de boulons, écrous et rondelles.

- **Le soudage** : procédé qui fusionne localement deux pièces métalliques à haute température avant de les laisser refroidir et se solidifier. Il existe plusieurs méthodes, comme le soudage à l'arc électrique, à la flamme, par résistance, par friction, par ultrasons ou encore par faisceau laser.
- **Le rivetage** : fixation de deux pièces à l'aide de rivets métalliques. Couramment utilisé dans l'aéronautique, la construction navale, la fabrication de machines, ainsi que dans les ponts et bâtiments. Il est souvent privilégié au soudage pour l'assemblage de pièces minces ou fragiles, car il évite de les endommager.

## **1.6 Eléments de la structure :**

### **1.6.1 Ossature de la structure :**

L'ossature de l'ouvrage est composée de portiques métalliques et de contreventements, garantissant sa stabilité aussi bien verticale qu'horizontale.

### **1.6.2 La toiture :**

Dans les hangars industriels, l'optimisation de l'espace intérieur est une priorité, ce qui favorise l'utilisation d'une toiture en charpente métallique. Ce choix présente plusieurs avantages :

- Suppression des poteaux intérieurs, offrant une meilleure flexibilité d'aménagement.
- Légèreté par rapport aux dalles en béton armé ou aux planchers mixtes.
- Montage rapide et facilité d'installation.

### **1.6.3 La couverture**

La toiture est réalisée à l'aide de panneaux sandwich, ou panneaux double peau monoblocs, composés de :

- Deux tôles de parement (intérieur et extérieur).
- Une âme en mousse isolante.
- Profils latéraux assurant la protection de l'isolant et facilitant l'assemblage.

Ces panneaux offrent plusieurs atouts :

- Pare-vapeur efficace.
- Isolation thermique et étanchéité.
- Bonne capacité portante.
- Montage rapide, imposant le temps de construction

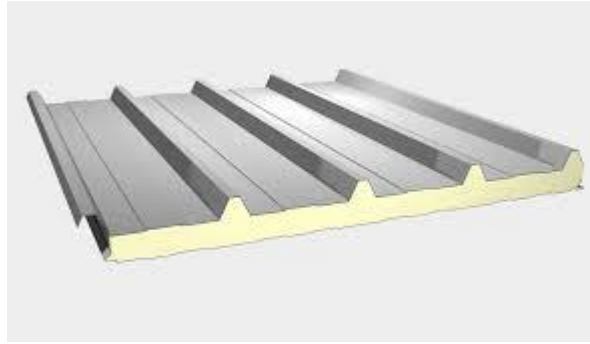


Figure 5:panneaux sandwich

#### 1.6.4 Les pannes :

Les pannes sont des poutres horizontales utilisées dans les structures de toit pour supporter les éléments de couverture (tôles, tuiles, panneaux sandwich, etc.) et transmettre les charges (neige, vent, poids propre) aux fermes ou aux poutres principales. Elles jouent un rôle essentiel dans la rigidité et la stabilité de la toiture en répartissant les charges et en limitant les déformations.

On distingue plusieurs types de pannes selon leur emplacement et leur fonction :

- **Pannes faîtières** : situées au sommet de la charpente, elles soutiennent la partie supérieure des chevrons ou des fermes.
- **Pannes intermédiaires** : disposées entre les pannes faîtières et sablières, elles assurent la répartition des charges sur les fermes intermédiaires.
- **Pannes sablières** : placées à la base de la toiture, sur les murs porteurs ou les fermes, elles soutiennent les éléments de couverture à leur jonction avec les murs

#### 1.6.5 L'échantignolle :

L'échantignolle est un élément de fixation utilisé pour attacher les pannes aux fermes. Son rôle principal est de résister au moment de renversement généré par les charges, notamment sous l'effet du soulèvement dû au vent.

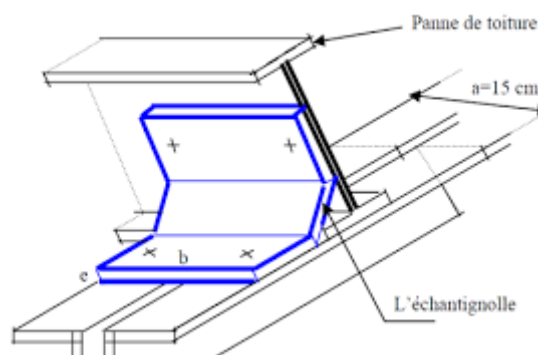


Figure 6: Exemple d'échantignolle

#### 1.6.6 Les liernes :

Les liernes sont des éléments de stabilisation qui maintiennent l'écartement des pannes ou des chevrons. Il s'agit de plats métalliques tendus dépendant des pannes entre elles pour les

soulager dans le sens du versant et limiter leur déformation latérale. Elles sont généralement constituées de barres rondes

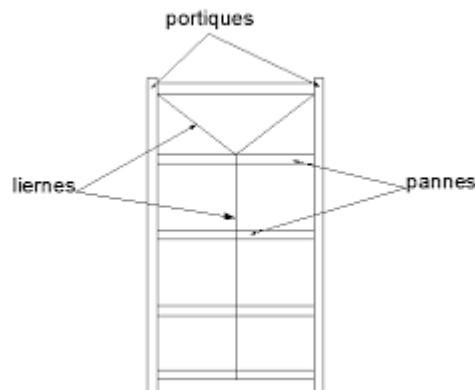


Figure 7: Présentation d'un lierne

### 1.6.7 Les lisses de bardage :

Les lisses de bardage, ou traverses, sont des éléments horizontaux utilisés en construction métallique pour fixer et stabiliser les panneaux de bardage extérieur. Elles jouent un rôle essentiel dans l'enveloppe du bâtiment en assurant la stabilité et la fixation des panneaux.

Leurs principales fonctions sont :

- **Support des panneaux** : maintien en place et résistance aux charges extérieures (évent, impacts).
- **Transmission des charges** : transfert des efforts vers la structure principale (montants, poteaux).
- **Facilitation de l'installation** : surface d'ancrage permettant une fixation sécurisée et rapide des panneaux.

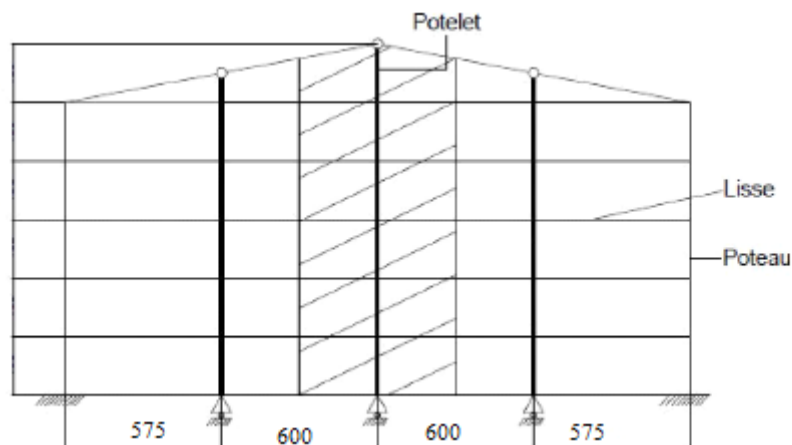


Figure 8 : Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet

**1.6.8 Les potelets :**

Les potelets sont des éléments de l'ossature en forme de **I** ou **H**, articulés à leurs extrémités, et destinés à rigidifier le bardage. Leurs caractéristiques dépendent de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

Ils sont soumis à :

- **La flexion**, sous l'effet des efforts dus au vent agissant sur le bardage et les lisses.
- **La compression**, sous l'influence du poids propre, du bardage et des lisses.

En conséquence, les potelets peuvent être sujets à :

- Une **déformation excessive** sous la pression du vent.
- Un **flambement** lorsqu'ils sont trop lancés.
- Un **déversement** sous l'effet des dépressions dues au vent.

**1.7 Les contreventements :**

Les contreventements sont des éléments structuraux conçus pour absorber et transmettre aux fondations les efforts générés par le vent et les séismes. Ils sont disposés à différents endroits de la structure :

- **En toiture**, dans le plan des versants (poutres au vent).
- **En façade**, sous forme de palées de stabilité.

**1.8 Règlements techniques :**

Pour l'étude de ce projet les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- Eurocode03 : Règle de calcul des constructions en acier
- RPA 99 version 2024 : Règlement parasismique Algérien version 2024
- RNV99 version 2013 : Règle définissant les efforts de la neige et du vent.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire sur les charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- B.A.E. L91 : Béton armé aux états limites.
- CBA 93 : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé, DTR B-C 2.4

**1.9 Logiciels utilisés :**

Dans ce projet, j'ai utilisé le logiciel **Robot** pour la modélisation et l'analyse structurelle.

**1.10 Conclusion :**

En conclusion, ce chapitre a présenté de manière détaillée les caractéristiques géométriques, les matériaux, ainsi que les éléments constitutifs du hangar industriel étudié. L'analyse tient compte des contraintes spécifiques du site et des normes en vigueur. Les choix techniques visent à garantir la stabilité, la sécurité et la fonctionnalité de l'ouvrage.

## **Chapitre 2 : Etude climatique.**



## 2.1 Chapitre II : Etude climatique

### 2.2 Introduction :

L'étude des charges climatiques, en particulier la neige et le vent, est essentiel pour la conception des structures. Ces actions varient selon la localisation et les conditions météorologiques, influençant directement la stabilité des bâtiments. Afin d'assurer une conception conforme et sécurisée, le **Règlement Neige et Vent (RNV)** définit les méthodes de calcul et les valeurs à considérer. Ce chapitre présente l'application du **RNV** pour déterminer les charges climatiques à prendre en compte dans l'étude de la structure

### 2.3 La neige :

La détermination de la surcharge climatique due à la neige dépend de l'emplacement géographique ainsi que de l'altitude du site.

Elle est effectuée en accord avec les prescriptions du « Règlement Neige et Vent » (**RNV99 – version 2013**).

La charge neigeuse caractéristique par unité de surface est calculée à l'aide de la formule suivante :  $S = \mu \cdot S_k \text{ kN/m}^2$

Avec : **S** : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

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

**$S_k$**  : Charge de neige sur le sol

#### 2.3.1 Valeur caractéristique de la neige sur le sol $S_k$ :

Le projet est classée en zone A selon la classification du **RNV 2013**.

L'altitude du projet est environ 770 m

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 770 + 15}{100}$$

$$S_k = 0.689 \text{ kN/m}^2$$

#### 2.3.2 Coefficient de forme de la toiture $\mu$ :

La toiture est à deux versants, le coefficient de forme est donné par le tableau 1 du RNV 2013 pour une pente comprise entre  $0^\circ$  et  $30^\circ$

Dans Notre cas :  $\alpha = 8.71^\circ$  alors  $\mu = 0,8$

#### 2.3.3 La charge de la neige sur la toiture :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$S = 0,8 \times 0.689 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,551 \text{ kN/m}^2$$

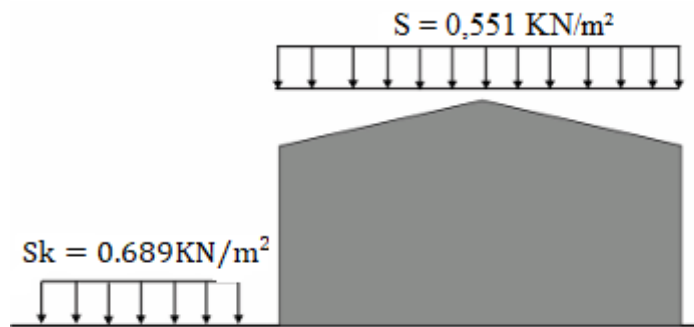


Figure 1 : Charge de la neige sur la toiture

## 2.4 Définition de l'action du vent :

Le vent a une direction moyenne horizontale mais peut venir de n'importe quel côté. Son action sur une structure dépend de plusieurs facteurs, notamment sa vitesse, la catégorie et les proportions du bâtiment, la nature du site, la position de la construction et la perméabilité des parois.

Selon l'orientation du vent et l'état des ouvertures, quatre cas sont envisagés :

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

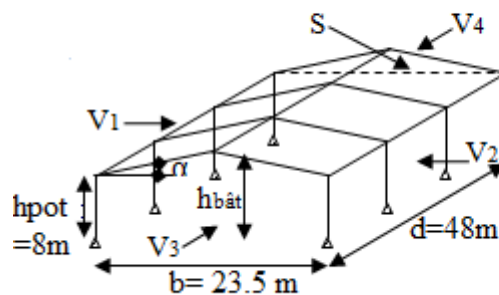


Figure 2 : les directions du vent

## 2.5 Détermination des différents paramètres et des coefficients de calcul

### 2.5.1 Effet de la région :

Selon le **RNV 2013**, notre projet est situé dans la commune de **Chelghoum Laïd**, wilaya de **Mila**, qui est classée en **zone du vent I**.

Selon le **tableau 2-3 du RNV**, la **pression dynamique de référence** est donnée comme suit :

**$q_{ref}$** : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

$$q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$$

### 2.5.2 Effet de site :

La structure sera implantée en zone industrielle D'où :

- Le facteur de terrain  $K_t = 0.215$
- Le paramètre de rugosité  $Z = 0.3 \text{ m}$
- La hauteur minimale  $Z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$  (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013).
- $\varepsilon = 0,61$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$  (cf. chapitre III RNV2013)

### 2.5.3 Coefficient de topographie :

Selon RNV2013Chap2, formule (2.4) La structure est implantée dans un site plat :

$$(\emptyset < 0.05) \text{ donc : } C_t(z) = 1$$

$$\emptyset : \text{est la pente du versant au vent } \emptyset = \frac{h}{Lu} = 0.05$$

H : est la hauteur du versant

Lu : est la longueur du versant sous le vent

## 2.6 Calcul de coefficient dynamique $C_d$ :

On a la hauteur totale  $H = 9.8 \text{ m}$  inférieur à  $15 \text{ m}$  donc  $C_d = 1$

## 2.7 Détermination de la pression dynamique :

### 2.7.1 Détermination de coefficient de rugosité $C_r$ :

Le coefficient de rugosité, est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

$$C_r(Z) = K_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} \text{ pour } Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

$$C_r(Z) = K_T \times \ln \frac{Z_{\text{min}}}{Z_0} \text{ pour } Z \leq Z_{\text{min}}.$$

D'où:  $K_T$  : est le facteur de terrain (tableau 2.4)

Z : hauteur considérée.

$Z_0(\text{m})$  : paramètre de rugosité

$Z_{\text{min}}$  : hauteur minimale

- Pour la paroi vertical :  $C_r(8) = 0.215 \times \ln \frac{8}{0.3} = 0.706$
- Pour la toiture :  $C_r(9.8) = 0.215 \times \ln \frac{9.8}{0.3} = 0.750$

### 2.7.2 Détermination des coefficients d'exposition $C_e$ :

Le coefficient d'exposition  $C_e(z)$  est donné par la formule suivante :

$$C_e(z) = (C_r)^2(z) \times (C_t)^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)]$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{Pour} \quad Z \geq Z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{z_{\min}}{z_0}} \quad \text{Pour} \quad Z \leq Z_{\min}$$

➤ **Pour la toiture :**  $Z=9.8 \text{ m} \geq Z_{\min}=5$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln \frac{9.8}{0.3}} = 0.287$$

➤ **Pour la paroi verticale :**  $Z=8 \text{ m} \geq Z_{\min}=5$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln \frac{8}{0.3}} = 0.305$$

### 2.7.3 Valeurs de pression dynamique de pointe :

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

$$C_e(z) = (C_r)^2(z) \times (C_t)^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)] \quad (\text{RNV 2013 Chap2, formule 2.2})$$

	<b>Ct (z)</b>	<b>Cr (z)</b>	<b>Iv(z)</b>	<b>Ce(z)</b>
<b>Toiture</b>	1	0.75	0.287	1.690
<b>Paroi vertical</b>	1	0.706	0.305	1.560

**Tableau II.1 : Les valeurs du coefficient d'exposition**

### 2.8 Calcul des pressions sur les parois:

Après avoir défini tous les coefficients permettant de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, il est possible de calculer la pression dynamique à l'aide de la relation suivante :  $q_p(z) = q_{\text{réf}} \times C_e$  (**RNV 2013, chapitre II, article 2.3**).

Les valeurs de  $q_p(z)$  sont résumées dans le tableau ci-dessous :

	<b>Ce(z)</b>	<b>Q<sub>réf</sub>(z) (N/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q<sub>p</sub>(z) (N/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Toiture</b>	1.690	375	633.75
<b>paroi verticale</b>	1.560	375	585

**Tableau II.2 : Valeur de la pression dynamique**

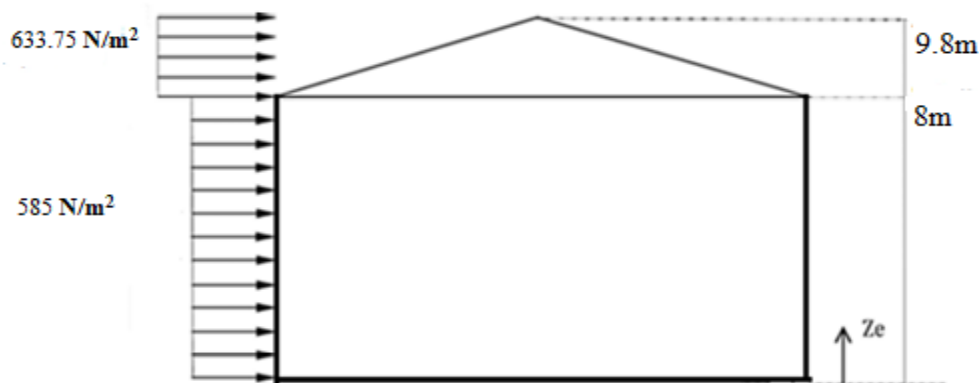


Figure 3 : valeurs de pression dynamique de pointe

### 2.8.1 Vent perpendiculaire au long-pan:

#### 2.8.1.1 Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  dépendent de la forme géométrique de la base de la structure et de la dimension de la surface chargée.

Ils sont définis pour des surfaces chargées de  $1 \text{ m}^2$  et  $10 \text{ m}^2$ , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement  $C_{pe1}$  et  $C_{pe10}$ .  $C_{pe}$  s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} si \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S) \quad si \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} si \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

#### ➤ Pour la paroi verticale :

Pour cette direction du vent on a :  $b=48\text{m}$        $d=23.5\text{m}$        $h_{\text{tot}} = 9.8 \text{ m}$

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

$$e = \text{Min}(b ; 2 \times 9.8) = 19.6 \text{ m}$$

$$d=23.5\text{m} \geq e=19.6\text{m}$$

- $\frac{e}{5} = 3.92 \text{ m}$
- $h_{\text{pot}} = 8 \text{ m}$

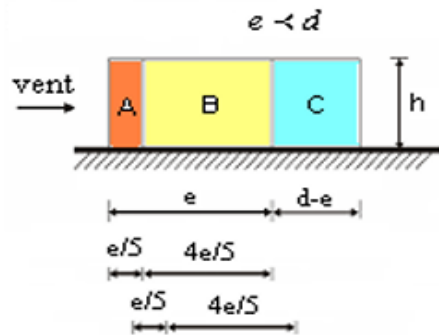
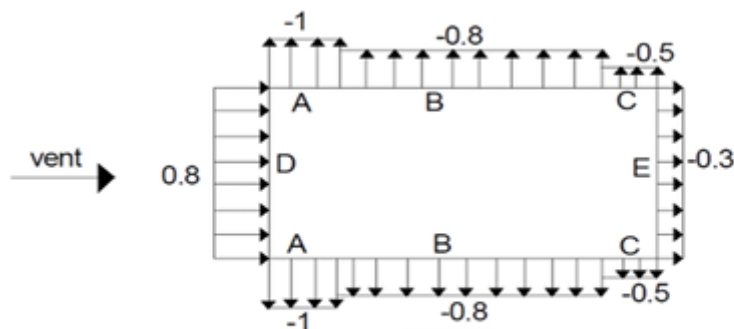


Figure 4 : Répartition des surfaces du vent sur pignon

L'ensemble des surfaces sont supérieures à  $10\text{m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

pour le calcul de  $C_{pe}$  et les valeurs de  $C_{pe}$  et  $C_{pe,10}$  sont données par le tableau (5-1 de RNV2013)

	A	B	C	D	E
$S(\text{m}^2)$	31.36	125.44	31.2	384	384
$C_{pe} = C_{pe,10}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II.3: Les coefficients de  $C_{pe}$  et les surfaces à chaque zone des parois verticaleFigure 5 : les valeurs de  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone des parois verticales .

➤ **Pour la toiture :**

On a une toiture à deux versants  $\alpha = 8,71^\circ$ , le vent perpendiculaire à la génératrice, On prend les valeurs  $C_{pe}$  de la toiture à deux versants (RNV 2013 ; Article 5.1.5) modifier pour leur position selon (la figure 5.4 RNV 2013)

Dans notre cas et pour cette direction du vent on a :

$$b=48\text{m} \quad d=23.5\text{m} \quad h_{\text{tot}} = 9.8 \text{ m} \quad (\theta=0)$$

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

$$e = \text{Min}(b ; 2 \times 9.8) = 19.6\text{m}$$

$$d=23.5m \geq e=19.6m$$

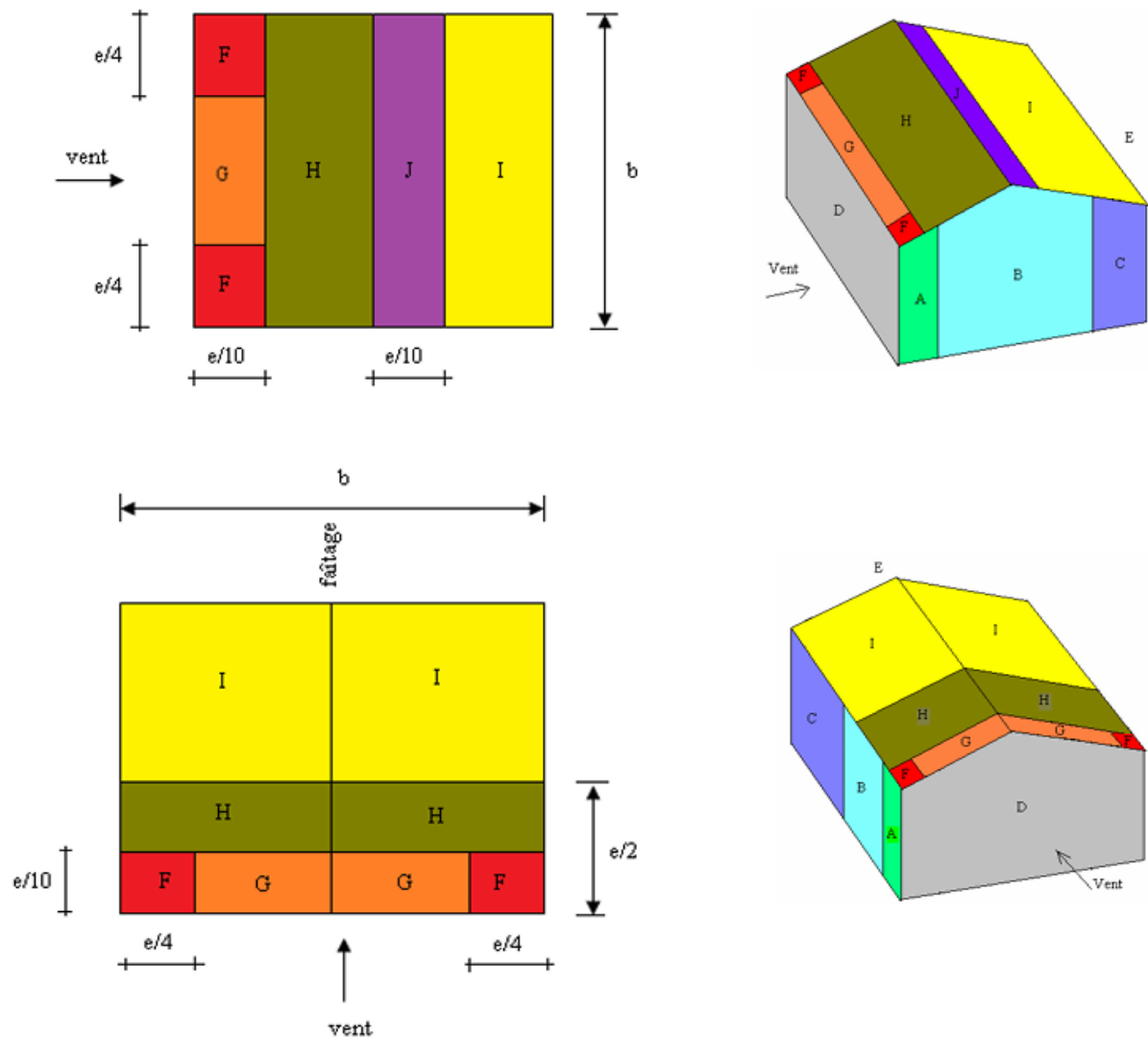


Figure 6 : Répartition du coefficient de pression extérieur Sur la toiture

- $\frac{e}{4} = 4.9m$
- $\frac{e}{10} = 1.96m$  on  $5^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$
- D'où : on Interpol

$\alpha = 8,71$  D comme suit :

$$f(x) = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} (x - x_0) \text{ Formule d'interpolation}$$

$$Cpe(8.71) = Cpe(5) + \frac{Cpe(15) - Cpe(5)}{15 - 5} (8.71 - 5)$$

	F	G	H	J	I
<b>S (m<sup>2</sup>)</b>	9.604	74.872	469.92	94.08	469.92
<b>C<sub>pe</sub> (dépression)</b>	-1.403	-1.052	-0.489	-0.245	-0.526
<b>C<sub>pe</sub> (surpression)</b>	0.0742	0.0742	0.0742	-0.377	-0.377

Tableau II.4 : Les valeurs de Cpe de chaque zone de toiture

## 2.8.1.2 Coefficient de pression intérieure :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{aires des ouvertures}} \quad [\text{Articles 5.2.2.2 RNV 2013 page 96}]$$

$$\mu_{p1} = \frac{8(2.5 \times 1) + (5 \times 6) + 4(2 \times 1)}{2(1.2 \times 2.3) + 8(2.5 \times 1) + (5 \times 6) + 4(2 \times 1)} = 0.69$$

$$\mu_{p2} = \frac{2(1.2 \times 3) + 8(2.5 \times 1) + (5 \times 6) + 4(2 \times 1)}{2(1.2 \times 2.3) + 8(2.5 \times 1) + (5 \times 6) + 4(2 \times 1)} = 0.76$$

$$\mu_{p3} = \frac{2(1.2 \times 2.3) + 8(2.5 \times 1) + 8(2.5 \times 1) + (5 \times 6)}{2(1.2 \times 2.3) + 8(2.5 \times 1) + (5 \times 6) + 4(2 \times 1)} = 0.9$$

$$\mu_{p4} = \frac{2(1.2 \times 2.3) + 2 \times 8(2.5 \times 1) + 4(2 \times 1)}{2(1.2 \times 2.3) + 8(2.5 \times 1) + (5 \times 6) + 4(2 \times 1)} = 0.64$$

$$\frac{h}{d} = \frac{9.8}{48} = 0.2 \quad ; \quad \frac{h}{d} = \frac{9.8}{23.5} = 0.42 \quad \text{D'où :}$$

- $0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$  et  $\mu_p = 0.69$

$$C_{pi} = -0.08 \quad \text{et} \quad C_{pi} = -0.18$$

$$C_{pi}(0.42) = -0.08 + \frac{-0.18 + 0.08}{1 - 0.25} (0.42 - 0.25)$$

$$C_{pi}(0.42) = -0.1$$

- $0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$  et  $\mu_p = 0.76$

$$C_{pi} = -0.18 \quad \text{et} \quad C_{pi} = -0.28$$

$$C_{pi}(0.42) = -0.18 + \frac{-0.28 + 0.18}{1 - 0.25} (0.42 - 0.25)$$

$$C_{pi}(0.42) = -0.20$$

- $0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$  et  $\mu_{p3} = 0.9$

$$C_{pi} = -0.3 \quad \text{et} \quad C_{pi} = -0.44$$

$$C_{pi}(0.2) = -0.3 + \frac{-0.44 + 0.3}{1 - 0.25} (0.2 - 0.25)$$

$$C_{pi}(0.2) = -0.3$$



- $0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$  et  $\mu_{p4} = 0.64$

$$C_{pi} = -0.02 \quad \text{et} \quad C_{pi} = -0.1$$

$$C_{pi}(0.2) = -0.02 + \frac{-0.1 + 0.02}{1 - 0.25} (0.2 - 0.25)$$

$$C_{pi}(0.2) = -0.01$$

## 2.8.2 Calcul des différentes pressions aérodynamiques agissant sur la structure :

Les pressions sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$W(z) = q(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

### 2.8.2.1 Sous long pan :

#### A. La paroi :

	$q_p(z)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z)$
<b>A</b>	585	-1	-0.1	-0.9	-526.5
<b>B</b>		-0.8		-0.7	-409.5
<b>C</b>		-0.5		-0.4	-234
<b>D</b>		0.8		0.9	526.6
<b>E</b>		-0.3		-0.2	-117

Tableau II.5 : Pression aérodynamique sur les parois sous V1

	$q_p(z)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z)$
<b>A</b>	585	-1	-0.2	-0.8	-468
<b>B</b>		-0.8		-0.6	-351
<b>C</b>		-0.5		-0.3	-175.5
<b>D</b>		0.8		1	585
<b>E</b>		-0.3		-0.1	-58.5

Tableau II.6 : Pression aérodynamique sur les parois sous V2

#### B. La toiture :

	$q_p(z)$	$C_{pe}$		$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$		$W(z)$	
		Dépression	surpression		dépression	surpression	dépression	surpression
<b>F</b>	633.75	-1.403	0.074	-0.1	-1.303	0.174	-825.78	110.27
<b>G</b>		-1.052	0.074		-0.952	0.174	-603.33	110.27
<b>H</b>		-0.489	0.074		-0.389	0.174	-246.53	110.27
<b>J</b>		-0.245	-0.377		-0.145	-0.277	-91.89	-175.55
<b>I</b>		-0.526	-0.377		-0.426	-0.277	-269.98	-175.55

Tableau II.7 : Pression aérodynamique sur la toiture sous V1

	$q_p(z)$	$C_{pe}$		$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$		$W(z)$	
		dépression	surpression		dépression	surpression	dépression	surpression
<b>F</b>	633.75	-1.403	0.074	-0.2	-1.20	0.126	-762.40	173.66
<b>G</b>		-1.052	0.074		-0.85	0.126	-539.96	173.66
<b>H</b>		-0.489	0.074		-0.29	0.126	-183.15	173.66
<b>J</b>		-0.245	-0.377		-0.045	-0.577	-28.52	-112.17
<b>I</b>		-0.526	-0.377		-0.33	-0.577	-206.60	-112.17

Tableau II.8 : Pression aérodynamique sur la toiture sous V2

## 2.8.2.2 Sous le pignon :

## A. La paroi :

	$q_p(z)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z)$
<b>A</b>	585	-1	-0.3	-0.7	-409.5
<b>B</b>		-0.8		-0.5	-292.5
<b>C</b>		-0.5		-0.2	-117
<b>D</b>		0.8		1.1	643.5
<b>E</b>		-0.3		0	0

Tableau II.9 : Pression aérodynamique sur les parois sous V3

	$q_p(z)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$W(z)$
<b>A</b>	585	-1	-0.01	-0.99	-579.15
<b>B</b>		-0.8		-0.79	-462.15
<b>C</b>		-0.5		-0.49	-286.65
<b>D</b>		0.8		0.81	473.85
<b>E</b>		-0.3		-0.29	-169.65

Tableau II.10 : Pression aérodynamique sur les parois sous V4

## B. La toiture :

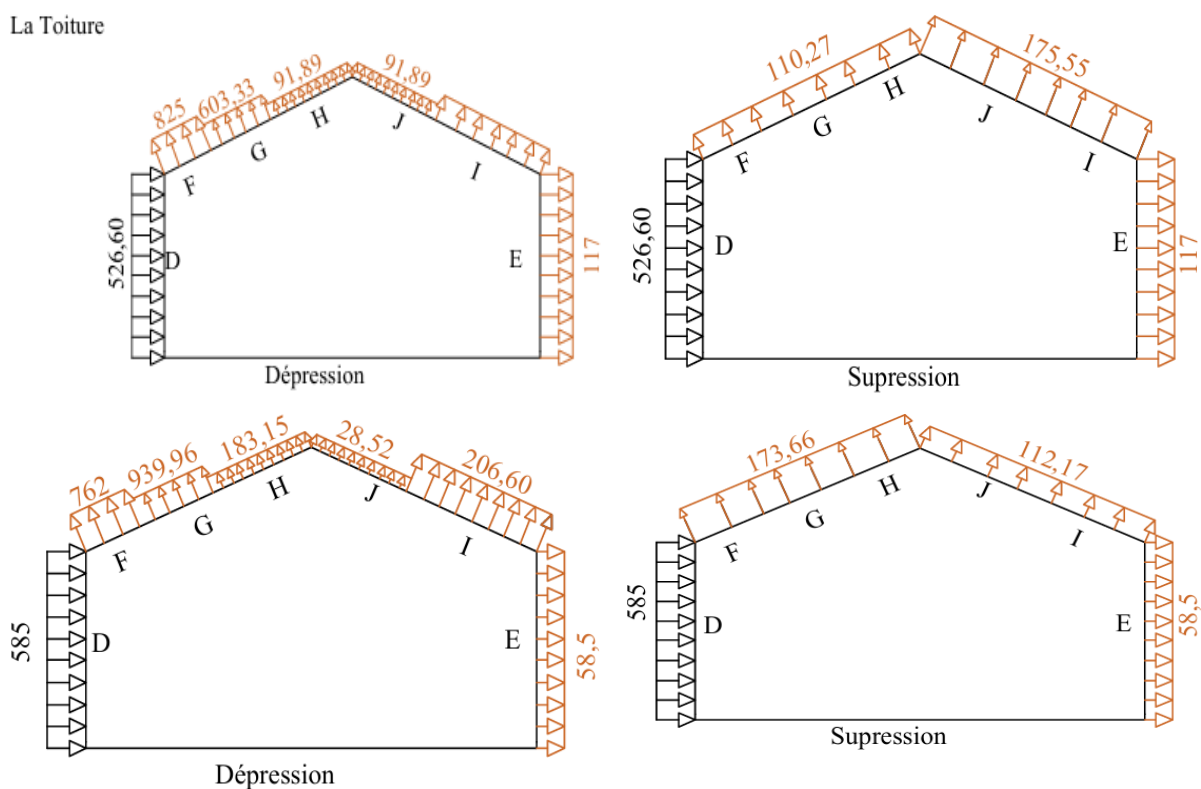
	$q_p(z)$	$C_{pe}$		$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$		$W(z)$	
		dépression	surpression		dépression	surpression	dépression	surpression
<b>F</b>	633.75	-1.403	0.074	-0.3	-1.10	0.37	-699.03	237.02
<b>G</b>		-1.052	0.074		-0.75	0.37	-476.58	237.02
<b>H</b>		-0.489	0.074		-0.19	0.37	-119.78	237.02
<b>J</b>		-0.245	-0.377		0.06	-0.07	34.86	-48.80
<b>I</b>		-0.526	-0.377		-0.23	-0.07	-143.23	-48.80

Tableau II.11 : Pression aérodynamique sur la toiture sous V3

	$q_p(z)$	$C_{pe}$		$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$		$W(z)$	
		Dépression	surpression		dépression	surpression	dépression	surpression
<b>F</b>	633.75	-1.403	0.074	-0.3	-1.07	0.4	-882.81	53.24
<b>G</b>		-1.052	0.074		-0.72	0.4	-660.38	53.24
<b>H</b>		-0.489	0.074		-0.16	0.4	-303.57	53.24
<b>J</b>		-0.245	-0.377		-0.08	-0.08	-148.93	-232.59
<b>I</b>		-0.526	-0.377		-0.2	-0.08	-327.02	-232.59

Tableau II.12 : Pression aérodynamique sur la toiture sous V4

La Toiture



La paroi

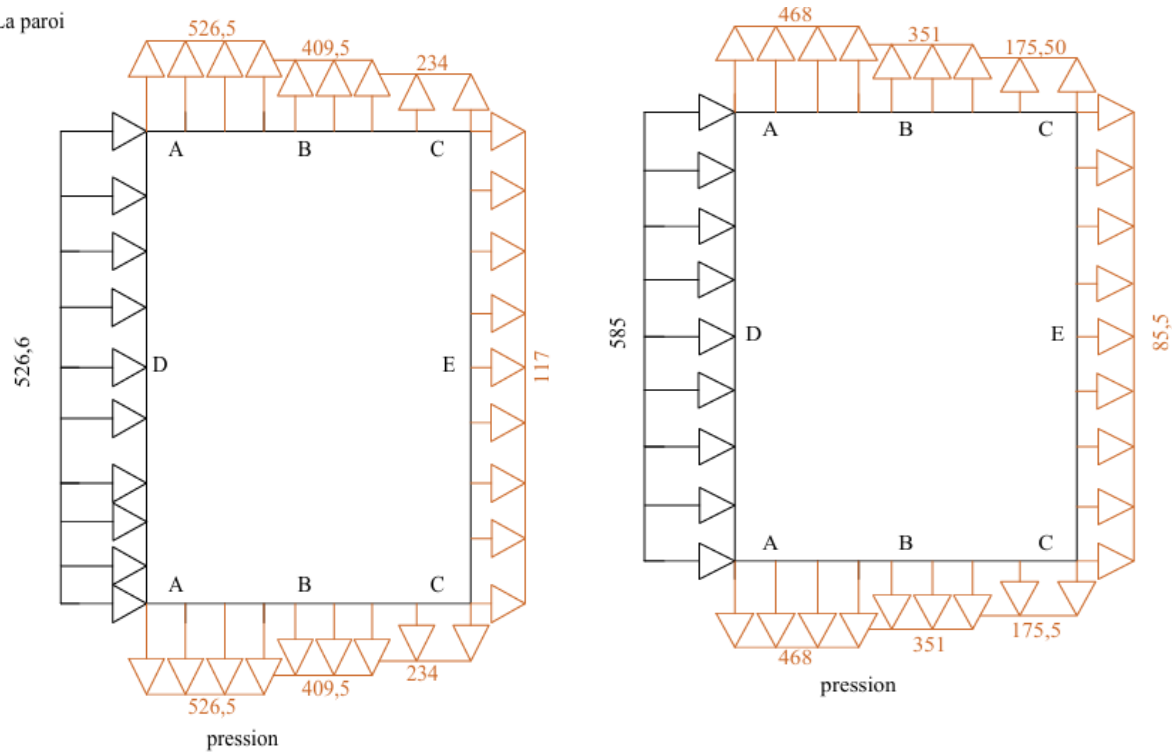
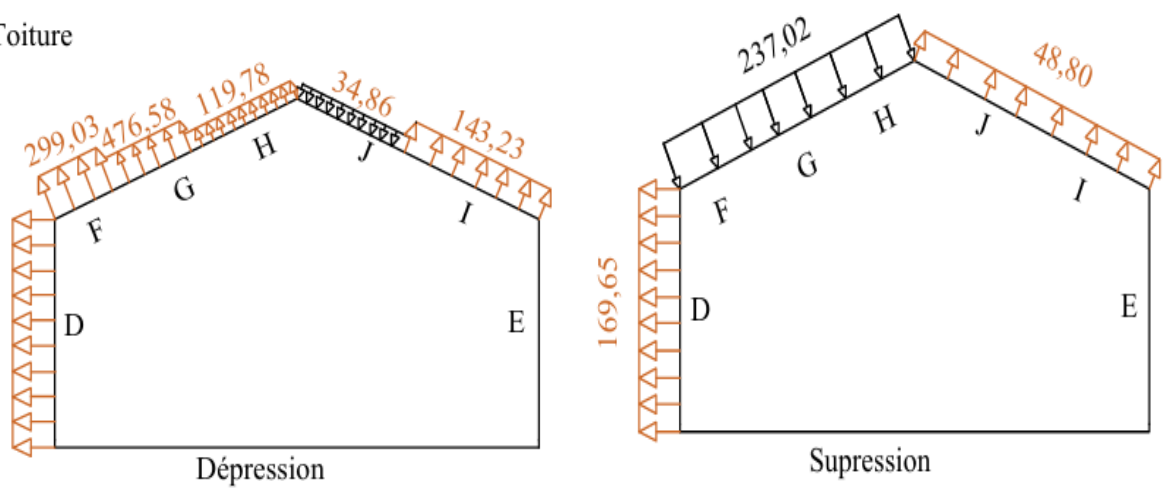
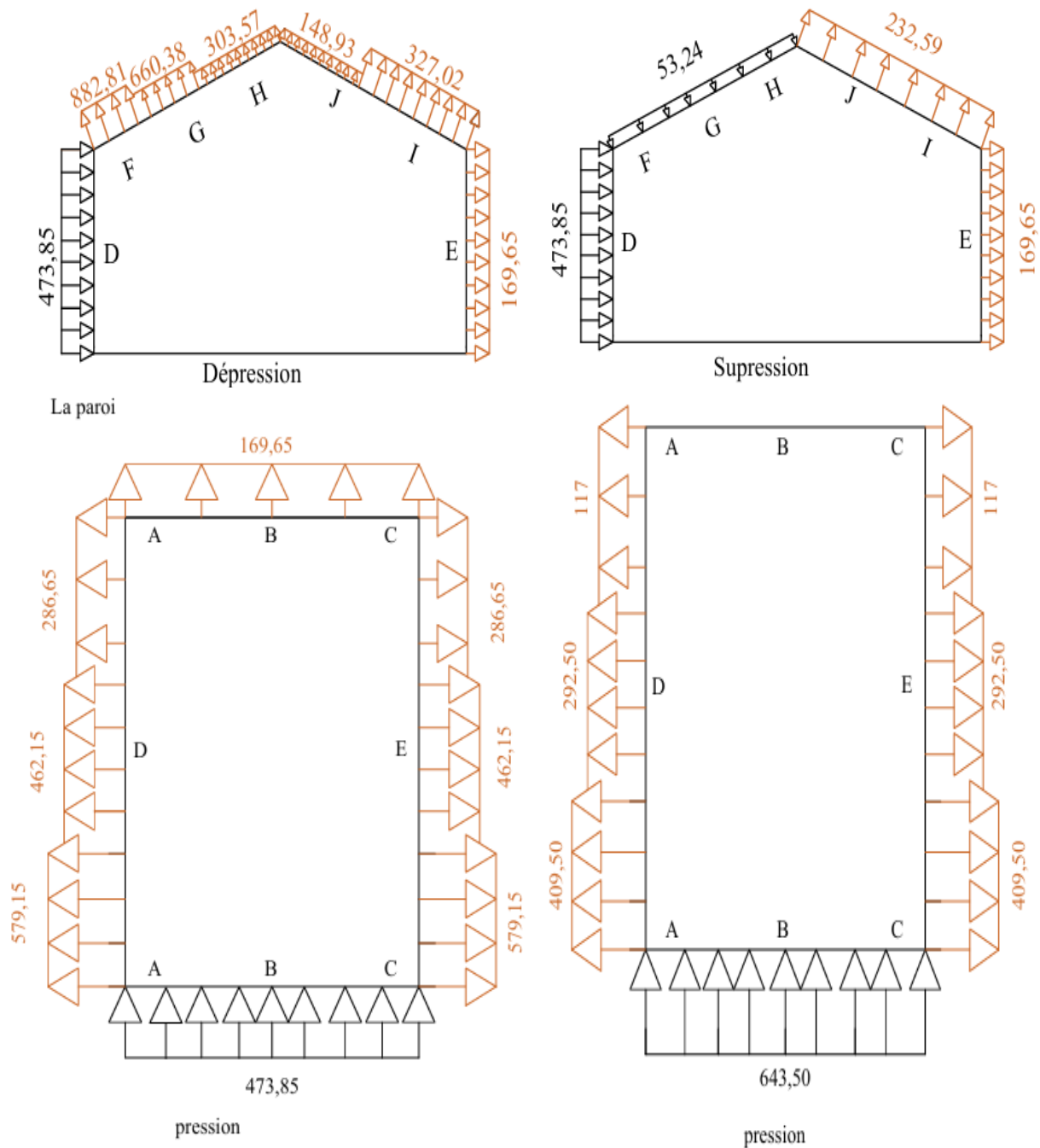


Figure 7: Représentation graphique sous long pan (V1 et V2)

La Toiture





**Figure 8: Représentation graphique sous le pignon (V3 et V4)**

## 2.9 Conclusion :

Cette étude nous a permis de déterminer les efforts climatiques dus au vent et à la neige, éléments essentiels pour le pré-dimensionnement des composants de l'ouvrage. Ces résultats serviront de base pour assurer une conception optimisée et conforme aux exigences de sécurité.

### **Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires.**

### 3 Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

#### 3.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous analyserons les éléments structuraux secondaires du hangar, à savoir les pannes, les potelets et les lisses de bardage. Ces composants, soumis à divers chargements, feront l'objet de calculs visant à déterminer les profilés adéquats garantissant à la fois la résistance et la stabilité de l'ensemble de la structure.

#### 3.2 Calcule des pannes:

Les pannes, éléments structuraux essentiels du hangar, ont pour rôle de supporter la couverture. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, suivant l'inclinaison des versants. Installées à des entraxes régulières, elles sont jumelées au niveau du faîtage (pannes faîtières) et peuvent être renforcées en rives pour résister aux efforts horizontaux dus au vent (pannes sablières). Leur portée correspond à l'entraxe des fermes (travées), tandis que leur espacement est déterminé en fonction de la portée admissible des bacs de couverture.

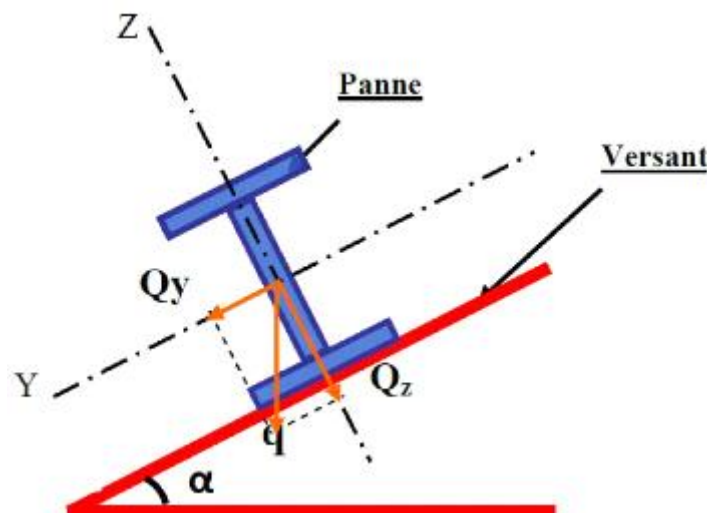


Figure1:Disposition d'une panne sur un versant

##### 3.2.1 Détermination des sollicitations :

Les pannes sont soumises à des charges verticales, incluant leur propre poids, celui du complexe de couverture, la neige, ainsi que d'éventuelles charges suspendues.

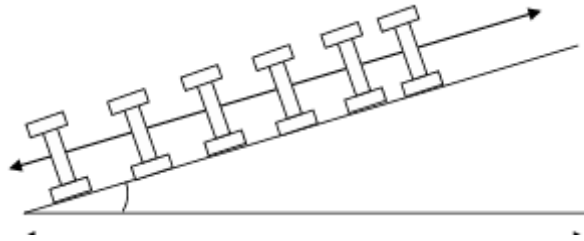
La résultante se décompose en une charge parallèle à l'âme ( $Q_z$ ) et l'autre perpendiculaire ( $Q_y$ )

- l'espacement entre pannes :

n	6	7	8	9
$e_{\text{panne}}$	1.93	1.65	1.45	1.28

Tableau III. 1 : Espacement des pannes

Donc on prend  $e=1.45$  m ou le nombre de panne est 9 panne



**Figure 2: Espacement entre les pannes**

- portée de la panne :  $L=6$  m
- espacement entre deux pannes suivant la pente du versant: 1.45 m
- La pente du versant :  $\alpha= 8.71$
- Longueur de versant : 11.75 m
- nombre de pannes sur chaque versant : 9 pannes
- le profilé estimé comme panne est: IPE 140

### 3.2.2 Dimensionnement de la couverture :

Nous optons pour une couverture en panneaux sandwich, dont les caractéristiques sont définies par le fabricant en fonction de la charge appliquée (vent) et de l'espacement entre les pannes



Epaisseur de la tôle tolérance +/- 0.04mm	CHARGE UTILE UNIFORMEMENT REPARTIE		Epaisseur du panneau mm					Epaisseur du panneau mm				
			30	35	40	50	60	30	35	40	50	60
	Kg/m²		Entraxe Max cm					Entraxe Max cm				
	daN /m²											
0.5mm	80	78	345	365	390	435	485	400	425	455	435	560
	120	117	290	310	335	370	415	345	365	390	370	485
	150	147	265	285	305	340	375	315	335	355	340	440
	200	196	235	250	270	300	340	285	305	325	300	400
	250	245	210	225	245	275	305	255	275	295	275	360
0.4mm	80	78	350	370	395	435	485	410	430	455	460	555
	120	117	295	320	340	375	425	355	380	410	415	505
	160	156	245	270	300	335	375	320	340	370	370	465
	200	196	200	240	265	295	335	280	300	330	335	375
	250	245	185	220	240	270	290	260	270	305	310	365

Réf : LABORATOIRE ZOUYED

**Figure 3 : Détails de panneaux sandwichs de couvertures**

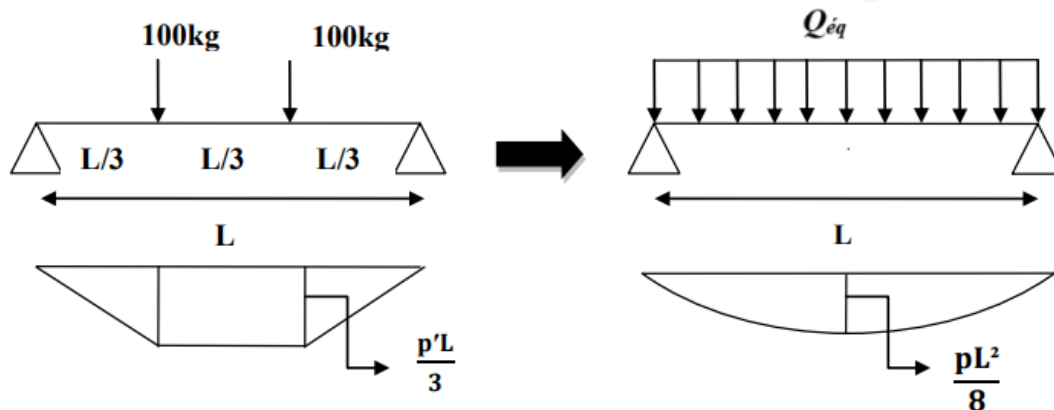
D'après le tableau, un panneau de 30 mm d'épaisseur reposant sur des pannes espacées de 3.45m peut supporter une charge maximale de 100daN/m². Notre cas est plus favorable, car la dépression maximale du vent sur le long pan en zone F est de  $W = 0.828$  KN/m², avec un espacement des pannes de  $e = 1,45$  m. Par conséquent, nous adoptons un panneau d'épaisseur 30 mm, à l'aide de la fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures. (by Honda Metla).



### 3.2.3 Evaluation des charges et surcharges :

#### 3.2.3.1 Charges exploitation(Q):

Dans les calculs, nous considérons une charge d'entretien correspondant au poids de deux ouvriers, représentée par deux charges concentrées. La toiture étant inaccessible, cette charge est uniquement prise en compte pour les interventions occasionnelles.



**Figure 4: Schéma statique de la poutre équivalente**

La charge ( $p$ ) uniformément répartie due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max due à ( $p$ ) aux charges ponctuelles ( $Q_{eq}$ )

$$Q_{eq} = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 0.44 \text{ kN/ml}$$

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

- Poids propre du panneau sandwich =  $12 \text{ kg/m}^2$ .
- Poids des accessoires (estimé) =  $3 \text{ kg/m}^2$ .
- Poids propre de la panne (estimé) =  $12.9 \text{ kg/m}^2$ .
- Les pannes sont en acier S235
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$  (la limite d'élasticité de l'acier).

D'où :  $G = (12+3) \times e + 12.9 = (12+3) \times 1,3 + 12.9 = 0.42 \text{ kN/ml}$ .

#### 3.2.3.3 Sur charges du vent (V) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur le Lang pan chargé en zone F

$$\text{➤ } W_{eq} = \frac{0.882 \times 1.96 + 0.660 \times 4.9}{6} = 0.828 \text{ (dépression)}$$

$$W = -0.882 \times 1.45 \text{ D'où : } W = -1.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{➤ } W = 0.237 \text{ kN/m (surpression)}$$

$$W = 0.237 \times 1.45$$

$$\text{D'où : } W = 0.344 \text{ kN/m}^2$$

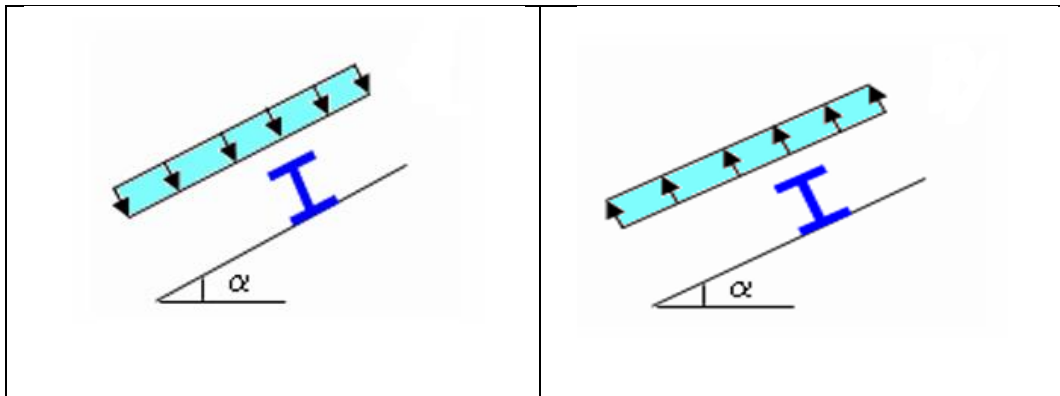


Figure 5: Schéma statique du vent sur les pannes (surpression et dépression)

### 3.2.3.4 Surcharge climatique due à la neige :

$$\text{On a : } S = 0.551 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } N = 0.551 \times \cos(8.71)$$

$$N = 0.545 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{\text{panne}} = 0.545 \times 1.45 = 0.79 \text{ kN/m}^2$$

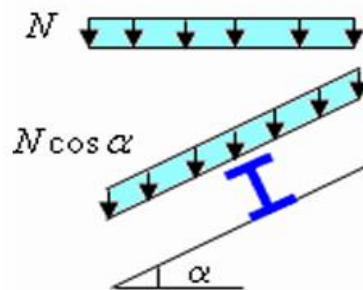


Figure 6: Schéma statique neige sur les pannes

Suivant l'axe Z-Z	
G	0,346 kN/m
Q	0,439 kN/m
W+	0,339 kN/m
W-	-1,185 kN/m
N	0,79 kN/m

Suivant l'axe Y-Y	
G	0,346 kN/m
Q	0,067 kN/m
W+	0 kN/m
W-	0 kN/m
N	0,12 kN/m <sup>2</sup>

Tableau III. 2: Tableaux représentatif des forces selon les deux direction (horizontale et vertical)

## 3.2.3.5 Les combinaisons d'actions :

	Charges (kN/ml)					Combinaison ELU (kN/ml)				
	G	Q	W <sup>+</sup>	W <sup>-</sup>	N	1.35G+1.5Q	1.35G+1.5W <sup>+</sup>	1.35G+1.5N	1.35G+1.35N+1.35W <sup>+</sup>	G+1.5W <sup>-</sup>
Q <sub>z</sub>	0,346	0,067			0.12	1.126	0.976	1.650	1.990	-1.431
Q <sub>y</sub>	0.346	0.439	0.339	-1.185	0.79	0.568	0.467	0.648	0.630	-0.346

Tableau III. 3: Tableau résume les combinaisons de charges à l'ELU

	Charges (kN/ml)					Combinaison ELS (kN/ml)				
	G	Q	W <sup>+</sup>	W <sup>-</sup>	N	G+Q	G+W <sup>+</sup>	G+N	G+0.9N+0.9W <sup>+</sup>	G+W <sup>-</sup>
Q <sub>z</sub>	0,346	0.067			0.12	0.785	0.685	1.135	1.361	-0.838
Q <sub>y</sub>	0.346	0.439	0.339	-1.185	0.79	0.413	0.346	0.467	0.455	-0.346

Tableau III. 4: Tableau résume les combinaisons de charges à l'ELS

## 3.2.4 Vérification de la flèche à l'Els :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI_y} < f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y > \frac{5ql^3 \times 200}{384E}$$

$$I_y > \frac{1000 \times 1.361 \times 6000^3 \times 10^{-3}}{384 \times 210000}$$

$$I_y > 364.5 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils l'IPE qui satisfait la condition de la flèche à l'ELS est l'IPE 140

IPE140	G	H	B	Tw	tf	A
	12.9	140	73	4.7	6.9	16.4
	I <sub>y</sub>	W <sub>ply</sub>	Av <sub>z</sub>	W <sub>plz</sub>	I <sub>z</sub>	Av <sub>y</sub>
	541.2	88.3	10.6	19.2	44.9	7.6

Tableau III. 5: Caractéristique du profilé IPE 140 de la panne

- **Vérification de la flèche :**

• **Suivant l'axe Z\_Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1.361 \times 6000^4 \times 10^{-2}}{210000 \times 541.2}$$

$$f_z = 2.021 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **suivant l'axe Y\_Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.467 \times 6000^4 \times 10^{-2}}{210000 \times 44.9}$$

$$f_y = 8.360 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La flèche ne vérifie donc la solution est d'adopter des lisses à mi-portée pour réduire la portée transversal des pannes.

### 3.2.5 Vérification des contraintes :

#### 3.2.5.1 Vérification à la flexion déviée :

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Notre profilé laminé est en classe I donc :  $\alpha=2, \beta=1$

• **suivant l'axe Y\_Y :**

$$M_{y\max} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{1.99 \times 6^2}{8} = 8.95 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 88.3 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1.1}$$

$$M_{ply} = 18.864 \text{ kN.m}$$

➤ **Suivant l'axe Z\_Z :**

$$M_{z\max} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{0.64 \times 3^2}{8} = 0.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 19.2 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1.1}$$

$$M_{plz} = 4.10 \text{ kN.m}$$

$$\text{Alors : } \left( \frac{8.95}{18.864} \right)^2 + \left( \frac{0.72}{4.10} \right)^1 = 0.40 \leq 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : on retient toujours comme solution IPE 140

**3.2.5.2 Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_z \leq V_{ply} \quad V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z \leq 0.5 V_{ply} \quad V_z < 0.5 V_{plz}$$

$$V_z = \frac{qz \times l}{2} = \frac{1.99 \times 6}{2} = 5.97 \text{ kN}$$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{7.6 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$V_{plz} = 93.74 \text{ kN}$$

$$V_z = 5.97 < V_{plz} = 93.74 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{plz} = 0.5 \times 93.74 = 46.87 \text{ kN}$$

$$V_z = 5.97 < 0.5 V_{plz} = 46.87 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$V_y = 1.25 q_y \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.648 \times \frac{6}{2}$$

$$V_y = 2.43 \text{ kN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{10.6 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 130.74 \text{ kN}$$

$$V_y = 2.43 \text{ kN} < V_{ply} = 130.74 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{ply} = 0.5 \times 130.74 = 65.37 \text{ kN}$$

$$V_y = 2.43 < 0.5 V_{ply} = 65.37 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

**Conclusion :** la section en **IPE 140** assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité

Donc : elle est convenable pour les pannes de notre structure.

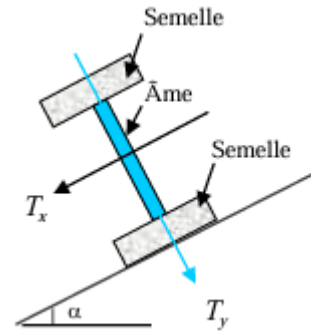
**3.2.5.3 Vérification du déversement:**

D'après l'Euro code 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\text{Avec : } M_{prd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Pour le calcul de  $\chi_{LT}$  on a la formule :

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



La valeur de  $\lambda_{LT}$  pour être calculé par la formule :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Tel que :  $L=300\text{cm}$  ;  $iz=1.65\text{ cm}$  ;  $h=140\text{mm}=14\text{ cm}$  ;  $I_y=541.2\text{cm}^4$

$I_z=44.9\text{cm}^4$  ;  $C1=1.132$  ;  $tf=0.69\text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1.65}}{\sqrt{1.132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{300}{1.65}}{\frac{14}{0.69}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.19$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} = \frac{114.19}{93.9\epsilon} ; \text{tel que } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 \text{ Alors : } \bar{\lambda}_{LT} = 1.22 \geq 0.4$$

Il y a risque de déversement

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)]$$

$\alpha = 0.21$  (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + 0.21(1.22 - 0.2) + 1.22^2)] = 1.351$$

**Le coefficient de réduction pour le déversement :**

$$X_{lt} = \frac{1}{1.351 + (1.351^2 - 1.22^2)^{0.5}} = 0.517$$

$\gamma_{m0} = 1.1$  (coefficient partiel de sécurité s'applique à la résistance )

$\beta_w = 1$  ( facteur de corrélation approprié)

$$M_{y,sd} = 8.95\text{KN.m} < M_{brd} = \frac{0.517 \times 1 \times 88.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 9.752\text{KN.m}$$

Donc : La stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifié, On adopte le profilé IPE 180 avec des liernes.

On aura :

IPE180				
Wply1	tf(mm)	h(mm)	iz	b(mm)
146,4	80	180	6,05	91

**Tableau III.6:Caractéristique du profilé IPE 180**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 24.74$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.26 \leq 0.4 \text{ y a pas de risque de déversement}$$

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)] = 0.54$$

$$X_{lt} = 0.924$$

$$M_{y, sd} = 8.95 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = 21.71 \text{ KN.m}$$

Donc : La stabilité au déversement de la panne est vérifiée.

### 3.3 Les liernes :

Les liernes sont des barres travaillant en traction, reliant les pannes entre elles. Généralement constituées de barres rondes ou de petites cornières, leur rôle principal est d'empêcher la déformation latérale des pannes.

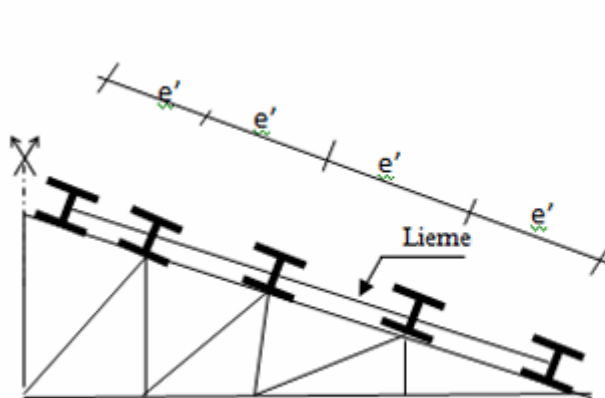


Figure 7: coupe verticale d'une toiture

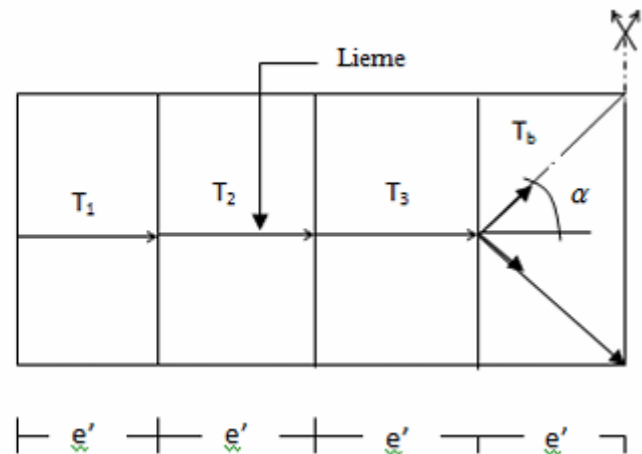


Figure 8: vu en plan d'une toiture

#### 3.3.1 Dimensionnement des liernes :

##### 3.3.1.1 Effort de traction dans les tronçons :

A)- La réaction R aux niveaux du lierne :

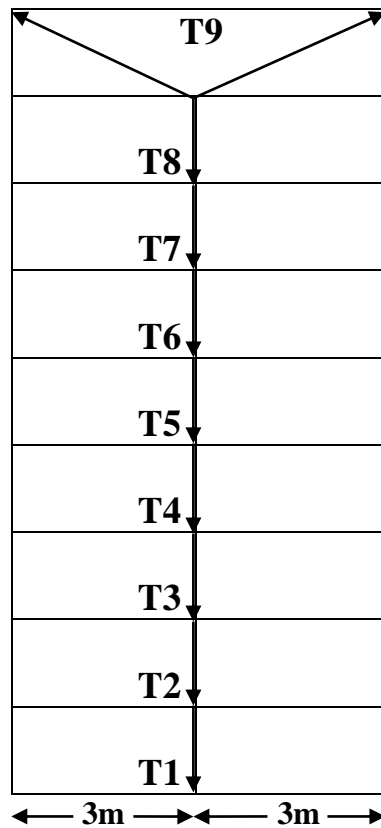
$$R = 1.25 q_y \times \frac{l}{2} ; q_y = 0.648$$

$$R = 1.25 (1.35 G_y + 1.5 Q_y) \times \frac{l}{2}$$

$$R = 1.25 \times 0.648 \times \frac{6}{2}$$

$$R = 2.43 \text{ KN}$$

**B)-calcul de  $T_i$  :**



**Figure 9: La disposition des liernes sur la lisse**

$$T_1 = \frac{R}{2} = 1.22 \text{ KN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 3.65 \text{ KN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 6.08 \text{ KN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 8.51 \text{ KN}$$

$$T_5 = T_4 + R = 10.94 \text{ KN}$$

$$T_6 = T_5 + R = 13.37 \text{ KN}$$

$$T_7 = T_6 + R = 15.8 \text{ KN}$$

$$T_8 = T_7 + R = 18.23 \text{ KN}$$

$$tg^{-1} = \frac{1.45}{3} = 25.796$$

$$T_9 = \frac{T_8 + R}{2 \sin(25.796)} = 23.74 \text{ KN}$$



**3.3.1.2 La résistance plastique :**

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} ; N_{sd} = T9 \text{ (bretelle)}$$

$$A \geq \frac{T9 \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{23.74 \times 1.1}{23.5} = 1.11 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times D^3}{4} \rightarrow D = \sqrt[3]{\frac{1.11 \times 4}{\pi}}$$

$$D = 1.19 \text{ cm} \rightarrow d = 11.9 \text{ mm}$$

Donc : On utilise donc des liernes de diamètre  $\varnothing = 12 \text{ mm}$

**3.4 Calcul de l'échantignolle :**

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes. Son principal effort de résistance est le moment de renversement, principalement dû au chargement, notamment sous l'effet du soulèvement du vent .

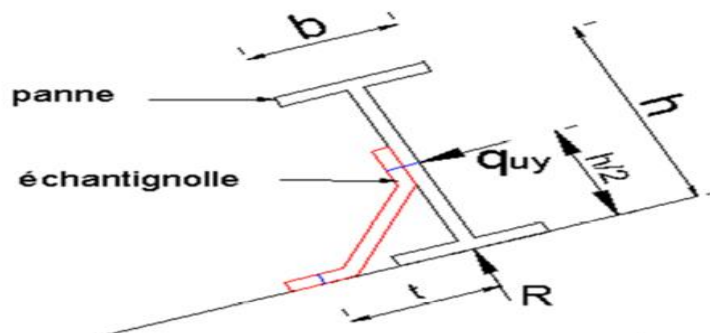


Figure 10:schéma de l'échantignolle

**3.4.1.1 Principe de dimensionnement :**

$$2\left(\frac{b_{panne}}{2}\right) < t < 3\left(\frac{b_{panne}}{2}\right)$$

Pour notre IPE 180 :  $b = 9.1 \text{ cm}$  et  $h = 18 \text{ cm}$

$$\text{Soit } 2\left(\frac{9.1}{2}\right) < t < 3\left(\frac{9.1}{2}\right)$$

$$9.1 < t < 13.65$$

$$\text{Soit : } t = 11 \text{ cm}$$

**3.4.1.2 Combinaison d'actions :**

La combinaison la plus défavorable  $\rightarrow G + 1.5W$

➤ charge revenant à la panne :  $q_{uz} = -1.43 \text{ Kn/ml}$

$$q_{uy}=0.34\text{kn/ml}$$

### 3.4.1.3 les effort revenant à l'échantignole :

- Échantignolle de rive :

$$R_z=q_{uz}\times\frac{l}{2}=1.43\times\frac{6}{2}=4.29\text{ KN}$$

$$R_y=q_{uy}\times\frac{l}{2}=0.34\times\frac{6}{2}=1.03\text{KN}$$

- Échantignolle intermédiaire :

$$R_z=2R_z=8.58\text{ kN}$$

$$R_y=2R_y=2.06\text{ kN}$$

- conditions a vérifiée :

$$M_{sd}<M_{rd}$$

$$M_{sd}=R_z\times t+R_y\times\frac{h}{2}$$

$$M_{sd}=4.29\times0.11+1.03\times\frac{0.18}{2}$$

$$M_{sd}=0.565\text{ KN.m}$$

$$M_{sd}=W_{ely}\times\frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ely}\geq 2644.68\text{ mm}^3$$

La largeur de l'échantignolle « b » est calculée après avoir dimensionné la traverse.

On prend : b=12cm pour IPE 24

$$e\geq\sqrt{\frac{6W_{ely}}{a}}=\sqrt{\frac{6\times2644.68}{120}}$$

$$e\geq 11.50\text{ mm}$$

On adopte un échantignolle d'épaisseur  $e = 12\text{mm}$ .

### 3.5 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés.

Disposées horizontalement, elles s'appuient sur les poteaux des portiques ou, si nécessaire, sur des potelets intermédiaires. Leur entraxe est défini en fonction de la portée admissible des bacs de bardage, garantissant ainsi une répartition optimale des charges et une bonne stabilité de l'enveloppe du bâtiment.

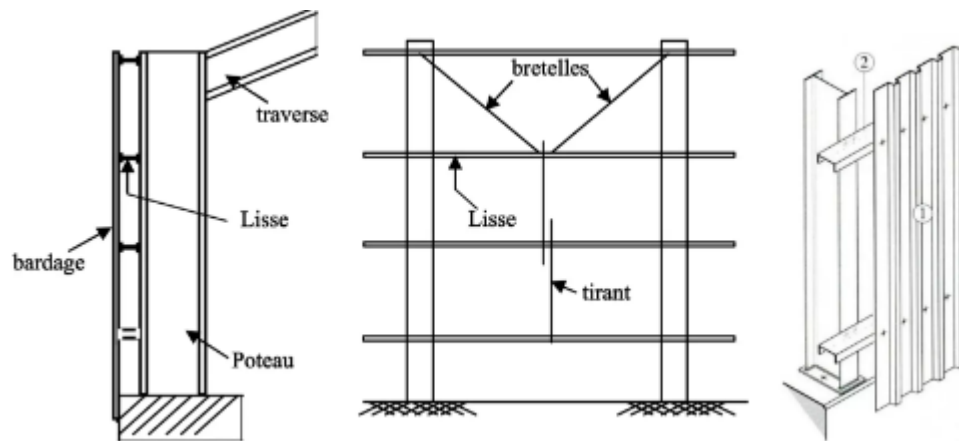


Figure 11:lisses de bardages

**3.5.1 Données de calcul :**

- l'espacement entre les lisses :

N	4	5	6	7
$e_{\text{lisse}}$	1.93	1.54	1.28	1.1

Donc : on prend 5 espacement correspond à 6 lisses avec  $e=1.54$

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 12 Kg /m<sup>2</sup>
- Poids propre d'accessoires d'attaches .....3 Kg/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la lisse estimé (UPN140).....16. Kg/m

**3.5.2 Détermination des charges et surcharges :**

- a) les charges permanentes :

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

$$G=[(12+ 3) \times 1.54 ] + 16= 39.1 \text{ kg /ml}$$

- b) La surcharges climatique du au vent :

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :  $W=0.6435\text{NK.m}^2$  (voir chapitre II)

$$D'où : W=0.6435 \times e= 0.6435 \times 1.54 = 0.99 \text{ KN/m}$$

**1) Charges appliquées à l'ELU:**

$$Q_{uy}=(1.35G)= 0.527 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{uz}=(1.5W)= 1.486 \text{ KN/ml}$$

**2) Charges appliquées à l'ELS :**

$$Q_{sy}=G= 0.391 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sz}=W= 0.991 \text{ KN/ml}$$

**3.5.3 Condition de la flèche à l'ELS :**

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI_y} < f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y > \frac{5ql^3 \times 200}{384E}$$

$$I_y > \frac{1000 \times 0.991 \times 6000^3 \times 10^{-3}}{384 \times 210000}$$

$$I_y > 2654.4 \text{ mm}^4$$

D'après le tableau des profils UPN qui satisfait la condition de la flèche à l'ELS est UPN 120

Avec  $I_y = 364 \text{ cm}^4$  et  $P = 13.3 \text{ kg/m}$

### 3.5.4 Vérification de la condition de flèche

La charge G devient alors :

$$G = [(12 + 3) \times 1.54] + 13.3 = 36.4 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.364 \text{ KN/ml}$$

- la combinaison à l'ELU :

$$q_{uy} = (1.35 G) = 1.35 \times 0.364 = 0.4914 \text{ KN/m}$$

- La combinaison à l'ELS :

$$q_{sy} = G = 0.364 \text{ KN/m}$$

➤ Suivant l'axe Z\_Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{0.991 \times 6000^4 \times 10^{-2}}{210000 \times 364}$$

$$f_z = 2.19 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ suivant l'axe Y\_Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.364 \times 6000^4 \times 10^{-2}}{210000 \times 43.2}$$

$$f_y = 6.77 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Donc on adopte des suspentes, les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit:

➤ suivant l'axe Y\_Y :

$$f_y = \frac{2.05}{384} \frac{0.364 \times 3000^4 \times 10^{-2}}{210000 \times 43.2}$$

$$f_y = 0.174 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**3.5.5 Vérification des contraintes :****3.5.5.1 Vérification à la flexion déviée :**

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}\right)^{\beta} \leq 1$$

Notre profilé laminé est en classes I donc :  $\alpha=2, \beta = 1$

➤ suivant l'axe Y\_Y :

$$M_{y\max} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{1.486 \times 6^2}{8} = 6.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 72.6 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1.1}$$

$$M_{ply} = 15.51 \text{ kN.m}$$

➤ Suivant l'axe Z\_Z :

$$M_{z\max} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{0.4914 \times 6^2}{8} = 2.21 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times \frac{fy}{\gamma_{m0}} = 21.2 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1.1}$$

$$M_{plz} = 4.53 \text{ kN.m}$$

**Alors :**

$$\left(\frac{6.69}{15.51}\right)^2 + \left(\frac{2.21}{4.53}\right)^1 = 0.67 \leq 1 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc on retient toujours comme solution UPN 120

**3.5.5.2 Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_z \leq V_{ply} \quad V_z \leq V_{plz}$$

$$V_z \leq 0.5 V_{ply} \quad V_z < 0.5 V_{plz}$$

$$* V_z = \frac{qz \times l}{2} = \frac{1.486 \times 6}{2} = 4.46 \text{ kN}$$

$$V_{plz} = \frac{Av_z \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{8.80 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$V_{plz} = 108.54 \text{ KN}$$

$$V_z = 4.46 < V_{plz} = 108.54 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$0.5 V_{plz} = 0.5 \times 108.54 = 54.27 \text{ kN}$$

$$V_z = 4.46 < 0.5 V_{plz} = 54.27 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$v_y = 1.25 \text{ qy} \times \frac{l}{2} = 1.25 \times 0.4914 \times \frac{6}{2}$$

$$v_y = 1.84 \text{ KN}$$

$$A_{vy} = h \times t_w = 12 \times 0.7 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{8.4 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 103.61 \text{ KN}$$

$$V_y = 1.84 \text{ Kn} < V_{ply} = 103.61 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{ply} = 0.5 \times 103.61 = 51.81 \text{ kn}$$

$$V_y = 1.84 < 0.5 V_{ply} = 51.81 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc ya pas de risque de cisaillement :

**Conclusion :** la section en **UPN 120** assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité

Donc : elle est convenable pour les pannes de notre structure.

### 3.5.5.3 Vérification du déversement :

D'après l'Euro code 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\text{Avec : } M_{prd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Pour le calcul de  $X_{LT}$  on a la formule :

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

La valeur de  $\lambda_{LT}$  pour être calculé par la formule :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

**Tel que : L=300cm  $i_z=1.59$  cm  $h=120\text{mm}=12$  cm  $I_y=364\text{cm}^4$   $I_z=43.2\text{cm}^4$   $C1=1.132$  ;  $t_f=0.9$  cm**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1.59}}{\sqrt{1.132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{300}{1.59}}{\frac{12}{0.9}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 97.35$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} = \frac{97.35}{93.9\epsilon}; \text{tel que } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 \text{ Alors } \bar{\lambda}_{LT} = 1.04 < 0.4$$

Il y a risque de déversement

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)]$$

$\alpha = 0.21$  (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + 0.21(1.04 - 0.2) + 1.04^2)] = 1.13$$

Le coefficient de réduction pour le déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{1.13 + (1.13^2 - 1.04^2)^{0.5}} = 0.64$$

$\gamma_{m0} = 1.1$  (coefficient partiel de sécurité s'applique à la résistance )

$\beta_w = 1$  ( facteur de corrélation approprié)

$$M_{y, sd} = 6.69 \text{ KN.m} < M_{brd} = \frac{0.64 \times 1 \times 72.6 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 9.93 \text{ KN.m}$$

Donc : La stabilité au déversement de la lisse n'est pas vérifiée, On adopte le profilé UPN 180 avec des liernes.

### 3.6 Calcul des potelets :

Les potelets sont des profilés laminés dont la fonction principale est de transmettre les efforts horizontaux à la poutre au vent ainsi que les efforts verticaux vers le sol. Disposés verticalement sur le pignon, comme illustré dans la figure ci-dessous, ils sont principalement soumis à la flexion composée sous l'effet des charges suivantes :

- Un effort normal, résultant du poids propre du potelet, du bardage et des lisses.
- Un effort de flexion, engendré par l'action du vent sur le pignon.

Les potelets sont considérés comme articulés à leurs deux extrémités, assurant ainsi une transmission efficace des charges et contribuant à la stabilité de la structure.

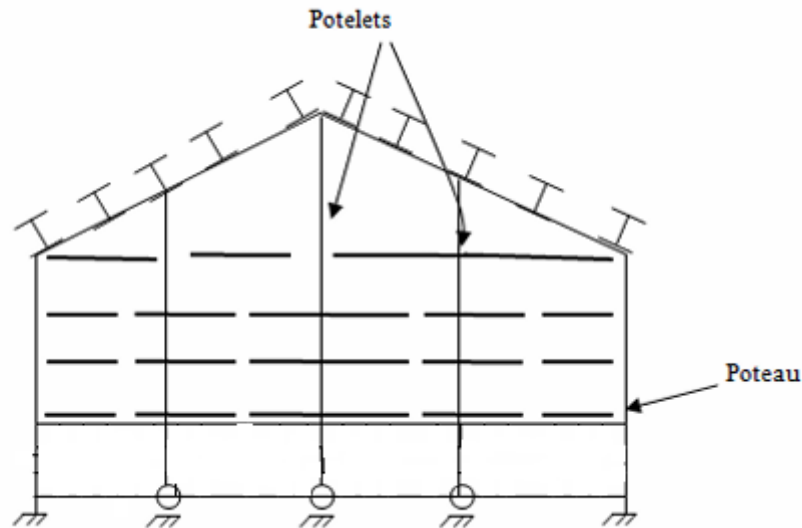


Figure 12: les potelets d'un hangar

### 3.6.1 Le pré dimensionnement des potelets :

- Le pignon possède 3 potelets la longueur max  $L = 9.8 \text{ m}$
- La portée entre deux potelets  $d = 6 \text{ m}$
- Les potelets sont en acier S235
- La surpression du vent  $W = -579.15 \text{ N/m}^2$
- Charge permanentes :  
 $G = [(P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times \text{Stributaire}]$   
 $G = [(13.3 \times 6 \times 6) + (12 + 3) \times (6 \times 9.8)]$   
 $G = 13.61 \text{ KN}$

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$q_{ws} = W \times e$$

$$q_{ws} = -0.579 \times 6$$

$$q_{ws} = -3.47 \text{ KN/m}$$

➤ Conditions de flèche :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI_y} < f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y > \frac{5ql^3 \times 200}{384E}$$

$$I_y > \frac{1000 \times 3.47 \times 9800^3 \times 10^{-3}}{384 \times 210000}$$

$$I_y > 40500.20 \text{ mm}^4$$

D'après le tableau des profils l'IPE qui satisfait la condition de la flèche à l'ELS est l'IPE 270



	G	h	B	Tw	Tf	A
IPE270	36.1kg/m	240 mm	135mm	6.6mm	10.2mm	45.9 cm <sup>2</sup>
	Iy	Wply	Avz	Wplz	Iz	Avy
	5789.8cm <sup>4</sup>	484 cm <sup>3</sup>	22.1 cm <sup>2</sup>	97cm <sup>3</sup>	419.77 cm <sup>4</sup>	29 cm <sup>2</sup>

Tableau III.7: Caractéristiques du profilé IPE270

**3.6.2 Vérification de la stabilité des potelets :**

On vérifie la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min (0.25N_{pl,Rd} ; \frac{0.5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 13.61 = 18.3 \text{ KN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45.9 \times 23.5}{1.1} = 980.59 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b_{tf} = 45.9 - 2 \times 13.5 \times 1.02 = 18.36 \text{ cm}^2$$

$$N_{sd} \leq \min (0.25 \times 980.59 ; \frac{0.5 \times 18.36 \times 23.5}{1.1})$$

$$N_{sd} \leq \min (245.15 ; 196.12) \Rightarrow N_{sd} = 18.3 \text{ kN} \leq 196.12 \text{ kN} \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

**3.6.3 Vérification de l'effort tranchant :**

On utilise la condition suivante :

$$V_{sd, \max} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{1.5 \times w \times l}{2} = \frac{1.5 \times 3.47 \times 9.8}{2} = 25.504 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{29 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 357.69 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{la condition au cisaillement est vérifiée}$$

**3.6.4 Vérification de la stabilité au flambement :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times m_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}}$$

$$M_{zsd} = \frac{1.5 \times w \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 3.47 \times 9.8^2}{8} = 62.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = 0$$

**3.6.4.1 La longueur de flambement :**

le potelet risque de flamber sur sa hauteur donc la longueur Flambement  $l_{ky} = 9.8\text{m}$  autour de l'axe faible  $z-z'$  (dans le plan perpendiculaire à l'âme), donc la longueur de flambement est l'espacement entre les lisses  $l_{kz} = 1.54\text{m}$

Pour HEA240, les rayons de giration sont :  $i_y = 11.23\text{ cm}$  ;  $i_z = 3.02\text{ cm}$

**3.6.4.2 Calcul des élancements :**

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{980}{11.23} = 87.27$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{154}{3.02} = 50.99$$

**3.6.4.3 Calcul des élancements critiques :**

Acier S235  $\varepsilon = (235 / f_y) 0.5 = 1$  Donc  $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9$

- Comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{\frac{13.5}{2}}{1.02} = 6.621 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

- Flexion composée :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{16.4}{0.66} = 24.85 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

**3.6.4.4 Calcule des élancements réduits :**

IPE270 est de classe 1  $\mapsto \beta_w = 1$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr} \times \sqrt{\beta_w}} = \frac{87.27}{93.3 \times \sqrt{1}} = 0.93 > 0.2 \rightarrow \text{il y a un risque de flambement y - y}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr} \times \sqrt{\beta_w}} = \frac{50.99}{93.3 \times \sqrt{1}} = 0.55 > 0.2 \rightarrow \text{il y a un risque de flambement z - z'}$$

**3.6.4.5 Calcul le coefficient de réduction  $X_{mi}$  :**

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 < 1.2 \quad t_f = 10.2 < 100\text{mm}$$

Flambement selon  $y'-y$ : courbe (a)

Flambement selon  $z'-z$ : courbe (b)

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facture d'amplification
<b>y-y</b>	A	0.21
<b>z-z</b>	B	0.34

On utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

**3.6.4.6 Calcul le coefficient de réduction Xmin :**

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha_z (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0.70$$

$$\phi_y = 0,5[1 + \alpha_y (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0.99$$

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \lambda_y^2)^{0.5}}$$

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}}$$

$$X_y = 0.74$$

$$X_z = 0.87$$

**Xmin** = min ( $\chi_y$  ;  $\chi_z$ ) choix de la courbe de flambement d'après tableau 5.5.3 Euro code 3 partie 1-1

$$X_{min} = 0.74$$

**3.6.4.7 Calcul de Ky**

$$\mu_y = \lambda_y \times (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} - 1 < 0.9$$

Avec  $\beta_{my} = \beta_{mq} = 1.3$  (charge de vent uniformément répartie)

$$\mu_y = -1.16 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1.03 < 1.5 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0.648 \leq 1$$

Donc la stabilité de ce potelet au flambement est vérifiée.

**3.6.5 Vérification de la stabilité au déversement:****3.6.5.1 Calcul de l'élancement réduit  $\lambda_{LT}$  :**

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{Section de classe 1}$$

La valeur de  $\lambda_{LT}$  pour être calculé par la formule :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 81.72$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon} = \frac{81.72}{93.9\varepsilon}; \text{ tel que } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 \text{ Alors } \bar{\lambda}_{LT} = 0.87 < 0.4$$

Il y a risque de déversement

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha \lambda_{lt} (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)]$$

$\alpha = 0.21$  (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + 0.21(0.87 - 0.2) + 0.87^2)] = 0.95$$

Le coefficient de réduction pour le déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{0.95 + (0.95^2 - 0.87^2)^{0.5}} = 0.75$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} = 0.63 \leq 1$$

Donc :

La stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, On adopte le profilé IPE 180 avec des liernes.

### 3.7 Conclusion

Les vérifications menées ont permis de dimensionner correctement les pannes, liernes, lisses de bardage et potelets en tenant compte des sollicitations combinées.

Les profils retenus assurent la stabilité, la rigidité et la sécurité de l'ouvrage selon les normes en vigueur.

Des dispositifs complémentaires tels que les liernes et suspentes ont été adoptés pour limiter les flèches et prévenir le déversement.

Ainsi, l'ensemble des éléments secondaires est conforme aux exigences mécaniques et fonctionnelles du hangar.

## **Chapitre 4 : Pré- dimensionnement de contreventement.**

## 4 Chapitre IV : Pré-dimensionnement de contreventement

### 4.1 Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « Palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

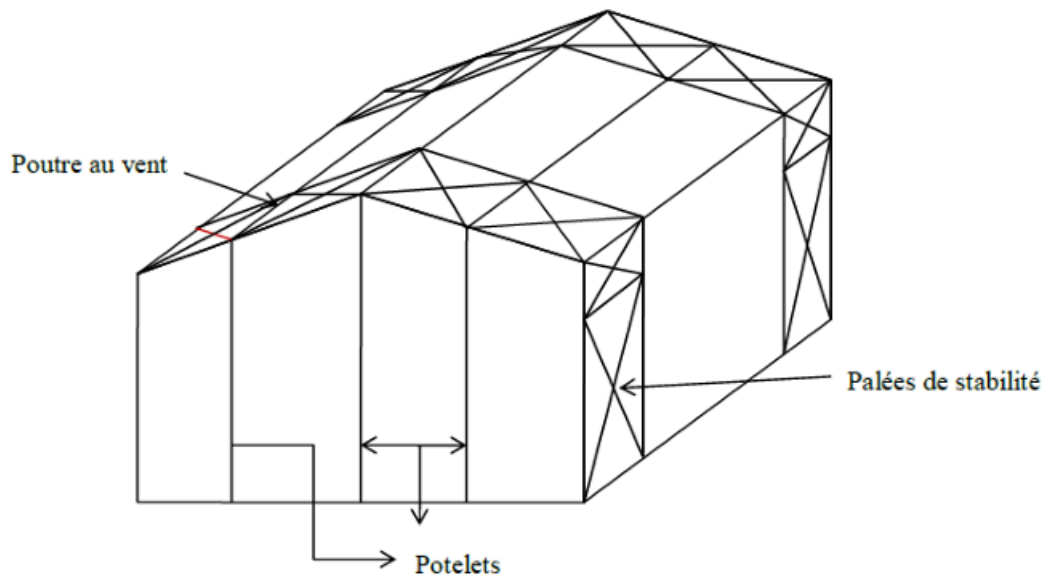


Figure 1: Schémas présentant les principaux éléments participant au contreventement.

### 4.2 Rôles des contreventements :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...
- Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonnance

### 4.3 Calcul de la poutre au vent :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture. La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts d'entrainement

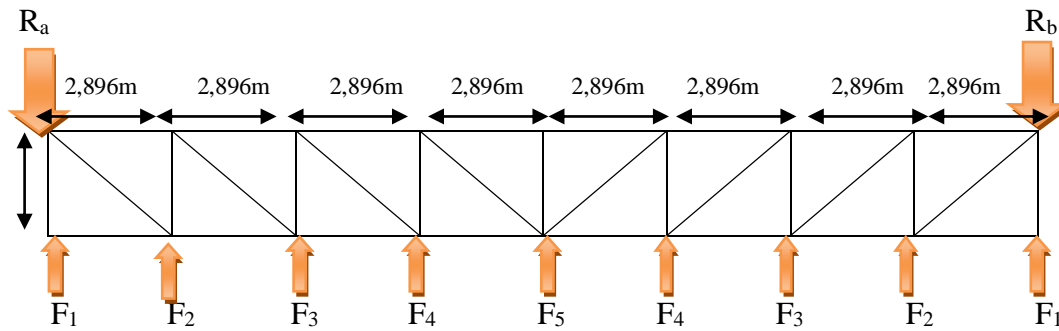


Figure 2:Schéma statique de la poutre au vent

#### 4.3.1 Evaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = 1.5 \left[ (W \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

Avec :

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

$$W = 0.6435 \text{ kN/m}^2$$

Ffr : Force de frottement pour la direction de vent V2 avec :

$$F_{fr} = 0$$

n : Nombre de nœud dans la poutre au vent avec :

$$N = 9 \text{ nœud.}$$

Si: Surface d'application des efforts horizontaux

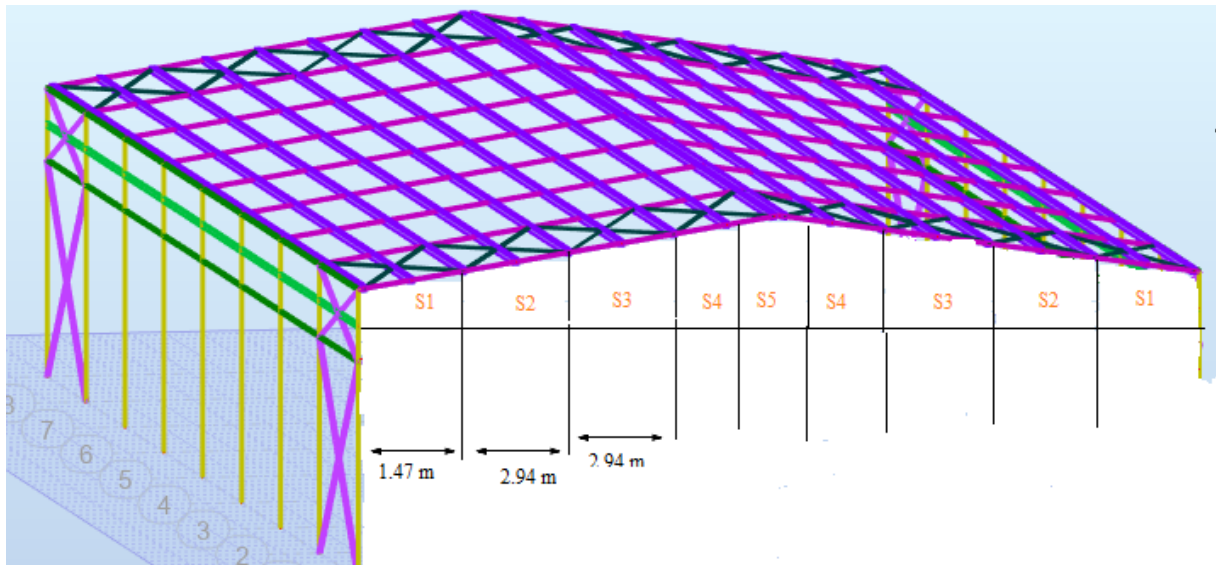
$$S1 = \frac{8}{2} \times \left( \frac{2.94}{2} \right) = 5.88 \text{ m}^2 .$$

$$S2 = \frac{8.23}{2} \times \left( \frac{2.94}{2} + \frac{2.94}{2} \right) = 12.09 \text{ m}^2 .$$

$$S3 = \frac{8.69}{2} \times \left( \frac{2.94}{2} + \frac{2.94}{2} \right) = 12.77 \text{ m}^2 .$$

$$S4 = \frac{9.15}{2} \times \left( \frac{2.94}{2} + \frac{2.94}{2} \right) = 13.45 \text{ m}^2 .$$

$$S5 = \frac{9.6}{2} \times \left( \frac{2.94}{2} + \frac{2.94}{2} \right) = 14.11 \text{ m}^2 .$$



**Figure 3 : Les surfaces d'application des efforts horizontaux**

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	1	2	3	4	5
W	0.6435	0.6435	0.6435	0.6435	0.6435
Si(m <sup>2</sup> )	5.88	12.09	12.77	13.45	14.11
Fi (KN)	5.68	11.67	12.33	12.98	13.62

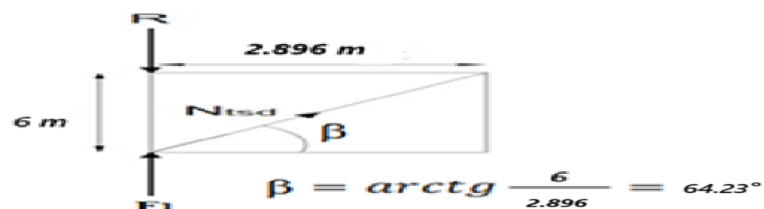
**Tableau IV.1: Les valeurs des forces horizontales**

Les réactions d'appuis :

$$R=RA=RB=\sum \frac{F_i}{2} = \frac{2(F_1+F_2+F_3+F_4)+F_5}{2}$$

$$R=\frac{2(5.68+11.67+12.33+12.98)+13.62}{2}=49.47 \text{ KN}$$

#### 4.3.2 Dimensionnement de la diagonale :



**Figure 4:Schéma statique d'une partie de la poutre au vent**



Par la méthode d'isolation des nœuds on aura :

$$\sum F_y = 0$$

$$F1 - R = N_{tsd} \times \sin \alpha = 0$$

$$R = N_{tsd} \times \sin \alpha + F1 \rightarrow N_{tsd} = \frac{R - F1}{\sin \alpha}$$

$$\rightarrow N_{tsd} = \frac{49.47 - 5.88}{\sin(64.23)} = 48.40 \text{ KN}$$

- **Calcul de la section brute :**

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{48.40 \times 1.1}{23.5} = 2.26 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 4.80 \text{ cm}^2$  avec : L90 × 90 × 9 ( Voir chapitre III)

- **Vérification de la section nette :**

$$\text{Section nette : } A_{net} = A_{brute} - (e \times d_0)$$

#### 4.4 Etude de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement verticale, donc elle est soumise à un effort horizontal et son poids propre, d'où la vérification se fera en flexion composée.

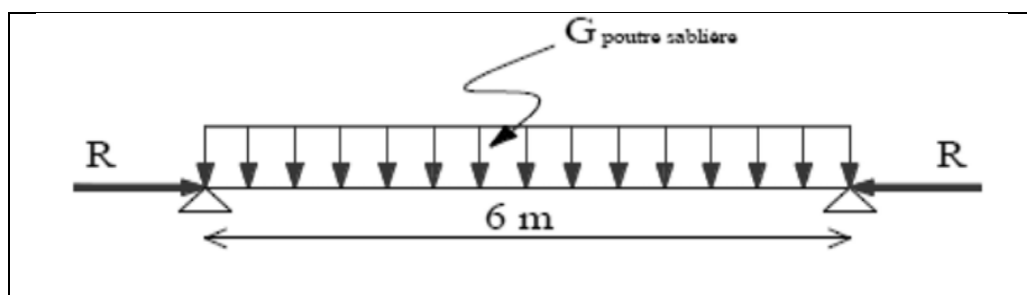


Figure 5: Schémas statiques de la poutre sablière

La poutre sablière de portique longitudinal intermédiaire reçoit deux réactions de la poutre au vent de pignon calculées précédemment qui sont considérées comme un effort de compression avec :  $N_{tsd} = R = 49.47 \text{ KN}$ .

##### 4.4.1 Pré dimensionnement :

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{48.69 \times 1.1}{27.5} = 1.95 \text{ cm}^2$$

On adopte un HEA 100 avec  $A = 21.2 \text{ cm}^2$  et  $G = 16.7 \text{ Kg/m}$ .

Vérification de la poutre sablière au flexion composée :

$$N_{t,sd} \leq N_{c,d} \rightarrow \text{avec } N_{c,d} = \frac{\chi \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :  $\lambda_{max} = \max(\lambda_y; \lambda_z)$ ,  $\beta A = 1$  section de classe 1.

$l_k$ : longueur de flambement de la poutre sablière avec  $\rightarrow l_k = 6\text{m}$

- $\lambda_y = l_{ky}/i_y = 600/4.06 = 147.78 \text{ cm} \Rightarrow 1.47 \text{ m}$
- $\lambda_z = l_{kz}/i_z = 300/2.51 = 119.52 \text{ cm} \Rightarrow 1.19 \text{ m}$

$\lambda_{max} = \max(1.47; 1.19) = 1.47 > 0.2$  donc il y a le risque de flambement

• Calcul de  $\chi$  :

$\chi$  : coefficient de réduction en fonction de  $\lambda$

La valeur de  $\lambda$  peut être calculée par la formule :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{C1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \mathbf{11.096}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\epsilon} = \frac{11.096}{93.9\epsilon}; \text{ tel que } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 \text{ Alors } \overline{\lambda_{LT}} = 0.12 < 0.4$$

il y'a pas de risque de flambement.

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + \alpha t (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2)]$$

$\alpha = 0.21$  (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

$$\Phi_{lt} = [0.5 (1 + 0.21(0.12 - 0.2) + 0.12^2)] = 0.49$$

Le coefficient de réduction pour le déversement

$$X = \frac{1}{0.49 + (0.49^2 - 0.12^2)^{0.5}} = 1.03$$

$\gamma_{M1} = 1.1$  : Facteur de corrélation approprié

$$\frac{\chi \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1.03 \times 1 \times 21.2 \times 27.5}{1.1} = 545.9 \text{ KN}$$

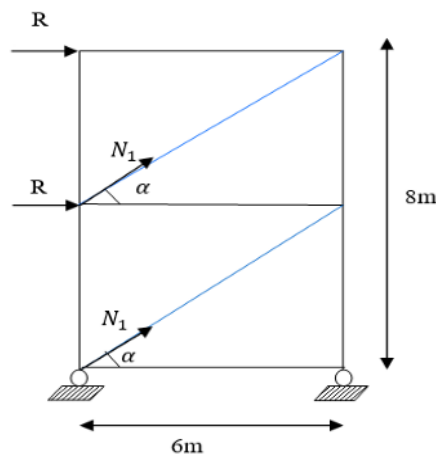
$$N_{t,sd} = 49.47 \text{ KN} \leq N_{c,d} = 545.9 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

#### 4.5 Etude de contreventement vertical (palées de stabilité) :

Les palées de stabilités sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis à vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

- Vent.
- Freinage des ponts roulants.
- Effets des séismes.
- Flambement et déversement.

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent. Dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales en traction.



**Figure 6 : Schéma statique de la palée de stabilité**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{6}{8}\right) = 36.87^\circ ; \beta = \tan^{-1}\left(\frac{2}{6}\right) = 18.43^\circ$$

R : La réaction à l'appui

F : La force du vent au nœud

$$N \cos(\alpha) = R - F1$$

$$N = \left( \frac{R - F1}{\cos(\alpha)} \right) = \frac{49.47 - 5.88}{\cos(36.87)} = 61.65 \text{ KN}$$

##### 4.5.1 Section de la diagonale :

- Calcul de la section brute :

La section brute doit vérifier la résistance suivante :

$$N_{\max} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{61.65 \times 1.1}{27.5} = 2.47 \text{ cm}^2$$

On prend  $A = 15.52 \text{ cm}^2$  avec : L90 × 90 × 9 → ( Voir chapitre VII )

**4.6 Conclusion :**

Ce chapitre a permis de définir et de dimensionner les différents éléments assurant le contreventement de la structure, en tenant compte des actions horizontales telles que le vent et les effets sismiques. Les éléments principaux, comme la poutre au vent, la poutre sablière et les palées de stabilité, ont été analysées et vérifiées en respectant les exigences de stabilité et de résistance. Les sections adoptées assurent la sécurité de l'ossature contre les déformations et les instabilités, garantissant ainsi le bon comportement global de la structure.

## **Chapitre 5 : Modélisation et étude sismique**

## **Chapitre V : Modélisation et étude sismique**

### **5.1 Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croûte terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marquées la mémoire des générations. Dans le but de limiter les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes. Pour cela, l'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis

### **5.2 Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1) :**

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente
- la méthode d'analyse modale spectrale
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

### **5.3 Méthode statique équivalente.**

#### **5.3.1 Définition:**

Le principe de cette méthode consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système des forces statiques fictives dont leurs effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

#### **5.3.2 Conditions d'application:**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires indiquées au Tableau

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

Nota: (\*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur

**Figure 1: Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

## 5.4 Les Méthodes Dynamiques :

### 5.4.1 La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

### 5.4.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

**Remarque :** Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA2024 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

### 5.4.3 Classification de l'ouvrage selon le RPA2024 :

- Classification de la zone sismique<sup>1</sup> : Mila zone **V**
- L'ouvrage est implanté sur un site qui appartient à la catégorie **S2**(site ferme)
- Le bâtiment étudié est à usage industriel de hauteur **9.8 m**
- Le bâtiment étudié est appartient au Groupe **2B**

### 5.4.4 Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA2024, version article 4.3)

#### 5.4.4.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**5.4.4.2 Présentation du logiciel de calcul :**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et **logiciel ROBOT Structural analyses Professional**. Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

**5.4.4.3 Buts de l'analyse dynamique**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres. ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation.

**5.4.4.4 Modélisation :**

La modélisation consiste à transformer un problème physique réel, qui présente une infinité de degrés de liberté (DDL), en un modèle simplifié avec un nombre fini de DDL. L'objectif est de représenter le phénomène étudié de manière aussi fidèle que possible. Autrement dit, le modèle doit reproduire avec précision le comportement réel du système ainsi que ses paramètres fondamentaux, tels que la masse, la rigidité, l'amortissement, etc.

Parmi les différentes méthodes de modélisation existantes, la méthode des éléments finis (MEF) est l'une des plus utilisées. Elle repose sur la discrétisation de la structure en un ensemble d'éléments finis. Les grandeurs inconnues sont d'abord déterminées aux nœuds, puis interpolées à l'ensemble des éléments, et finalement à toute la structure. Bien que cette méthode soit puissante, sa mise en œuvre manuelle est très chronophage.

C'est pourquoi l'utilisation de logiciels spécialisés comme ROBOT V2024 est privilégiée. ROBOT est un outil dédié au calcul et à la conception des structures en ingénierie. Il s'appuie sur la méthode des éléments finis pour analyser des structures planes ou spatiales, réalisées en acier, en bois, en béton armé ou en matériaux mixtes. Grâce à lui, les calculs complexes sont automatisés, ce qui permet un gain de temps considérable tout en assurant une grande fiabilité des résultats.

Dans notre modélisation on a utilisé le logiciel des éléments finis Robot version 2024.



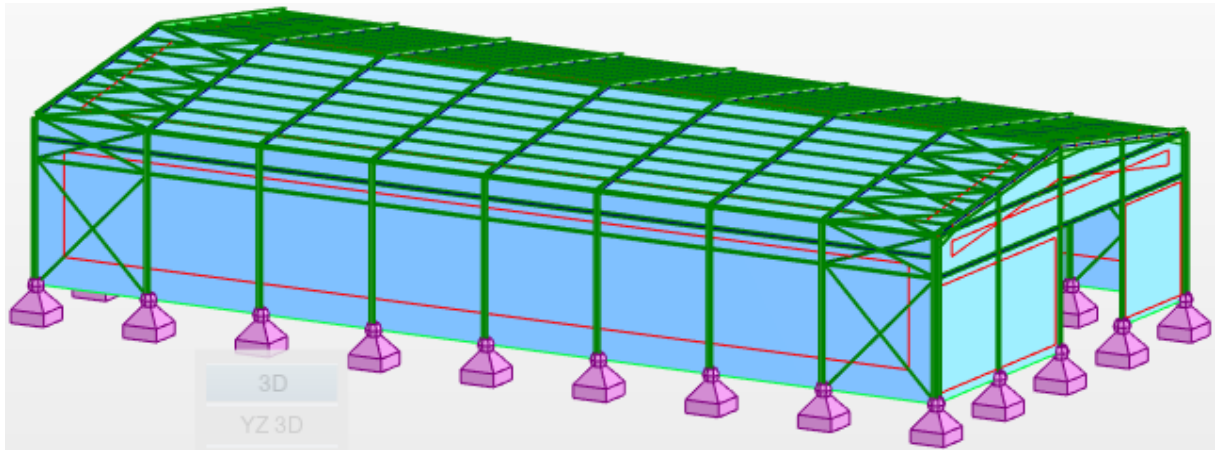


Figure 2: Vue en 3D de la structure

#### 5.4.4.5 Spectre de calcul :

##### ➤ Spectre de réponse élastique horizontal :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans chapitre IV, paragraphe 4.3.3 du RPA 2024.

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{Q_E}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_E}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_E}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_E}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

•  $S_{ad} / g (T)$  : : spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur  $g$ ,

- $A$  : coefficient d'accélération de zone [RPA 2024, Tab 3.2]  $\longrightarrow A=0.25$
- $I$  : coefficient d'importance [RPA 2024, Tab 3.10]  $\longrightarrow I=1$
- $S$  : coefficient de site  $\longrightarrow S= 1.2(S_2 + \text{zone V})$  (table3.3RPA2024)
- $T_1, T_2, T_3$  [RPA 2024, Tab 3.3]
- $T_1$  : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- $T_1 = 0.1s$  cas d'un site ferme, zone V.type1 (table3.3)
- $T_2$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- $T_2 = 0.5s$  cas d'un site site ferme, zone V. type1 (table3.3)

- **T3** : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ; **T3 = 2.00 s** cas d'un site ferme. type1 (table3.3)
- **R** : coefficient de comportement. [RPA 2024, Tab 3.17]  $\longrightarrow R_y = 4$   
 $R_x = 6,5$
- **Q** : facteur de qualité.

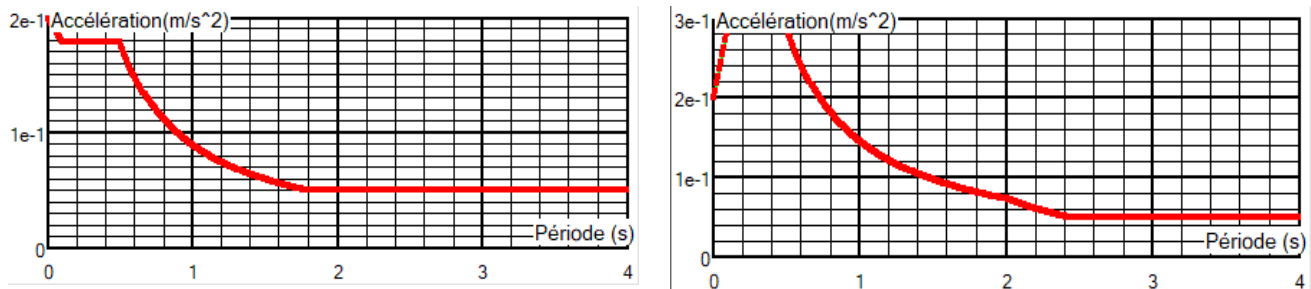
$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Critère q	$P_q$ Observé	$P_q$ N/observé
1. Régularité en plan	0	0.05
2. Régularité en élévation	0	0.20
3. Condition minimal sur le nombre d'étage	0	0.20
4. Condition minimal sur les travées	0	0.1
Facteur de qualité $Q_f$		1,55

**Tableau V.1:valeurs des pénalités.**

➤ Résultat de calcul :

a) Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :



**Figure 3 : Spectre de réponse horizontal et vertical.**

## 5.5 Résultat de l'analyse dynamique par ROBOT :

### 5.5.1 Pourcentage de participation de masse:

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
28/ 1	1,14	0,87	55,74	0,00	0,00	55,74	0,00
28/ 2	1,25	0,80	55,74	0,00	0,00	0,00	0,00
28/ 3	1,37	0,73	80,44	0,00	0,00	24,70	0,00
28/ 4	1,46	0,68	80,45	0,00	0,00	0,00	0,00
28/ 5	1,56	0,64	88,20	0,00	0,00	7,76	0,00
28/ 6	1,72	0,58	88,20	0,00	0,00	0,00	0,00
28/ 7	1,87	0,53	88,33	0,00	0,00	0,13	0,00
28/ 8	1,89	0,53	88,33	3,40	0,00	0,00	3,40
28/ 9	1,90	0,53	88,33	3,40	0,00	0,00	0,00
28/ 10	2,31	0,43	88,33	3,48	0,00	0,00	0,08
28/ 11	2,31	0,43	88,35	3,49	0,00	0,02	0,01
28/ 12	2,64	0,38	88,35	4,67	0,00	0,00	1,18
28/ 13	2,65	0,38	88,35	4,72	0,00	0,00	0,05
28/ 14	2,92	0,34	88,38	5,02	0,00	0,03	0,30
28/ 15	3,04	0,33	88,38	15,07	0,00	0,00	10,05
28/ 16	3,41	0,29	88,38	15,07	12,60	0,00	0,00
28/ 17	3,52	0,28	88,38	15,79	12,60	0,00	0,72
28/ 18	3,70	0,27	88,38	15,79	15,12	0,00	0,00
28/ 19	4,22	0,24	88,38	17,95	15,12	0,00	2,15
28/ 20	4,55	0,22	88,38	17,95	16,42	0,00	0,00
28/ 21	5,19	0,19	88,38	17,95	20,42	0,00	0,00
28/ 22	5,85	0,17	88,38	93,05	20,42	0,00	75,10
28/ 23	6,50	0,15	88,38	93,05	20,42	0,00	0,00
28/ 24	7,22	0,14	89,45	93,05	20,42	1,06	0,00
28/ 25	7,23	0,14	90,51	93,05	20,42	1,07	0,00
28/ 26	7,50	0,13	93,58	93,05	20,42	3,07	0,00
28/ 27	7,54	0,13	93,58	93,05	20,42	0,00	0,00
28/ 28	7,55	0,13	93,58	93,95	20,42	0,00	0,91
28/ 29	7,65	0,13	93,75	93,95	20,42	0,17	0,00
28/ 30	7,85	0,13	93,75	93,95	20,42	0,00	0,00
28/ 31	8,07	0,12	93,75	93,95	20,42	0,00	0,00
28/ 32	8,07	0,12	93,75	93,95	20,42	0,00	0,00

Figure 4: Pourcentage de participation de masse

Interprétation des résultats :

1. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens X, avec : (UX=57.74% )
2. Le deuxième mode n'est pas un mode de translation (masses modales nulles)
3. La première translation selon l'axe Y apparaît au mode 22, avec une masse modale de

75,10 %

### 5.5.2 Les réponses modales de la structure :

Translation sens X :

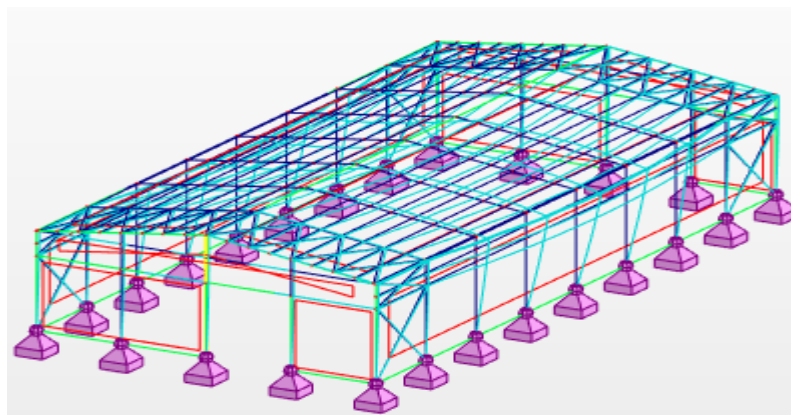
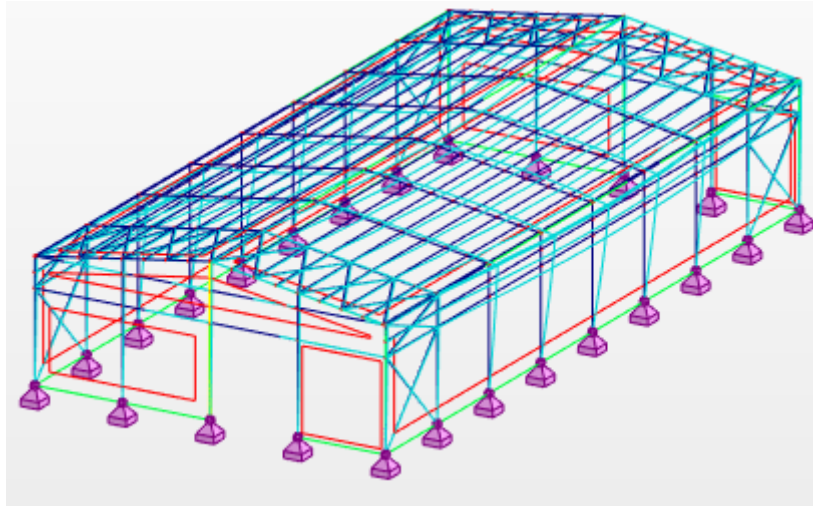


Figure 5: Mode de déformation (sens X).

Translation sens Y :



**Figure 6: Mode de déformation (sens Y).**

### 5.6 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières:

1. La valeur de la période fondamentale ( $T_0$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ( $T_{emprique}$ ) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques ( $T_{calcul}$ ).

2. La formule empirique (4.4RPA 2024) :

$$T_{emprique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

$T_{emprique}$  [unité en s]: période fondamentale

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

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,4 du RPA2024)

la période fondamentale statique majorée de 30 % est RPA2024 art 4.2.4 :

Cas	Système de contreventement	$C_T$
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

**Tableau V.2: Valeurs du coefficient  $C_T$**

$$\rightarrow C_T = 0,050$$

$$T_{emprique} = 0.05 \times (9.8)^{3/4} = 0.28s$$

3. La valeur de  $T_0$  peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou une version simplifiée de cette formule :

$$T_{\text{calcul}} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum (W_i \delta_i^2)}{g \cdot \sum (f_i \delta_i)}}$$

$T_{\text{calcul}}$  [en s]: période fondamentale

$f_i$  [unité: S.I.]: système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

$g$  [unité: S.I.]: accélération de la pesanteur.

$\delta_i$  [unité: m]: flèches horizontales dues aux forces,  $f_i$ , calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

$W_i$  [unité: S.I.] : poids calculé à chaque niveau

**b** : Version simplifiée de la formule de Rayleigh

$$T_{\text{calcul}} = 2 \cdot \sqrt{\delta_N}$$

avec:

$T_{\text{calcul}}$  [unité: s]: période fondamentale (4.6)

$\delta_N$  [unité: m]: flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales.

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, cf. § 4.2, les valeurs de ( $T_0$ ), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique (cf. Eqn. (4.4)).

La valeur à utiliser, dans la méthode statique équivalente, est alors égale à:

$$T_{\text{max}} = 1.3 T_{\text{empirique}} .$$

Le Tableau (4.4) donne les valeurs de la période, ( $T_0$ ), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

**Tableau V.3: Valeur de la période ( $T_0$ ) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V**

	$T_{\text{calcul}}$	$T_{\text{empirique}}$	$1.3 T_{\text{empirique}}$	Obs
Sens X-X	0.87 s	0.28 s	0.364 s	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$
Sens Y-Y :	0.17s	0.28 s	0.364 s	$T_0 = T_{\text{calcul}}$

**Tableau V.4: Valeur de la période ( $T_0$ ) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V**

Pour notre cas:

$$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$\text{donc : } T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$\begin{cases} T_0(x-x) = 0.364 \text{ s} \\ T_0(y-y) = 0.17 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S \left[ 2.5 \frac{Q_R}{R} \right], T_1 < T < T_2$$

### 5.7 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn suivantes :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W \text{ avec:}$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$  : Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période  $T_0$  ;

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

$\lambda$ : Coefficient de correction

- \*  $\lambda = 0.85$  si  $T_0 \leq (2.T_2)$  et si le bâtiment a plus de 2 niveaux
- \*  $\lambda = 1$ , autrement

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

où:

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

- $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation

•  $\psi$  : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2)

Cas	Type d'ouvrage	$\psi$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	- 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

**Tableau V.5: Valeurs du coefficient d'accompagnement  $\psi$ , pour la charge d'exploitation  $Q_i$**

Sens	Classification	A.I.S	$S_{ad}/g(T_0)$
xx	Cas2 : $T_1 < T < T_2$	0.3	0.179
yy	Cas2 : $T_1 < T < T_2$	0.3	0.291

Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à (0.2A.I).

### 5.8 Vérification de l'effort tranchant à la base ( 4.3.5 RPA 2024) :

$$V_T \leq 0.8V$$

La résultante des forces sismiques à la base,  $V$ , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques,  $V$ , donnée par Eqn. (4.1Rpa2024) pour une valeur de la période fondamentale  $T_0$ .

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$ :ordonné du spectre de calcul pour la période  $T_0$ .(cas2)

$$A.I.S. [2.5 \frac{Q_E}{R}]$$

$$si : T_1 \leq T < T_2$$

$T_0$ : Période fondamentale de vibration du bâtiment ,pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

$\lambda$  :Coefficient de correction : 0.85 si  $T_0 \leq (2.T_2)$  et le bâtiment a plus de 2 niveaux.

Si  $V_T \leq 0.8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc) dans le rapport  $(\frac{0.80V}{V_t})$ .

$W$ : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \quad n : \text{nombre de niveaux}$$

$W_i = W_{Gi} + \Psi W_{Qi}$ . Pour tout niveau  $i$  de la structure

$W_{Gi}$ : Poids de G aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

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

$\Psi$ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne  $=0.30$  (Tableau 4.2 RPA2024 version1.1)

Alors :  $W=558.385 \text{ KN}$

**a. Direction X-X :**

$$V=0.85 \times 0.179 \times 558.385 = 84.95 \text{ Kn}$$

$$0.8V = 0.8 \times 84.95 = 67.96 \text{ Kn}$$

D'après les résultats du logiciel ROBOT :  $V_X = 94.48 \text{ Kn}$

Donc :  $V_X \geq 0.8V$  Condition vérifier

**b. Direction Y-Y :**

$$V=0.85 \times 0.291 \times 558.385 = 138.12 \text{ Kn}$$

$$0.8V = 0.8 \times 138.12 = 110.49 \text{ Kn}$$

D'après les résultats du logiciel ROBOT :  $V_Y = 231.43 \text{ Kn}$

Donc :  $V_Y \geq 0.8V$  Condition vérifié

## 5.9 Conclusion :

Dans cette partie, nous avons étudié l'effet de l'action sismique sur la structure en appliquant la méthode d'analyse modale spectrale, conformément aux exigences du RPA 2024. Cette méthode nous a permis de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure ainsi que les efforts sismiques nécessaires à son dimensionnement.



## **Chapitre 6 : vérification des éléments de la structure**

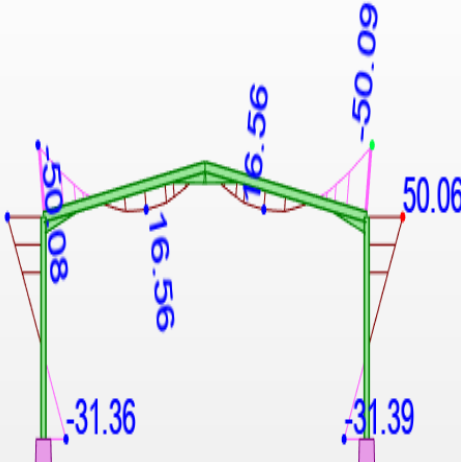

## 6 Chapitre VI : vérification des éléments de la structure

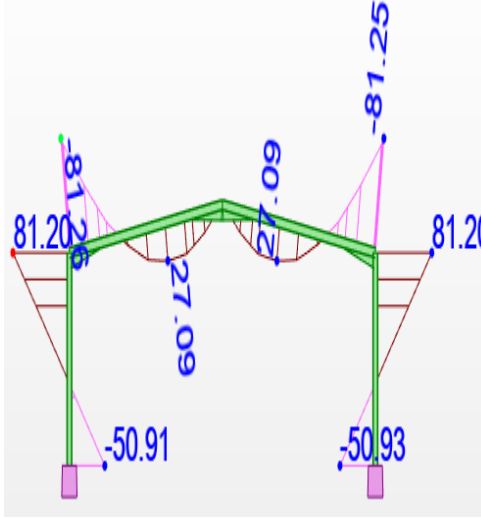
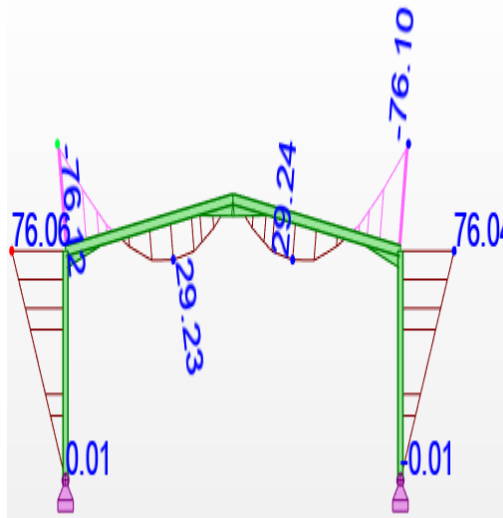
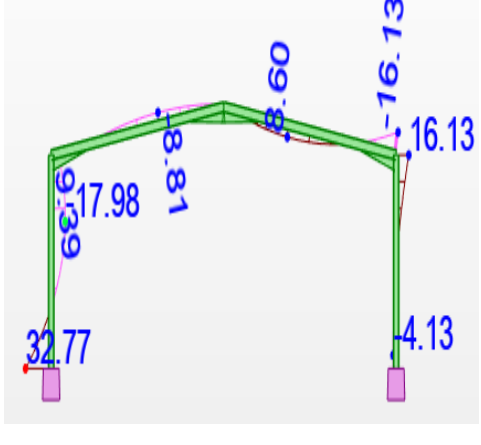
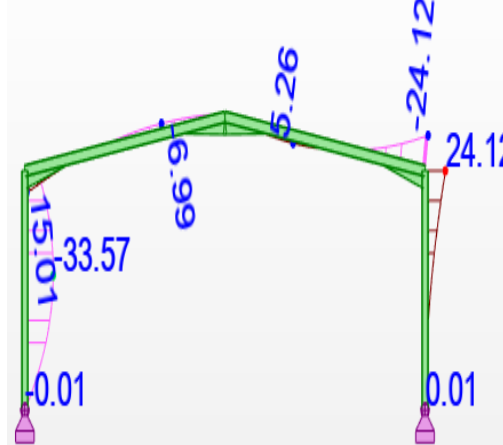
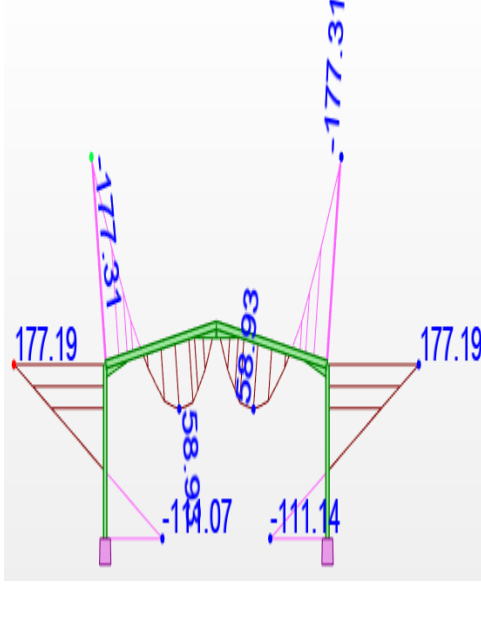
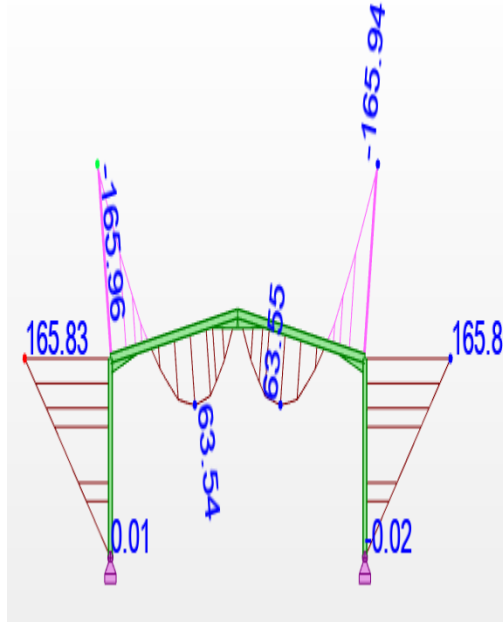
### 6.1 Introduction :

Le dimensionnement des éléments structuraux en charpente métallique est une étape essentielle dans la conception d'un bâtiment. Le but est de garantir que les éléments de la charpente sont suffisamment résistants pour supporter les charges auxquelles ils seront soumis pendant la durée de vie du bâtiment.

Il prend en compte plusieurs facteurs, tels que les charges de gravité (poids propre de la charpente, des équipements, des revêtements, etc.), les charges de vent, les charges de neige, les charges dues aux utilisateurs, etc. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés de manière à ne pas subir de déformations excessives ou de ruptures, ce qui pourrait entraîner des dommages ou un effondrement de la structure.

### 6.2 Analyse comparative des moments fléchissant dans un portique à deux versants : Appuis encastrés vs Appuis double :

	Encastrement	Rotule	$M_{rotul} / M_e$ ncas
G			0,93

S			0,93
W <sup>1+</sup>			1,49
1,35G + 1,35S			0,88

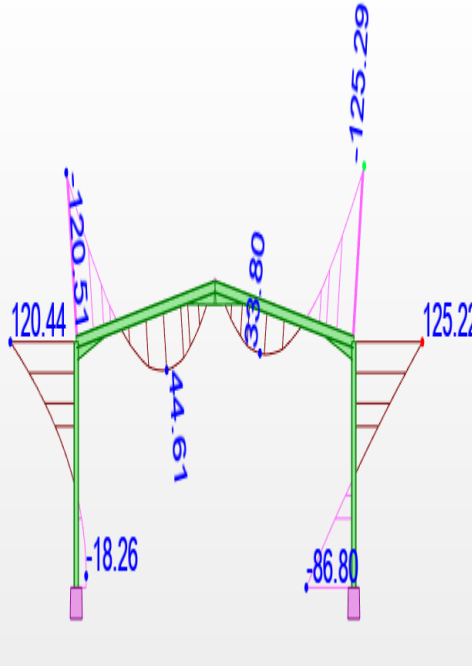
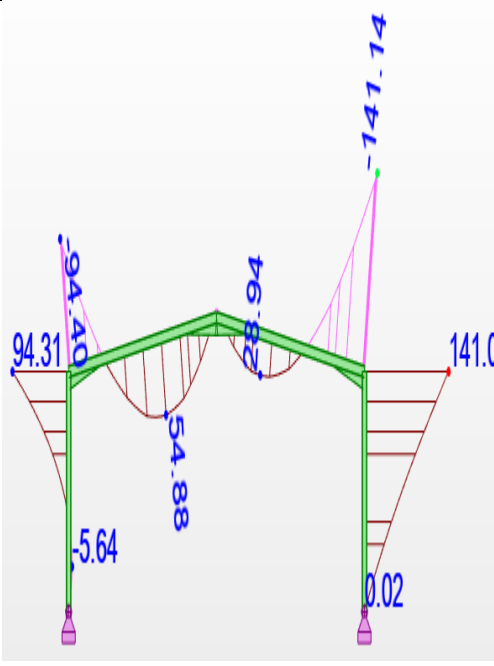
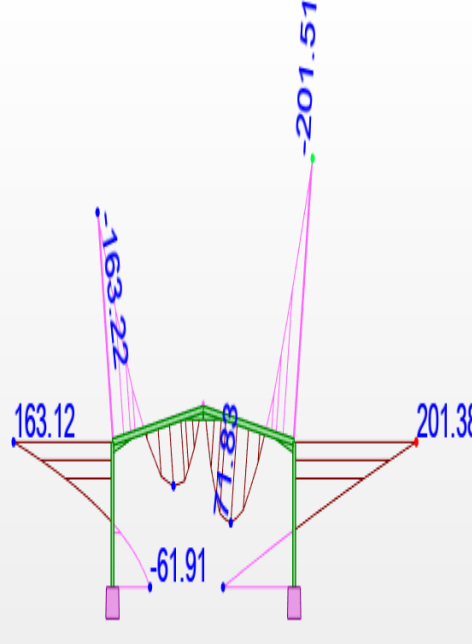
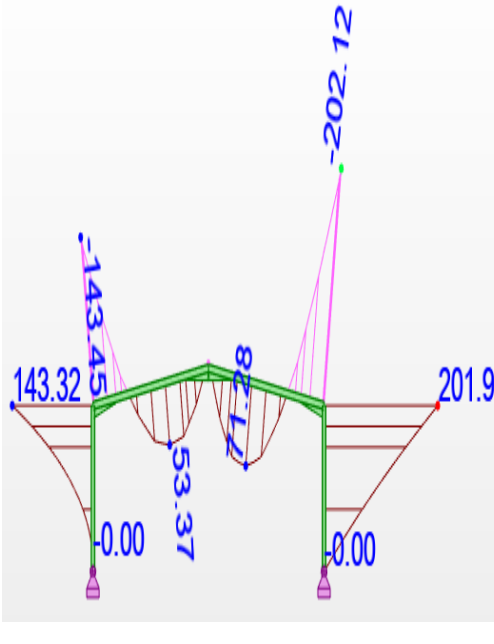
$1,35G$ $+$ $1,5W^1$			1,12
$1,35G$ $+$ $1,35S$ $+$ $1,5W^1$			1,003

Tableau VI.1 : Analyse comparative des moments fléchissant

### 6.3 Justification des poteaux HEA400 :

À l'issue de la modélisation réalisée sur le logiciel ROBOT, le profilé IPE400 a été retenu. Une vérification de sa résistance est alors effectuée afin de s'assurer qu'il satisfait aux exigences de dimensionnement.

#### 6.3.1 Efforts sollicitant :

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel ROBOT.

$$M_{sd} = 412,19 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 159,34 \text{ KN}$$

### 6.3.2 Caractéristiques du profile du poteau :

Profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wply cm <sup>3</sup>	Wplz cm <sup>3</sup>	iy cm	iz cm
HEA400	127,4	159	390	300	19	11,0	298	45069	8563,1	2561,8	872,9	16,84	7,34

Tableau VI.2 : Caractéristiques du profile HEA400

### 6.3.3 Classe de la section transversale :

- Classe de l'âme :

$$d = 298 \text{ mm}$$

$$tw = 11 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = 1 \\ \frac{298}{11} \leq 72\varepsilon \\ 27,09 \leq 72 \end{array} \right.$$

Donc l'âme est de classe 1

- Classe de la semelle :

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

$$C = \frac{300}{2} \text{ mm}$$

$$tf = 19 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{300/2}{19} \leq 10\varepsilon \\ 7,89 \leq 10\varepsilon \end{array} \right. \quad \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

La section globale est de classe 1

### 6.3.4 Condition de résistance :

#### 6.3.4.1 Poteaux intermédiaires :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition suivante :

$$\left( \frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right)^1 + \left( \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2561,8 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-4}}{1,1} = 547,37 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{15900 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} = 3396,8182 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{412,19}{547,37}\right)^1 + \left(\frac{159,34}{3396,8182}\right)^2 = 0,7551 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

### 6.3.5 Résistance aux instabilités ( $M_{sd} + N_{sd}$ ) :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$\chi_{min}$  : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

**Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 \leq 1,2 \quad t_f = 19 < 40 \text{ mm}$$

Flambement selon y'-y : courbe (a)

Flambement selon z'-z : courbe (b)

Axe (y-y): courbe a  $\Rightarrow \alpha_y = 0,21$

$\lambda$ : Elancement

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0,7 \times 1000}{168,4} = 4,16$$

$\bar{\lambda}_y$  : Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta \alpha} = \frac{\lambda}{93,9} \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,04$$

$\chi_y$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement (a)

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

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

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(0,04 - 0,2) + 0,04^2]$$

$$\phi = 0,484$$

$$\text{D'où : } \chi_y = 1,03$$

**Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 \leq 1,2 \quad t_f = 19 < 40 \text{ mm}$$

Flambement selon y'-y : courbe (a)

Flambement selon z'-z : courbe (b)

Axe (y-y): courbe a  $\Rightarrow \alpha_z = 0,34$

$\lambda$ : Elancement

$$\lambda_y = \frac{I_{fy}}{i_z} = \frac{0,7 \times 1000}{73,4} = 9,53$$

$\bar{\lambda}_y$ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta \alpha} = \frac{\lambda}{93,9} \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,1$$

$\chi_y$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement (a)

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

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

$$\phi = 0,5 [1 + 0,21 (0,1 - 0,2) + 0,1^2]$$

$$\phi = 0,5$$

$$\text{D'où : } X_z = 1,01$$

$$\chi_{\min} = \min (X_y ; X_z) = (1,03 ; 1,01)$$

$$\chi_{\min} = 1,01$$

**Calcul de coefficient Ky- Kz :**

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{my} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} - 1 \right] < 0,9$$

$$\mu_y = 0,1 \times (2 \times 1,3 - 4) + \left[ \frac{2561800 - 2311300}{2311300} \right] = 0,1$$

$$\mu_y = 0,1 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,1 \times 159,34 \times 10^3}{0,95 \times 159 \times 10^2 \times 235} \approx 1$$

$$k_y = 1 < 1,5 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Condition vérifiée

### 6.3.5.1 Poteaux de rive

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}}\right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}\right)^2 \leq 1$$

$$\text{Avec : } M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2561,8 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-4}}{1,1} = 547,321 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{15900 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1} = 3396,818 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{41,88}{547,321}\right)^1 + \left(\frac{99,93}{3396,818}\right)^2 = 0,1071 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 6.3.6 Résistance aux instabilités ( $M_{sd} + N_{sd}$ ) :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$\chi_{min}$  : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

**Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,1 \leq 1,3 \quad t_f = 19 < 40 \text{ mm}$$

Flambement selon y'-y : courbe (a)

Flambement selon z'-z : courbe (b)

Axe (y-y): courbe a  $\Rightarrow \alpha_y = 0.21$

$\lambda$ : Elancement

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0,7 \times 1000}{168,4} = 4,16$$

$\overline{\lambda}_y$  : Elancement réduit

$$\overline{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta \alpha} = \frac{\lambda}{93,9} \varepsilon$$

$$\overline{\lambda}_y = 0,05$$



$\chi_y$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement (a)

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

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

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(0,05 - 0,2) + 0,05^2]$$

$$\phi = 0,51025$$

**D'où :**  $\chi_y = 0.98$

**Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,1 \leq 1,2 \quad t_f = 19 < 40 \text{ mm}$$

Flambement selon y'-y : courbe (a)

Flambement selon z'-z : courbe (b)

Axe (y-y): courbe a  $\Rightarrow \alpha_z = 0,34$

$\lambda$ : Elancement

$$\lambda_z = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0,7 \times 8000}{168,4} = 33,26$$

$\bar{\lambda}_z$ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta \alpha} = \frac{\lambda}{93,9} \varepsilon$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,35$$

$\chi_z$ : Est déterminé en fonction de  $\bar{\lambda}$  et la courbe de flambement (b)

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

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

$$\phi = 0,5[1 + 0,34(0,35 - 0,2) + 0,35] \quad \phi = 0,7005$$

**D'où :**  $\chi_z = 0.76$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = (0.92; 0.76)$$

$$\chi_{min} = 0.76$$

Calcul de coefficient  $K_y$ -  $K_z$  :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{my} - 4) + \left[ \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} - 1 \right] < 0.9$$

$$\mu_y = 0.16 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left[ \frac{1850500 - 1678400}{1678400} \right] = 0.2$$

$$\mu_y = 0.2 < 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.2 \times 99.93 \times 10^3}{0.95 \times 133.5 \times 10^2 \times 235} \approx 1$$

$$k_y = 1 < 1.5 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,ed}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Condition vérifiée

### 6.3.7 Conclusion :

Le profilé choisi HEA400 est adéquat comme poteau.

### 6.3.8 Vérification avec logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.16	17 1,35G+1,35S+1,5
14 Poteau1CM_1	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.39	15 1,35G+1,35S+1,5
26	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.15	17 1,35G+1,35S+1,5
29 Poteau1CM_2	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.32	15 1,35G+1,35S+1,5
41 Poteau1CM_4	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.61	17 1,35G+1,35S+1,5
42 Poteau1CM_4	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.45	15 1,35G+1,35S+1,5
64 Poteau1CM_6	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.66	17 1,35G+1,35S+1,5
65 Poteau1CM_6	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.47	15 1,35G+1,35S+1,5
87 Poteau1CM_8	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.65	17 1,35G+1,35S+1,5
88 Poteau1CM_8	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.46	15 1,35G+1,35S+1,5
110 Poteau1CM_	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.66	17 1,35G+1,35S+1,5
111 Poteau1CM_	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.47	15 1,35G+1,35S+1,5
133 Poteau1CM_	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.61	17 1,35G+1,35S+1,5
134 Poteau1CM_	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.45	15 1,35G+1,35S+1,5
156 Poteau1CM_	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.39	15 1,35G+1,35S+1,5
157 Poteau1CM_	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.32	15 1,35G+1,35S+1,5
179 Poteau1CM_	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.16	17 1,35G+1,35S+1,5
180 Poteau1CM_	OK HEA 400 Pote	S 275	11.88	53.41	0.15	17 1,35G+1,35S+1,5

Figure 1: Vérification des poteaux avec logiciel Robot

Note de calcul Robot :

## 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: 1

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00 L =$ 

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 1,35G+1,35S+1,5W2dép (1+2)\*1.35+5\*1.50

MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00$  MPa

## PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400 Poteau

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm <sup>2</sup>	$A_z=57.33$ cm <sup>2</sup>	$A_x=158.98$ cm <sup>2</sup>
$t_w=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm <sup>4</sup>	$I_z=8563.83$ cm <sup>4</sup>	$I_x=191.00$ cm <sup>4</sup>
$t_f=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.97$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=872.88$ cm <sup>3</sup>	

## EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 115.51$ kN	$M_{y,Ed} = 0.02$ kN*m	$M_{z,Ed} = 1.87$ kN*m	$V_{y,Ed} = 0.49$ kN
$N_{c,Rd} = 4371.90$ kN	$M_{y,Ed,max} = 87.67$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 4.71$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 2002.32$ kN
$N_{b,Rd} = 3625.83$ kN	$M_{y,c,Rd} = 704.54$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 240.04$ kN*m	$V_{z,Ed} = 18.50$ kN
	$MN_{y,Rd} = 704.54$ kN*m	$MN_{z,Rd} = 240.04$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 909.85$ kN
			$T_{t,Ed} = -0.03$ kN*m
			Classe de la section = 1



## PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

## PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 4.00$ m	$Lam_y = 0.14$
$L_{cr,y} = 2.00$ m	$X_y = 1.00$
$L_{amy} = 11.88$	$k_{yy} = 1.00$



en z:

$L_z = 5.60$ m	$Lam_z = 0.62$
$L_{cr,z} = 3.92$ m	$X_z = 0.83$
$Lam_z = 53.41$	$k_{yz} = 0.69$

flambement par torsion:

Courbe, T=b	$\alpha_f, T=0.34$
$L_t=5.60$ m	$\phi_f, T=0.79$
$N_{cr,T}=10345.81$ kN	$X, T=0.81$
$Lam_T=0.65$	$Nb, T, Rd=3546.24$ kN

flambement en flexion-torsion

Courbe, TF=b	$\alpha_{ft}, TF=0.34$
$N_{cr,y}=233529.00$ kN	$\phi_{ft}, TF=0.79$
$N_{cr,TF}=10345.81$ kN	$X, TF=0.81$
$Lam_{TF}=0.65$	$Nb, TF, Rd=3546.24$ kN

## FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$M_{z,Ed}/MN_{z,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)
$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y,y} = 11.88 < \lambda_{y,max} = 210.00$		$\lambda_{y,z} = 53.41 < \lambda_{y,max} = 210.00$	STABLE
$N_{Ed}/\min(Nb,Rd,Nb,T,Rd,Nb,TF,Rd) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.1)$			
$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.16 < 1.00$ (6.3.3.(4))			
$N_{Ed}/(X,T \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.12 < 1.00$ (6.3.3.(4))			

*Profil correct !!!*

#### 6.4 Justification des traverses IPE400 :

Les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel ROBOT sont :

$$\begin{cases} M_{sd} = 412,20 \text{ Kn.m} \\ N_{sd} = 47,00 \text{ Kn} \\ V_{sd} = 105,22 \text{ Kn} \end{cases}$$

##### 6.4.1 Classe de la section transversale :

a) Classe de l'âme

$$d = 331 \text{ mm}$$

$$tw = 8,6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{331}{8,6} = 38,48 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

b) Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{\frac{180}{2}}{13,5} = 6,66 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

La section globale est de classe 1

##### 6.4.2 Condition de résistance :

###### 6.4.2.1 Vérification de l'effort tranchant :

On utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq 0,5V_{plrd}$$

$$A_v = 84,5 \times 10^2 - 2 \times 180 \times 13,5 + (8,6 + 2 \times 21) \times 13,5$$

$$A_v = 4273,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{4273,1 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 527,05 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 105,22 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 263,52 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{105,22}{263,52} = 0,39 < 0,5 \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

C'est vérifié donc pas de réduction du moment.

**6.4.2.2 Vérification de la résistance à la flexion composée :**

Vérification au déversement : Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier le déversement est pris en considération que si  $\lambda_{LT} \geq 0,4$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$\beta_w = 1$  (section transversal de classe 1)

$$\lambda_1 = 86,38 \quad \lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{c^{1,0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad L = 11,88 \text{ m}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{11880}{39,5}}{1^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{11880}{39,5}}{\frac{400}{13,5}} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 191,1$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{1} \geq 0,4$$

Donc il y a un risque de déversement.

**6.4.2.3 Vérification de l'élément aux instabilités :**

- Flexion composée avec risque de déversement :

On doit vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

-Calculons la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le traverse risque de flamber sur toute sa longueur

-Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le traverse est empêché de flamber sur toute sa longueur par les pannes

Donc les longueurs de flambement :  $\begin{cases} L_{fy} = 11,88 \text{ m} \\ L_{fz} = 1,45 \text{ m} \end{cases}$

Pour l'IPE400, les rayons de giration sont :  $\begin{cases} i_y = 16,55 \text{ cm} \\ i_z = 3,95 \text{ cm} \end{cases}$

- Calcule Les élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{1188}{16,55} = 71,78$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{145}{3,95} = 36,71$$

- Calcule les élancements réduits :

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = \frac{71,78}{93,9} = 0,76$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = \frac{36,71}{93,9} = 0,39$$

- Calcule le coefficient de réduction :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,2 \geq 1,2 \quad t_f = 13,5 < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facture d'amplification
y-y	A	$\alpha_y = 0,21$
z-z	B	$\alpha_z = 0,34$

**Tableau VI.3 : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 400**

Avec :  $\phi_y = 0,5[2 + \alpha(\overline{\lambda}_y - 0,2) + \overline{\lambda}_y^2]$

$$\phi_y = 0,5[1 + 0,21(0,76 - 0,2) + 0,76^2]$$

$$\phi_y = 0,85$$

D'où :  $\chi_y = \frac{1}{0,85 + \sqrt{0,85^2 - 0,76^2}}$

$$\chi_y = 0,81$$

$$\phi_z = 0,5[1 + \alpha(\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0,5[1 + 0,21(0,39 - 0,2) + 0,39^2]$$

$$\phi_z = 0,596$$

D'où :  $\chi_z = \frac{1}{0,596 + \sqrt{0,596^2 - 0,39^2}}$

$$\chi_z = 0,95$$

$$\chi_{min} = 0,81$$

- Calcul de coefficient k :

Calcul des coefficients réducteurs :

$$\psi = -\frac{15,69}{39,34}$$

$$\psi = -0,39$$

$$\beta_z = 1,8 - 0,7 \times (-0,39)$$

$$\beta_z = 2,07$$

$$\mu = 0,7 < 1,5$$

$$K_y = 0,87 < 1,5$$

- Vérification au flambement :

$$\frac{47}{0,81 \times 1805227,27} + \frac{0,87 \times 412,20}{27922727,3} = 0,4 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### 6.4.3 Vérification avec logiciel robot :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
3 traversCM1_3	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.42	17 1,35G+1,35S+1,5
12 traversCM1_1	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.68	15 1,35G+1,35S+1,5
27 traversCM1_2	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.41	17 1,35G+1,35S+1,5
28 traversCM1_2	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.61	15 1,35G+1,35S+1,5
39 traversCM1_3	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.93	17 1,35G+1,35S+1,5
40 traversCM1_4	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.77	17 1,35G+1,35S+1,5
62 traversCM1_6	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.95	15 1,35G+1,35S+1,5
63 traversCM1_6	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.83	17 1,35G+1,35S+1,5
85 traversCM1_8	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.93	15 1,35G+1,35S+1,5
86 traversCM1_8	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.81	17 1,35G+1,35S+1,5
108 traversCM1_	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.95	15 1,35G+1,35S+1,5
109 traversCM1_	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.83	17 1,35G+1,35S+1,5
131 traversCM1_	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.93	17 1,35G+1,35S+1,5
132 traversCM1_	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.77	17 1,35G+1,35S+1,5
154 traversCM1_	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.68	15 1,35G+1,35S+1,5
155 traversCM1_	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.61	15 1,35G+1,35S+1,5
177 traversCM1_	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.42	17 1,35G+1,35S+1,5
178 traversCM1_	OK IPE 400 ferme	S 275	15.19	74.97	0.41	17 1,35G+1,35S+1,5

Figure 2: Vérifications des traverses avec logiciel Robot

Note de calcul Robot :

### 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: 108 traversCM1\_108

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00$  L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 1,35G+1,35S+1,5W1dép (1+2)\*1.35+3\*1.50

MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00$  MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400 ferme

$h = 80.0$  cm

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

b=18.0 cm	Ay=48.60 cm <sup>2</sup>	Az=66.48 cm <sup>2</sup>	Ax=142.00 cm <sup>2</sup>
tw=0.9 cm	Iy=110988.72 cm <sup>4</sup>	Iz=1975.97 cm <sup>4</sup>	Ix=39.13 cm <sup>4</sup>
tf=1.4 cm	Wely=2730.81 cm <sup>3</sup>	Welz=219.55 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 74.57 kN	My <sub>Ed</sub> = -427.60 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 0.31 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -0.19 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 3905.07 kN	My <sub>el,Rd</sub> = 750.97 kN*m	Mz <sub>el,Rd</sub> = 60.38 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 771.48 kN
Nb <sub>Rd</sub> = 2430.37 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 750.97 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 60.38 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 105.88 kN
			Vz <sub>T,Rd</sub> = 1055.35 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 473.99 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m
			Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 1273.80 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.60
Lcr,low=2.97 m	Lam_LT = 0.77	fi,LT = 1.01	XLT,mod = 0.63

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 5.94 m	Lam_y = 0.17
Lcr,y = 2.97 m	Xy = 1.00
Lamy = 15.19	kzy = 1.01



en z:

Lz = 5.94 m	Lam_z = 0.86
Lcr,z = 2.97 m	Xz = 0.62
Lamz = 74.97	kzz = 0.99

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{ty,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

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

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

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

$$\text{Lambda}_y = 15.19 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 74.97 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!****6.4.3.1 Conclusion :**

Le profilé choisi IPE400 est adéquat comme traverse.

**6.5 Justification des contreventements :****6.5.1 Introduction :**

Le contreventement est une technique de renforcement de la résistance d'une structure bâtiment contre les charges latérales telles que le vent, les séismes.

**6.5.2 Rôle des systèmes de contreventement :**

Le rôle du contreventement est donc de garantir la stabilité et la résistance de la structure, en évitant qu'elle ne soit soumise à des contraintes excessives sous l'effet des forces latérales. Le contreventement permet ainsi de réduire les risques de fissures, de déformations ou d'effondrement du bâtiment en cas d'événements climatiques ou sismiques



**6.5.3 Vérification des contreventements :**

$$N_{sd} = 112,09 \text{ KN}$$

On choisit double cornière en CAE 90×9

**6.5.3.1 Vérification de la résistance à la traction :****6.5.3.1.1 Vérification de la section brute :**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{15,52 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}$$

$$N_{pl,rd} = 331,56 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

**6.5.3.1.2 Vérification de la section nette**

$$A_{nette} = A_{brute} - 2 (d_{trou} \times t_w)$$

$$A_{nette} = 15,52 - 2 (1,8 \times 0,9)$$

$$A_{nette} = 6,14 \text{ cm}^2 \quad A_{nette} = 12,28 \text{ double cm}^2$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A_{nette} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{12,28 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}$$

$$N_{pl,rd} = 262,35 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**6.5.3.2 Vérification de la résistance à la compression:**

$$N_{sd} \leq N_{c,rd}$$

$$N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{c,rd} = \frac{15,52 \times 235 \times 10^{-1}}{1,1}$$

$$N_{c,rd} = 331,56 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## 6.5.4 Vérification avec logiciel robot :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
2	OK	CAE 90x9	S 275	77.66	77.66	0.11	10 1,35G+1,5W2sur
4	OK	CAE 90x9	S 275	77.66	77.66	0.14	15 1,35G+1,35S+1,5
5	OK	CAE 90x9	S 275	77.66	77.66	0.20	17 1,35G+1,35S+1,5
6	OK	CAE 90x9	S 275	77.66	77.66	0.15	17 1,35G+1,35S+1,5
235 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	115.77	115.77	0.33	17 1,35G+1,35S+1,5
236 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	115.77	115.77	0.22	7 1,35G+1,5W1dép
237 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	155.32	155.32	0.40	17 1,35G+1,35S+1,5
238 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	155.32	155.32	0.42	17 1,35G+1,35S+1,5
239 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	115.77	115.77	0.21	7 1,35G+1,5W1dép
240 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	115.77	115.77	0.26	17 1,35G+1,35S+1,5
241 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	155.32	155.32	0.42	17 1,35G+1,35S+1,5
242 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	155.32	155.32	0.41	17 1,35G+1,35S+1,5
243 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	115.77	115.77	0.21	9 1,35G+1,5W2dép
244 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	115.77	115.77	0.33	17 1,35G+1,35S+1,5
245 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	155.32	155.32	0.41	17 1,35G+1,35S+1,5
246 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	155.32	155.32	0.42	17 1,35G+1,35S+1,5
247 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	115.77	115.77	0.27	17 1,35G+1,35S+1,5
248 contreve-v_	OK	CAE 90x9	S 275	115.77	115.77	0.21	9 1,35G+1,5W2dép

Figure 3:Vérification contreventement verticale avec logiciel Robot

Note de calcul Robot :

## 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: 2

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00 L =$ 

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1,35G+1,5W2surp 1\*1.35+6\*1.50

MATERIAU:

S 275 ( S 275 )  $f_y = 275.00 \text{ MPa}$ 

PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 90x9

h=9.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=9.0 cm

Ay=8.10 cm<sup>2</sup>Az=8.10 cm<sup>2</sup>Ax=15.52 cm<sup>2</sup>

tw=0.9 cm

Iy=115.80 cm<sup>4</sup>Iz=115.80 cm<sup>4</sup>Ix=4.16 cm<sup>4</sup>

tf=0.9 cm

Wely=17.93 cm<sup>3</sup>Welz=17.93 cm<sup>3</sup>

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N<sub>Ed</sub> = -7.44 kNM<sub>y,Ed</sub> = -0.40 kN\*mM<sub>z,Ed</sub> = -0.13 kN\*mV<sub>y,Ed</sub> = -0.05 kNN<sub>t,Rd</sub> = 426.79 kNM<sub>y,el,Rd</sub> = 4.93 kN\*mM<sub>z,el,Rd</sub> = 4.93 kN\*mV<sub>y,T,Rd</sub> = 128.58 kNM<sub>y,c,Rd</sub> = 4.93 kN\*mM<sub>z,c,Rd</sub> = 4.93 kN\*mV<sub>z,Ed</sub> = 0.49 kNV<sub>z,T,Rd</sub> = 128.58 kNT<sub>t,Ed</sub> = -0.00 kN\*m

Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

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

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

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Profil correct !!!****6.6 Conclusion :**

L'étude que nous avons faite nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissant sur notre structure.

Après le calcul et en utilisant le logiciel Robot, on a trouvé que :

♣ Pour les poteaux HEA 400

♣ Pour les traverses IPE 400

♣ Pour les contreventements 2CAE 90×90×9

## **Chapitre 7 : calcul des assemblages**

## 7 Chapitre VII : calcul des assemblages

## 7.1 Introduction :

Les assemblages sont des zones critiques dans une structure, car c'est là que les forces et les charges sont transférées d'un élément à l'autre. Une conception et un calcul précis des assemblages garantissent que les charges sont correctement transmises et réparties entre les différents éléments de la structure, ce qui permet d'assurer une résistance

## 7.2 Assemblage poteau / traverse :

Les assemblages poteau-travers sont des éléments clés dans la construction de structures en charpentes et les ossatures. Ces assemblages permettent de relier les poteaux verticaux aux traverses horizontales de manière solide et résistante.

- l'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal. On choisit des boulons de classe 10.9

-Nombre de boulons = 16

-Nombre de files :  $n = 2$

-Poteau : HEA400

- Traverse : IPE400

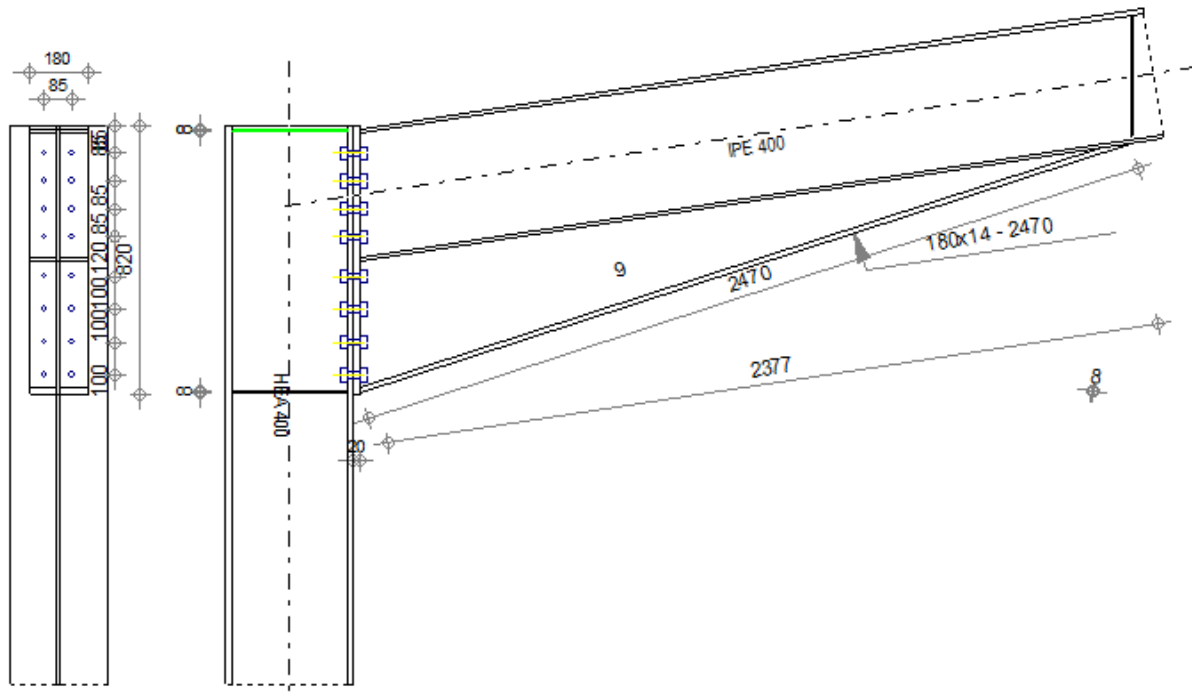


Figure VII.1: l'assemblage Poteau-traverse

▪ **Efforts sollicitant :**

- $V_{sd} = 104,55 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 49,75 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 434,95 \text{ KN.m}$

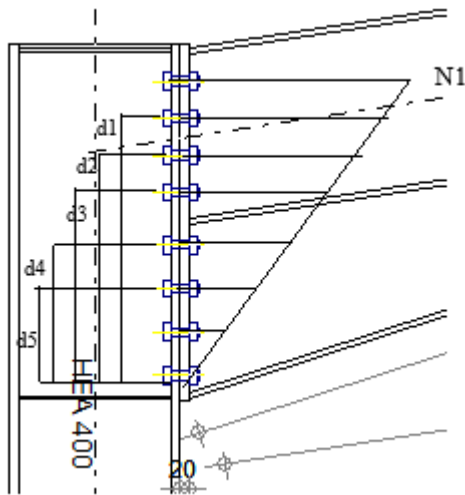
### 7.2.1 Détermination des efforts dans les boulons :

- Dimensionnement des boulons :

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit des boulons de diamètre M20 de classe 10.9

$d_1 = 675 \text{ mm}$ ,  $d_2 = 590 \text{ mm}$ ,  $d_3 = 505 \text{ mm}$ ,  $d_4 = 420 \text{ mm}$ ,  $d_5 = 300 \text{ mm}$ ,  $d_6 = 200 \text{ mm}$ ,  $d_7 = 100 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = (675)^2 + (590)^2 + (505)^2 + (420)^2 + (300)^2 + (200)^2 + (100)^2 = 1,38 \text{ m}^2$$



$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{434,95 \times 0,675}{1,38} = 212,02$$

$$N_2 = \frac{434,95 \times 0,590}{1,24} = 206,15$$

$$N_3 = \frac{434,95 \times 0,505}{1,38} = 158,95$$

$$N_4 = \frac{434,95 \times 0,420}{1,38} = 132,37$$

$$N_5 = \frac{434,95 \times 0,300}{1,38} = 94,58$$

### 7.2.2 Distribution de l'effort tranchant :

L'effort tranchant repris par un seul boulon est :

$$F_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n}$$

Avec :

$n$ : Nombre de boulon egale a 16 boulon

$$F_{vsd} = \frac{104,55}{16} = 6.53 \text{ KN}$$

### 7.2.3 Pré dimensionnement des boulons :

$$N_1 \leq n r \times F_p$$

$$\text{Avec : } f_p = 0.7 \times f_{bu} \times A_s$$

$n r$  : Nombre de rangé de boulon egale a 2

D'où :

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{bu} \times n r} = \frac{212,02 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 151,4 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons M16 de  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Soit un ratio de  $151/157 = 0,96$

### 7.2.4 Vérification de la disposition géométrique :

a) Entre axe des boulons :

Avec :  $d_o = 18 \text{ mm}$

$P_1 \geq 2,2 d_o = 39,6 \text{ mm}$  On prend :  $P_1 = 100 \text{ mm}$

$P_2 \geq 3 d_o = 54 \text{ mm}$  On prend :  $P_2 = 100 \text{ mm}$

b) Pince longitudinale :

$e_1 \geq 1,2 d_o$

$e_1 \geq 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ mm}$  On prend :  $e_1 = 85 \text{ mm}$

c) Pince transversale :

$e_2 \geq 1,5 d_o$

$e_2 \geq 1,5 \times 18 = 27 \text{ mm}$  On prend :  $e_2 = 85 \text{ mm}$

### 7.2.5 Vérification :

#### 7.2.5.1 Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd}$$

$$f_p = 0.7 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3}$$

$$f_p = 109,9 \text{ KN par boulon}$$

On a deux rangers donc :  $109,9 \times 2 = 229,8 \text{ KN}$

$$M_R = \frac{229,8 \times 1,24}{0,675} = 423,63 \text{ KN}$$

$$M_R = 229,8 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 434,95 \text{ KN.m}$$

La condition est vérifiée.

### 7.2.5.2 Vérification l'interaction cisaillement et traction de chaque boulon :

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{srd}$$

$$F_{vsd} = \frac{104,55}{16} = 6.53 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{49,75}{2} = 24.87 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = K_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8 F_{tsd}) / \gamma_{mb}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_s = 1 \text{ (Trous nominale)} \\ \mu = 0,3 \\ n = 1 \end{array} \right.$$

D'où :

$$F_{srd} = 1 \times 1 \times 0,3 \times (109,9 - 0,8 \times 24.87) / 1,25 = 21,6 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 6.53 \text{ KN} < F_{srd} = 21,6 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

### 7.2.5.3 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :  $B_{prd} > F_{t,sd}$

$$B_{p;rd} = 0.6\pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$

$$d_m = 24,58$$

$$t_p = 13,5 \text{ mm (tf de IPE400)}$$

D'où

$$B_{prd} = 0.6\pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$$



$$B_{prd} = 0.6\pi \times 24,58 \times 13,5 \times \frac{430}{1,25}$$

$$B_{prd} = 214,74 \text{ KN}$$

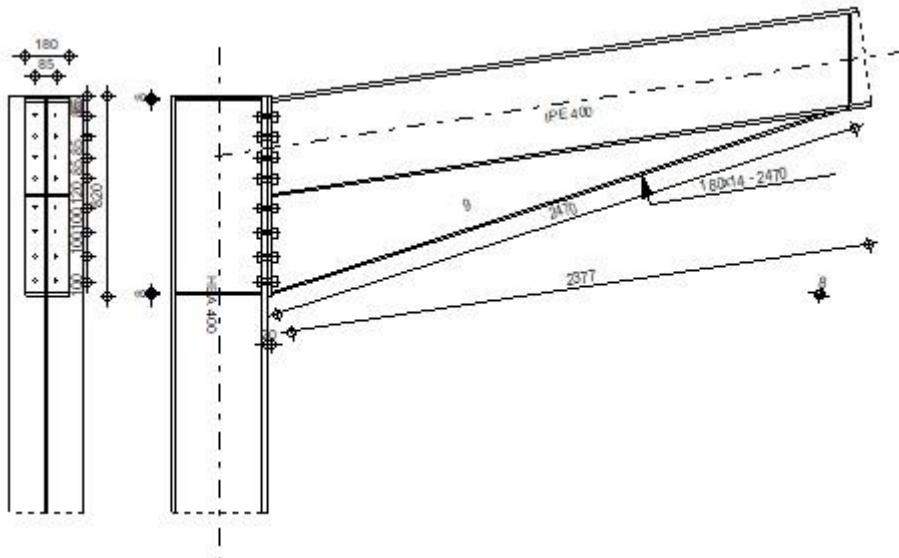
$$F_{tsd} = \frac{N}{2} = \frac{49,75}{2} = 24.87 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } B_{prd} = 214,74 \text{ KN} \geq F_{tsd} = 24.87 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée.

### 7.2.6 Notes de calcul générées par le logiciel Robot :

	<p>Robot Structural Analysis Professional 2024</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b></p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p><b>OK</b></p> <p>Ratio <b>0,92</b></p>
---	--	---



## GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Noeud de la structure: 85

Barres de la structure: 64, 62

## GEOMETRIE

**POTEAU**

Profilé: HEA 400

Barre N°: 64

$\alpha = -90,00$  [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: S 275

$f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

**POUTRE**

Profilé: IPE 400

Barre N°: 62

$\alpha = 8,71$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 180$  [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 23128,40$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	176,40	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	85	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	85	[mm]	
Entraxe $p_i =$	85;85;85;120;100;100;100	[mm]	

**PLATINE**

$h_p =$	820	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**JARRET INFÉRIEUR**

$w_d =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	400	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	2377	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	17,92	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	S 235		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	S 235		

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Inférieur

$h_{sd} = 352$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 144$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme

$a_f = 10$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 7$  [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

### EFFORTS

#### Etat limite: ultime

Cas: 17: 1,35G+1,35S+1,5W2dép (1+2)\*1.35+5\*1.50

$M_{b1,Ed} = 434,95$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 110,87$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -33,34$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = 434,95$  [kN\*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 33,20$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -113,23$  [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

### RESULTATS

#### RESISTANCES DE LA POUTRE

**COMPRESSION**

$$A_b = 84,46 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{cb,Rd} = 2322,75 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la compression} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

**CISAILLEMENT**

$$A_{vb} = 77,09 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 1224,04 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$$W_{plb} = 1307,26 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 359,50 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

**FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE**

$$W_{pl} = 2811,54 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 773,17 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$$M_{cb,Rd} = 773,17 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 791 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 977,78 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$$\beta = 8,71 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 17,92 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 285 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 42,69 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,84 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

Pression diamétrale:

$\beta = 8,71$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\sigma_{com,Ed} = 315,19$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 0,70$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 13,71$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 4262,18$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 331$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,20$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,69$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_s = 6,22$  Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$\chi = 1,00$  Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 3539,90$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 835,31$  [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 835,31$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

## RESISTANCES DU POTEAU

### PANNEAU D'AME EN CISAILEMENT

$M_{b1,Ed} = 434,95$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 33,20$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$  [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 680$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = 622,97$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 57,33$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 57,33$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 792$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 7,45$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 840,84$ [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,74 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,74)

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>
--

Ratio	0,92
-------	------

### 7.3 Assemblage Platine-Traverse :

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

#### a) gorge reliant l'âme:

$$e = \min(e_{\text{platine}} ; e_{\text{âme}}) = 8,6 \text{ mm}$$

$$a = 0,7 \times e_{\min}$$

$$a = 0,7 \times 6,02 = 4,3 \text{ mm}$$

On prend :  $a = 7 \text{ mm}$

#### b) gorge reliant la semelle :

$$e = \min(e_{\text{platine}} ; e_{\text{semelle}}) = 13,5 \text{ mm}$$

$$a = 0,7 \times e_{\min}$$

$$a = 0,7 \times 13,5 = 9,45 \text{ mm}$$

On prend :  $a = 10 \text{ mm}$

#### 7.3.1 Distribution des efforts sur les différents cordons :

##### a) Cordon âme platine :

Chaque cordon reprend :  $\frac{V}{2} = \frac{104,55}{2} = 52,275 \text{ KN}$

**b) Cordon semelle :**

$$L = 2b - tw = 351,4 \text{ mm}$$

$$N = \frac{M}{L} = \frac{434,95}{0,351} = 1239,31 \text{ KN}$$

➤ **Vérification cordon semelle-platine :**

$$L = \frac{N \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mv}}{a \times f_u}$$

$$L = \frac{1239,31 \times \sqrt{3} \times 1,3 \times 1,25}{5 \times 430} = 16,21 \text{ mm}$$

$L = 351,4 \text{ mm} \geq L = 16,21 \text{ mm}$  *c'est vérifiée.*

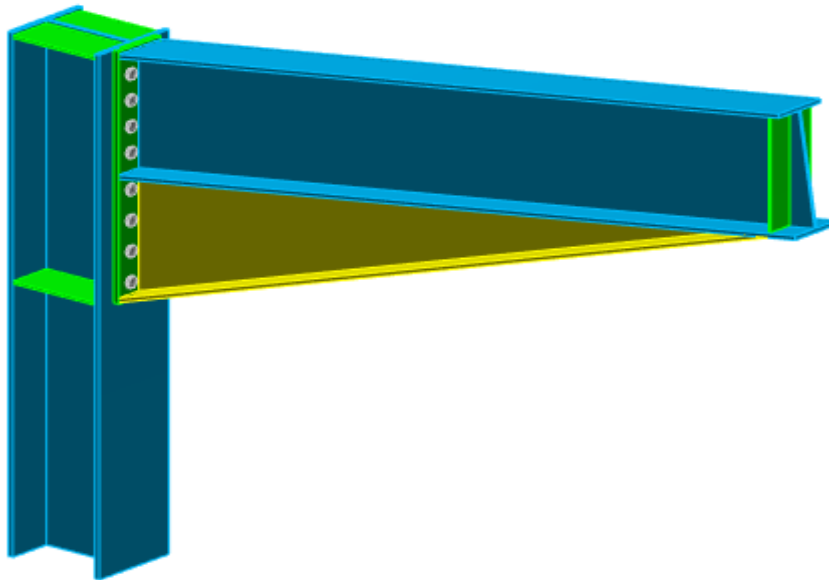


Figure 1: Vue en 3D l'assemblage Poteau-traverse

## 7.4 Assemblage traverse / traverse :

On choisit des boulons de classe 10.9 :

Nombre de boulons = 12

Nombre de files :  $n = 2$

Traverse : IPE400

### 7.4.1 Efforts sollicitant :

- $V_{sd} = 104,55 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 49,75 \text{ KN}$



- $M_{sd} = 434,95 \text{ KN.m}$

#### 7.4.2 Détermination des efforts dans les boulons:

- $d_1 = 640 \text{ mm}$
- $d_2 = 540 \text{ mm}$
- $d_3 = 440 \text{ mm}$
- $d_4 = 340 \text{ mm}$
- $d_5 = 190 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = (640)^2 + (540)^2 + (440)^2 + (340)^2 + (190)^2 = 1,046 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{434,95 \times 0,64}{1,046} = 266,12 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{434,95 \times 0,54}{1,046} = 224,54 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{434,95 \times 0,44}{1,046} = 182,96 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{434,95 \times 0,34}{1,046} = 141,37 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{434,95 \times 0,190}{1,046} = 79,00 \text{ KN}$$

#### 7.4.3 Condition de résistance des boulons :

##### 7.4.3.1 Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = 20 \text{ mm}$$

$$P_1 = 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_1 = 100 \text{ mm}$$

$$P_2 = 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \quad \text{On prend : } P_2 = 150 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale :

$$e_1 \geq 1,2 d_0$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 20 = 24 \quad \text{on prend : } e_1 = 60 \text{ mm}$$

- Pince transversale :

$$e_2 \geq 1,5 d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 20 = 30 \quad \text{on prend : } e_2 = 60 \text{ mm}$$

**7.4.4 Vérification :****7.4.4.1 Vérification des boulons :**

On a :

$$N1 \leq nr \times F_P$$

$$\text{Avec : } F_P = 0,7 \times A_s \times F_{ub}$$

$nr$  : Nombre de roncé de boulon égale a 2

D'où :

$$A_s \geq \frac{N1}{0,7 \times nr \times F_{ub}} = \frac{266,12 \times 10^3}{0,7 \times 2 \times 1000} = 190,08 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons M18 de  $A_s = 192 \text{ mm}^2$

**7.4.4.2 Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} > M_{sd}$$

$$f_p = 0,7 \times A_s \times f_{bu}$$

$$f_p = 0,7 \times 192 \times 1000 \times 10^{-3}$$

$$f_p = 134,4 \text{ KN}$$

Pour 2 roncé :

$$f_p = 2 \times 134,4 = 268,8 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{268,8 \times 1,046}{0,640} = 196,44 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 439,32 \text{ KN.m} > M_{sd} = 439,95 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**7.4.4.3 Vérification de la Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :**

Il faut vérifier que :

$$F_{srd} \geq F_{vsd}$$

$$F_{vsd} = \frac{104,55}{12} = 8,71 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_{sd}}{nr} = \frac{49,75}{2} = 24,875 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_s = 1 \text{ (Trous nominale)} \\ \mu = 0,3 \\ n = 1 \end{array} \right.$$

D'où :

$$F_{srd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma m^2} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times (134,4 - 0,8 \times 24,875)}{1,25}$$

$$F_{srd} = 27,48 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{srd} = 27,48 \text{ KN} \geq F_{vsd} = 8,71 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### 7.4.4.4 Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que :  $B_{prd} > F_{tsd}$

$$B_{prd} = 0,6\pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma m b}$$

$$d_m = 24,58 \text{ mm}$$

$$t_p = 30 \text{ mm} \quad (\text{épaisseur de deux platine})$$

$$f_u = 430$$

$$B_{prd} = 0,6\pi \times 29,1 \times 30 \times \frac{430}{1,25}$$

$$B_{prd} = 478,39 \text{ KN}$$

$$B_{prd} = 566,07 \text{ KN} > F_{tsd} = 24,875 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, donc y'a pas de risque de poinçonnement.

#### 7.4.4.5 Vérification a la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{brd} = 2,5\alpha \times f_u \times t_p \times \frac{d}{\gamma m b}$$

$$F_{vsd} = \frac{62,92}{10} = 6,292 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_u}{f_u}; 1 \right) = \min \left( \frac{60}{3 \times 18}; \frac{100}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{430}; 1 \right)$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 1 \times 430 \times 30 \times \frac{16}{1,25} = 412,800 \text{ KN}$$

$$F_{brd} = 412,800 \text{ KN} > F_{vsd} = 6,292 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de rupture par pression diamétrale. Condition vérifiée

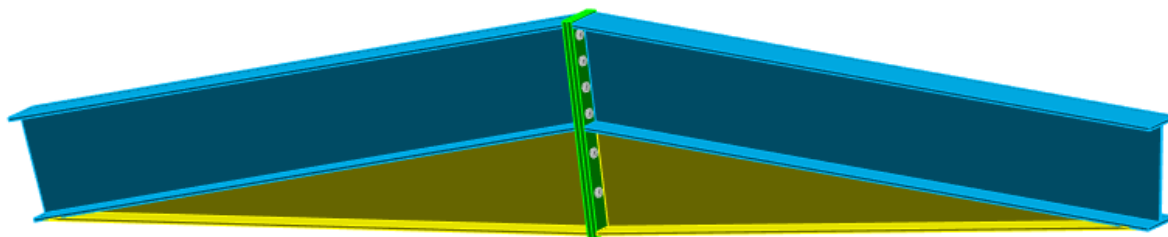
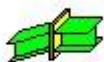

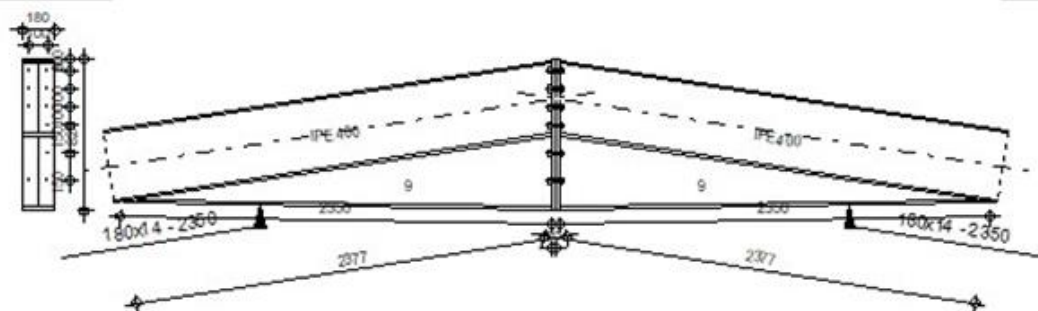


Figure 2: Vue en 3D l'assemblage Traverse –Traverse

#### 7.4.5 Notes de calcul générées par le logiciel Robot :

	<p>Robot Structural Analysis Professional 2024</p> <p><b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b></p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	 <p>Ratio <b>0,58</b></p>
---	--	--



### Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage: Poutre - poutre

Noeud de la structure: 86

Barres de la structure: 62, 63

### Géométrie

#### Gauche

#### Poutre

Profilé: IPE 400

Barre N°: 62

$\alpha = -171,29$  [Deg] Angle d'inclinaison

$h_{bl} = 400$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	-171,29	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_{tbl} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	84,46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	23128,40	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

## Droite

### Poutre

Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	63		
$\alpha =$	-8,71	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	84,46	[cm²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	23128,40	[cm⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

## Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	138,24	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons

$d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
 $n_v = 6$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 60$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 100$  [mm]  
 $=$   
 Entraxe  $p_i = 100; 100; 100; 150; 150$  [mm]

### Platine

$h_{pr} = 824$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau: S 235  
 $f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Jarret inférieur

$w_{rd} = 180$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{frd} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_{rd} = 400$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wrd} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_{rd} = 2377$  [mm] Longueur de la platine  
 $\alpha_d = 0,98$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau: S 235  
 $f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

### Soudures d'angle

$a_w = 7$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 10$  [mm] Soudure semelle  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## Efforts

### Etat limite: ultime

Cas: 17: 1,35G+1,35S+1,5W2dép (1+2) \*1.35+5\*1.50

$M_{b1,Ed} = -205,47$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 4,19$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -36,46$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

## Résultats

### Résistances de la poutre

#### COMPRESSION

$A_b = 84,46$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2322,75$  [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 78,69$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1249,44$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$  0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,26$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 359,50$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2765,46$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 760,50$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

#### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 760,50$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 791$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 961,34$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

#### AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 8,71$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 0,98$  [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 281$  [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 42,69$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,84$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 0,00$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 3319,04$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 331$  [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,20$  Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,70$  Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 2310,89$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 835,31$  [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \min(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 835,31$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

#### Résistance de l'assemblage à la compression



$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} )$$

$$N_{j,Rd} = 1670,62 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

### Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 138,24 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 293,15 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5], [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} ( F_{t1,Rd,comp} )$	265,50	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 265,50$	265,50	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 482,64$	482,64	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 586,30$	586,30	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 961,34$	961,34	Aile de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

$F_{t6,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t6,Rd,comp}$	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} ( F_{t6,Rd,comp} )$	191,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 263,72$	263,72	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 475,65$	475,65	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 586,30$	586,30	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{ij,Rd} = 961,34 - 770,23$	191,11	Aile de la poutre - compression

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 435,78 - 59,10$	376,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 592,58 - 59,10$	533,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 638,39 - 159,48$	478,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 829,08 - 159,48$	669,59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 856,10 - 301,14$	554,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 1124,70 - 301,14$	823,56	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1088,93 - 504,73$	584,20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 1479,45 - 504,73$	974,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1338,99 - 770,23$	568,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 1901,64 - 770,23$	1131,42	Ame de la poutre - traction - groupe

#### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$$

$$F_{t6,Rd} = 17,82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$$

$$F_{t6,Rd} = 17,82 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

#### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	643	265,50	—	—	265,50	482,64	276,48	586,30
2	493	203,58	—	—	263,72	475,65	276,48	586,30
3	343	141,66	—	—	263,72	475,65	276,48	586,30
4	243	100,38	—	—	263,72	475,65	276,48	586,30
5	143	59,10	—	—	263,72	475,65	276,48	586,30
6	43	17,82	—	—	263,72	475,65	276,48	586,30

#### RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 353,42 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,58 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,58)$$

### Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v = 0,60$  Coefficient pour le calcul de  $F_{v,Rd}$  [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,91$  Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

$F_{v,Rd} = 110,95$  [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,max} = 138,24$  [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,int} = 259,20$  [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

$F_{b,Rd,ext} = 259,20$  [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	276,48	-6,08	265,50	154,36	148,28	136,89
2	276,48	-6,08	203,58	118,36	112,28	157,53
3	276,48	-6,08	141,66	82,36	76,28	178,17
4	276,48	-6,08	100,38	58,36	52,28	191,92
5	276,48	-6,08	59,10	34,36	28,28	205,68
6	276,48	-6,08	17,82	10,36	4,28	219,44

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \min (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [Tableau 3.4]$$

$$V_{j,Rd} = 1089,64 \quad [kN] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [Tableau 3.4]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### Résistance des soudures

$A_w =$	176,27	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	75,28	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	100,99	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	121150,20	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	47,16	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	47,16	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0,41	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$				
	94,32	<	360,00	<b>vérifié</b> (0,26)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$				
	94,32	<	360,00	<b>vérifié</b> (0,26)

**Composant le plus faible:**

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

**Remarques**

Pince du boulon trop grande.

164 [mm] &gt; 120 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,58**7.5 Assemblage pied de poteau articulé :**

Les réactions d'appuis maximaux sous toutes les combinaisons sont montrées sur le tableau ci-dessus

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	36,93	25,75	166,33	0,00	0,00	0,00
<b>Noeud</b>	131	1	88	172	88	3
<b>Cas</b>	17 (C)	30	15 (C)	30	29	30
<b>Mode</b>		CQC		CQC	CQC	CQC
<b>MIN</b>	-75,46	-18,19	0,01	-0,00	-0,00	-0,00
<b>Noeud</b>	88	193	264	264	3	193
<b>Cas</b>	17 (C)	17 (C)	29	17 (C)	13 (C)	17 (C)
<b>Mode</b>			CQC			

Effort de compression  $N=166,33\text{KN}$

Effort de traction  $N=0,01\text{ KN}$

Effort de cisaillement  $V_x=75,46\text{KN}$  ;  $V_y=25,75\text{KN}$

On remarque que l'effort de traction des tiges d'ancrage est nul (0,01KN)

D'où : Les tiges d'ancrages sont sollicitées qu'au cisaillement

### 7.5.1 Vérification de la contrainte de compression :

On a des poteaux HEA400 donc on prend les dimensions de la platine :

$a=250\text{ mm}$        $b=250\text{ mm}$

On a :  $N=161,24\text{KN}$        $V=75,46\text{KN}$

Il faut vérifier que :  $\sigma_c = \frac{N_c}{a \times b} \leq f_{bu}$

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,16\text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{166,33 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,25} = 2,66\text{ MPa}$$

$\sigma_c = 2,66\text{MPa} \leq f_{bu} = 14,16\text{ MPa}$  La Condition est vérifiée.

### 7.5.2 Calcul d'épaisseur de la platine :

Soit :  $t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma_c}{f_y}}$

$$t \geq 80 \sqrt{\frac{3 \times 2,66}{275}} = 13,62\text{ mm} \quad \text{Soit } t=14\text{ mm}$$

### 7.5.3 Distribution de l'effort tranchant :

L'effort tranchant repris par un seul boulon est :

$$F_{v\text{sd}} = \frac{V_{\text{sd}}}{n}$$

Avec :

$n$ : Nombre de boulon égale à 2boulon

$$F_{v\text{sd}} = \frac{75,46}{2} = 37,73\text{ KN}$$

### 7.5.4 Pré dimensionnement des boulons :

$$N_1 \leq n r \times F_P$$

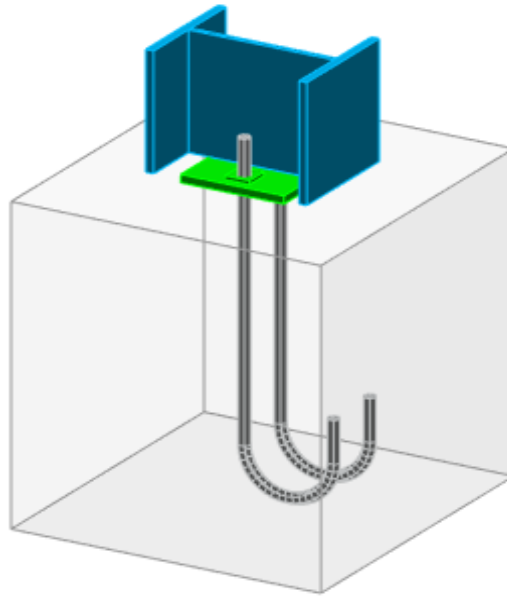
Avec :  $f_p = 0,6 \times f_{bu} \times A_s$

$n_r$  : Nombre de rangé de boulon égale a 2

D'où :


$$A_s \geq \frac{N}{0.6 \times f_{bu} \times n_r} = \frac{161,24 \times 10^3}{0.6 \times 400 \times 2} = 335,92 \text{ mm}^2$$

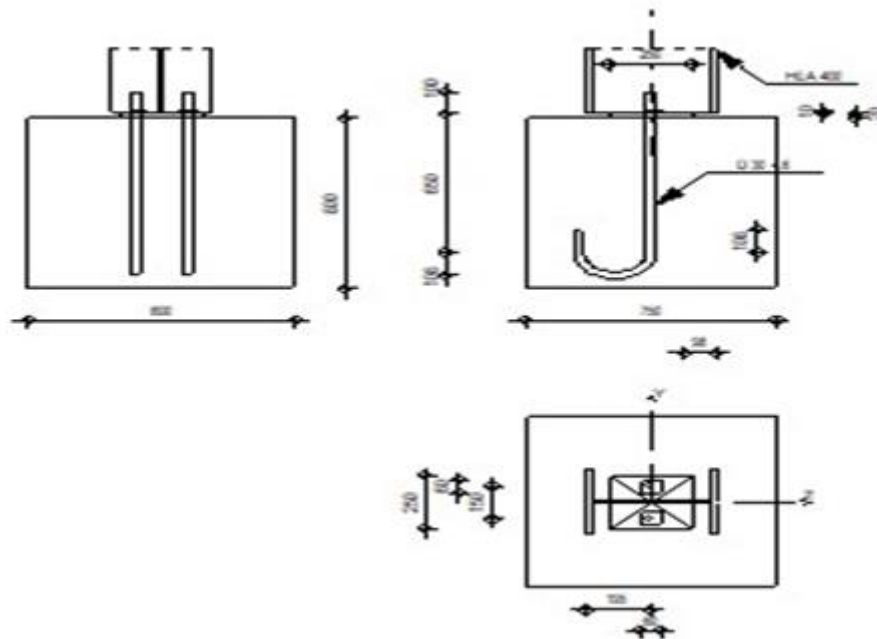
Soit des boulons M30 de  $A_s = 561 \text{ mm}^2$



**Figure 3:** Vue en 3D l'assemblage pied de poteau articulé

#### 7.5.5 Notes de calcul générées par le logiciel Robot :

	<p>Robot Structural Analysis Professional 2024</p> <p><b>Calcul du Pied de Poteau articulé</b></p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB</p> <p>Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	<div data-bbox="1331 1339 1406 1413">OK</div> <div data-bbox="1337 1464 1398 1525">Ratio 0,66</div>
---	---	---



## Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Pied de poteau articulé

Noeud de la structure: 88

Barres de la structure: 64

# Géométrie

## Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 64

$L_c =$  8,00 [m] Longueur du poteau

 $\alpha = 0,00$  [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

$A_c = 158,98 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 45069,40 \text{ [cm}^4\text{]}$  Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 275,00$  [MPa] Résistance

$f_{uc} = 430,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Platine de prescellement

$l_{pd} = 250$  [mm] Longueur

$b_{pd} = 250$  [mm] Largeur

$t_{pd} = 20$  [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} = 235,00$  [MPa] Résistance

$f_{upd} = 360,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

### Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 240,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 30$  [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 5,61$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 7,07$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$n = 2$  Nombre de rangées des boulons

$e_v = 150$  [mm] Entraxe

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$  [mm]

$L_2 = 650$  [mm]

$L_3 = 216$  [mm]

$L_4 = 108$  [mm]

### Platine

$l_{wd} = 60$  [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$  [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$  [mm] Epaisseur



**Coefficients de matériau**

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

**Semelle isolée**

$L = 750$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 800$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 800$  [mm] Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe C20/25

$f_{ck} = 20,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

**Mortier de calage**

$t_g = 0$  [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 12,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

**Soudures**

$a_p = 7$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

**Efforts**

Cas: 17: 1,35G+1,35S+1,5W2dép (1+2) \*1.35+5\*1.50

$N_{j,Ed} = -161,24$  [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,07$  [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -75,46$  [kN] Effort tranchant

**Résultats****Zone comprimée****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 13,33$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 26,67$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0})}$

$c =$	34 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	-17 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	250 [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	-41,80 [cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	-376,24 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	-167,22 [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	26,67 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	198,89 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	530,38 [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	530,38 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]

#### Contrôle de la résistance de l'assemblage

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,30 < 1,00	vérifié	(0,30)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

#### Cisaillement

##### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,52$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,52$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} =$	225,00 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,79$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
-----------------------	--	---------------

$\alpha_{d,z} = 0,79$  Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,79$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{1,vb,Rd}$  [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$  Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 342,00$  [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$  Coef. pour les calculs de la résistance  $F_{2,vb,Rd}$  [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 7,07$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 83,24$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 118,79$  [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$  Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$  Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 109,99$  [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

### ECRASEMENT DU BORD DU BETON

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 172,9$  [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,37$  Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,81$  Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$  Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$  Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB

$$V_{Rk,c,y} = 172,9 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

[9.3.4.(g)]

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^{0,9} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,y} = 23,96 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

**Cisaillement par l'effort  $V_{j,Ed,z}$** 

$$V_{Rk,c,z} = 71,2 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^{0,9} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 33,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$N_{c,Ed} = 161,24 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de compression} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 48,37 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance au glissement} \quad \text{[6.2.2.(6)]}$$

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 96,30 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 114,37$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,66 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,66)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,66 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,66)

### Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 6,49$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 6,49$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 0,01$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -15,31$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,03 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,03)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,04 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,08 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,08)

### Composant le plus faible:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

### Remarques

Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.	$108$ [mm] < $150$ [mm]
Longueur de la plaque d'assise inférieure à la hauteur du profilé du poteau.	$250$ [mm] < $390$ [mm]
Largeur de la plaque d'assise inférieure à la largeur du profilé du poteau.	$250$ [mm] < $300$ [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio  $0,66$

## 7.6 Assemblage contreventement :

### 7.6.1 Positionnement des trous pour boulons :

$N = 25,65$  KN à partir de logiciel du calcul robot

On prend des boulons type 4.8

$t = \max(7, 7,10) \rightarrow t = 10$  mm on prend un boulon de diamètre Ø16

$d_0$  = diamètre de trou avec  $d_0 = 18\text{mm}$

$$e_1 \geq 1.2 d_0 \rightarrow e_1 \geq 21.6 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 \rightarrow p_1 \geq 39.6 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

### 7.6.2 Calcul du nombre des boulons :

Résistance d'un boulon au cisaillement

$F_{ub}$  : Valeur de la résistance à la traction du boulon  $\rightarrow F_{ub} = 400\text{N/mm}^2$

$\gamma_{Mb}$ : Coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{Mb} = 1,25$

Donc :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M1}} = \frac{0.6 \times 400 \times 157 \times 10^{-3}}{1,25}$$

$$F_{v,Rd} = 30,14\text{KN}$$

$$n = \frac{N}{F_{v,Rd}} = \frac{25,65}{30,14} = 0,85$$

$\Rightarrow$  On prend 3 boulons

### 7.6.3 Vérification de la pression diamétrale :

La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times f_{ub} \times d \times t \times a}{\gamma_{Mb}}$$

$$a = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min(0.5; 0.86; 1.1; 1) = 0,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 400 \times 16 \times 10 \times 0,5}{1,25} = 64 \text{ KN}$$

$$F_{b,Rd} = 64 \text{ KN} \geq F_{v,Rd} = 30,14\text{KN}$$

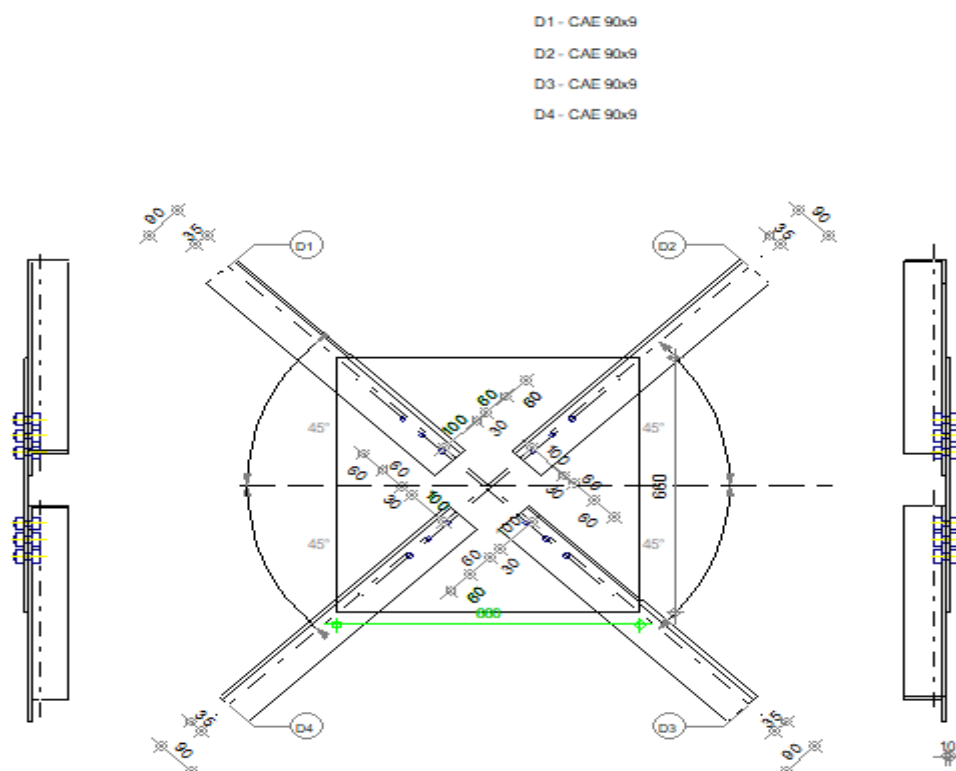


Figure 4: Assemblage de contreventements - gousset

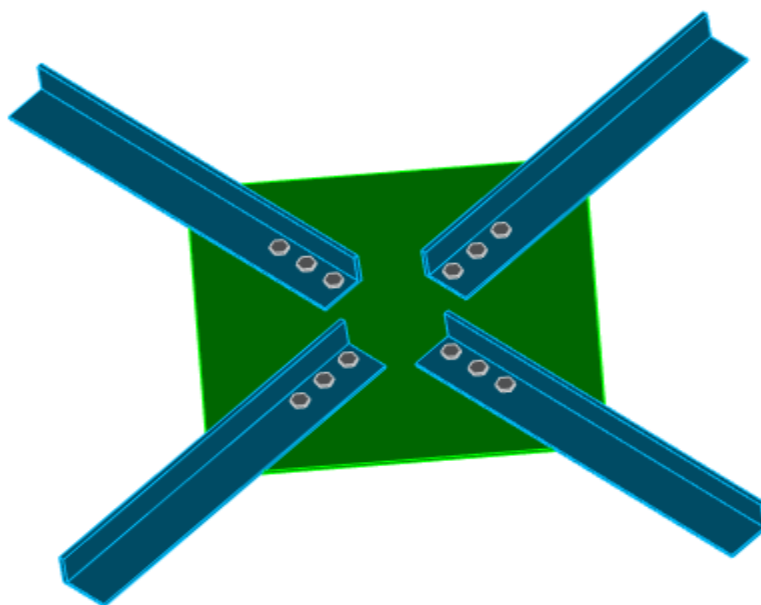


Figure 5: Assemblage de contreventements

### 7.6.4 Notes de calcul générées par le logiciel Robot :



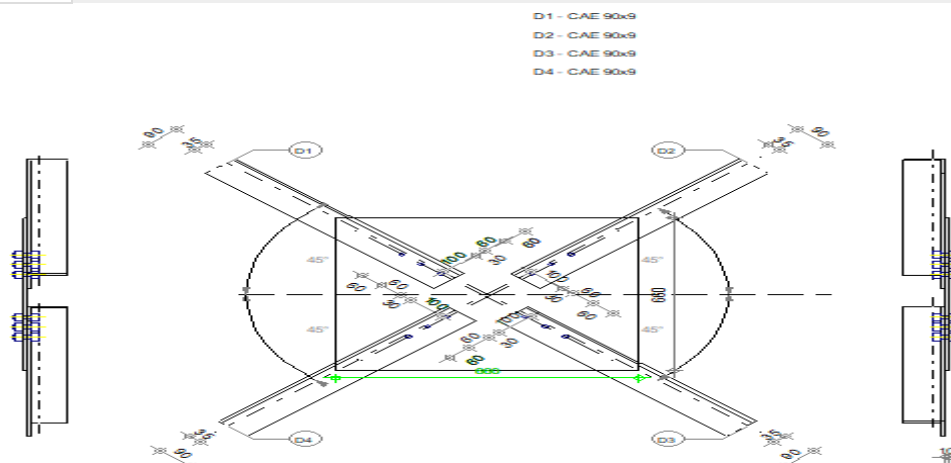
Robot Structural Analysis Professional 2024

**Calcul de l'assemblage au gousset**

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio  
**0,48**



## Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage: Gousset - contreventement

Noeud de la structure: 6

Barres de la structure: 2, 5, 4, 6,

## Géométrie

### Barres

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
<b>Barre N° :</b>		2	5	4	6		
<b>Profilé:</b>		CAE 90x9	CAE 90x9	CAE 90x9	CAE 90x9		
	$h$	90	90	90	90		mm
	$b_f$	90	90	90	90		mm
	$t_w$	9	9	9	9		mm
	$t_f$	9	9	9	9		mm
	$r$	11	11	11	11		mm
	$A$	15,52	15,52	15,52	15,52		cm <sup>2</sup>



		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
<b>Matériau:</b>		S 275	S 275	S 275	S 275		
	$f_y$	275,00	275,00	275,00	275,00		MPa
	$f_u$	430,00	430,00	430,00	430,00		MPa
<b>Angle</b>	$\alpha$	45,00	45,00	45,00	45,00		Deg
<b>Longueur</b>	$l$	0,00	0,00	0,00	0,00		m

## Boulons

### Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$  [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 320,00$  [MPa] Limite de plasticité

$f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 3$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60 [mm]

$e_1 = 30$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 35$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$  [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 320,00$  [MPa] Limite de plasticité

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 $f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n = 3$  Nombre de colonnes des boulons  
 Espacement des boulons 60;60 [mm]  
 $e_1 = 30$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre  
 $e_2 = 35$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre  
 $e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 3**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 18$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 320,00$  [MPa] Limite de plasticité  
 $f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n = 3$  Nombre de colonnes des boulons  
 Espacement des boulons 60;60 [mm]  
 $e_1 = 30$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre  
 $e_2 = 35$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre  
 $e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

**Barre 4**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 $d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 18$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 1,57$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 2,01$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 320,00$  [MPa] Limite de plasticité

Classe = 4.8 Classe du boulon  
 $f_{ub} = 400,00$  [MPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n = 3$  Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60;60 [mm]

$e_1 = 30$  [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre  
 $e_2 = 35$  [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre  
 $e_c = 100$  [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

### Gousset

$l_p = 660$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_p = 660$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_p = 10$  [mm] Epaisseur de la platine

### Paramètres

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_1 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_2 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_2 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_3 = 0$  [mm] Grugeage  
 $h_4 = 0$  [mm] Grugeage  
 $v_4 = 0$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$  [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres  
 $e_H = 330$  [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: S 235

$f_y = 235,00$  [MPa] Résistance

### Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

## Efforts

Cas: 30: BouznadWalidRPA24Spectrum-Y

$N_{b1,Ed} = -32,82$  [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -34,96$  [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -33,00$  [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -35,16$  [kN] Effort axial

## Résultats

### Barre 1

#### Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 25,12$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$

$$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,56$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 68,8$  [kN]

Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 80,27$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$

$$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0$$

$$0,86 > 0,00$$

vérifié

$$F_{b,Rd2x} = 99,2 \text{ [kN]}$$

Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou

$$F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50$$

Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$ 

$$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0$$

$$2,50 > 0,00$$

vérifié

$$\alpha_{bz} = 0,93$$

Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$ 

$$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0$$

$$0,93 > 0,00$$

vérifié

$$F_{b,Rd2z} = 107,16 \text{ [kN]}$$

Résistance d'un boulon en pression diamétrale

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

### Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

 $e = 10 \text{ [mm]}$  Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$$M_0 = -0,32 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$
 Moment fléchissant réel

$$M_0 = N_{b1,Ed} \cdot e$$

$$F_{NSd} = -10,94 \text{ [kN]}$$
 Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$$

$$F_{MSd} = -2,63 \text{ [kN]}$$
 Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$$

$$F_{x,Ed} = -10,94 \text{ [kN]}$$
 Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$$F_{x,Ed} = F_{NSd}$$

$$F_{z,Ed} = -2,63 \text{ [kN]}$$
 Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$$F_{z,Ed} = F_{MSd}$$

$$F_{Ed} = 11,25 \text{ [kN]}$$
 Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$$

$$F_{Rdx} = 68,80 \text{ [kN]}$$
 Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$$

$$F_{Rdz} = 80,27 \text{ [kN]}$$
 Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$$

$$|-10,94| < 68,80$$

vérifié

$$(0,16)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$$

$$|-2,63| < 80,27$$

vérifié

$$(0,03)$$

$$F_{Ed} \leq F_{VRd}$$

$$11,25 < 25,12$$

vérifié

$$(0,45)$$

### Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$$\beta_3 = 0,57$$
 Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$$A_{net} = 13,90 \text{ [cm}^2\text{]}$$
 Aire de la section nette

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f1}$$

$$N_{u,Rd} = 270,95 \text{ [kN]}$$
 Résistance de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$$

$$N_{pl,Rd} = 384,12 \text{ [kN]}$$
 Résistance de calcul plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y1}) / \gamma_{M2}$$

$ N_{b1,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -32,82  < 270,95$	vérifié	(0,12)
$ N_{b1,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -32,82  < 384,12$	vérifié	(0,09)

### Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 4,14 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 9,45 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 221,2 \text{ [kN]}$  Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  
 $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$ N_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -32,82  < 221,25$	vérifié	(0,15)
------------------------------	---------------------	---------	--------

### Barre 4

#### Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 25,12 \text{ [kN]}$  Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  
 $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 0,56$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,56 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 68,80 \text{ [kN]}$  Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bz} = 0,65$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,65 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1z} = 80,27 \text{ [kN]}$  Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 0,86$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons

$$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,86 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 99,20$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,93$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,93 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 107,16$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

### Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

**cisaillement des boulons**

$e = 10$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -0,34$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 11,72$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$

$F_{MSd} = -2,82$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$

$F_{x,Ed} = 11,72$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -2,82$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 12,05$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 68,80$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 80,27$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|-11,72| < 68,80$  **vérifié** (0,17)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|-2,82| < 80,27$  **vérifié** (0,04)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$   $12,05 < 25,12$  **vérifié** (0,48)

### Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$\beta_3 = 0,57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 13,90 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{i4}$
$N_{u,Rd} = 270,95 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 384,12 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y4}) / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -35,16  < 270,95$	<b>vérifié</b> (0,13)
$ N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -35,16  < 384,12$	<b>vérifié</b> (0,09)

### Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 4,14 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 9,45 \text{ [cm}^2\text{]}$	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 221,25 \text{ [kN]}$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -35,16  < 221,25$	<b>vérifié</b> (0,16)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,48

## 7.7 Assemblage de l'échantignole :

### 7.7.1 Assemblage panne-traverse :

Les pannes sont assemblées aux traverses ou aux fermes par boulonnage. Sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le basculement à la pose, les pannes sont fixées à l'aide d'échantignolles.

-Il y a deux cas de charge sollicitant la panne :

- Charge gravitaire (G,S,Q) :  
Le boulon n'est pas sollicité car la panne s'appuie sur la traverse
- Charge soulèvement (G-1,5w) : combinaison utilisé pour le calcul

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec  $R_{vZ}$  (chaque boulon reprend une seule panne)



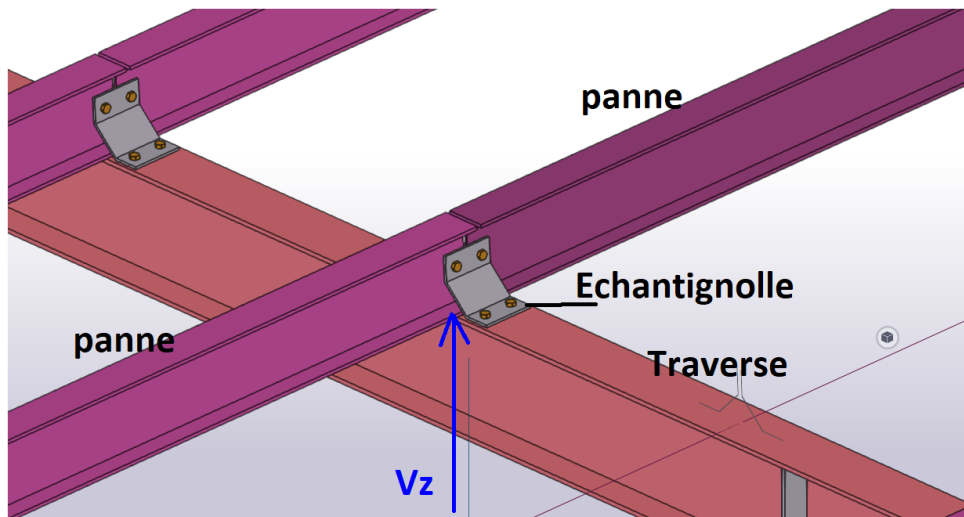


Figure 6: Vue perspective de l'échantignolle intermédiaire

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire à fin de réaliser une articulation.

$R_z$ : réaction de la panne sous la combinaison G-1.5W

$R_{VZ}^{\max} = 8.58 \text{ KN}$  est celui due au vent (Chapitre III).

$R_{vy}^{\max} = 2.06 \text{ KN}$  est celui due au poids propre de la panne.

### 7.7.2 Dimensionnement des boulons :

Des boulons de classe 6.8

$$F_{vsd} = \frac{RVZ_{\max}}{n} = \frac{8.58}{1} = 8.58 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{vsd}}{0.5 \times f_{bu}} = \frac{1.25 \times 8.58 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 35.75 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M8 avec  $A_s = 36.6 \text{ mm}^2$  et  $d_0 = 9 \text{ mm}$

### 7.7.3 Moment résistant effectif de l'assemblage:

$$M_Z = R_Z \times d_1 \quad R_Z: \text{effort de traction}$$

$$M_Z = 8.58 \times 6 = 5.148 \text{ KN.m}$$

$$F_{tsd} = \frac{M \times d_1}{n \times d_1} \quad n: \text{nombre de boulons}$$

$$F_{tsd} = \frac{5.148 \times 0.6}{2 \times 0.6} = 2.6$$

$$M_y = R_y \times d_2 \quad R_y: \text{effort de cisaillement}$$

$$M_y = 2.06 \times 6 = 1.236 \text{ KN.m}$$

**7.7.4 Assemblage de l'échantignolle sur la traverse :**

$R_{vy} = 2.06 \text{ KN}$  (Chapitre III)

$$\frac{F_{vsd}}{F_{vrd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 \times F_{t.rd}} \leq 1$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd}$$

$$F_{t.rd} = 0,9 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \times 0,366 \times \frac{360}{1,25} = 94,86 \text{ KN}$$

$$F_{v.rd} = 0,5 \times A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0,5 \times 0,366 \times \frac{360}{1,25} = 52,7 \text{ KN}$$

$$\frac{8.58}{52,7} + \frac{2,6}{1,4 \times 94,86} = 0,18 \leq 1 \quad \text{Condition Vérifier}$$

**7.7.5 Vérification à la pression diamétrale :**

$$F_{p.rd} = 2,5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{p.rd} = 2,5 \times 1 \times 1,5 \times 0,8 \times \frac{36}{1,25} = 80,64 \text{ KN}$$

$$F_{p.rd} = 80,64 \text{ KN} \geq F_{vsd} = 8.58 \text{ KN}$$

**7.8 Conclusion :**

Ce chapitre traite les assemblages entre les différents éléments de la structure qui sont conçus pour assurer la sécurité, la fiabilité et l'efficacité de l'ensemble final.

## **Chapitre 8 : Etude des fondations**

## 8 Chapitre VIII : Etude des fondations

### 8.1 Introduction :

En génie civil, une fondation est l'élément de base d'une construction, chargé de transmettre les charges de l'ouvrage (bâtiment, pont, etc.) au sol de manière stable et sécurisée. Elle permet de garantir la stabilité, la durabilité et la résistance de la structure face aux forces gravitationnelles, aux charges d'exploitation et aux mouvements du sol.

#### ➤ Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La résistance du sol communément appelé contrainte admissible ou capacité portante,
- Le type de la structure (importance des charges à transmettre)
- Le mode constructif de la structure (portiques, voiles porteurs,)
- Les tassements prévisionnels et leurs impacts sur l'ouvrage.
- La contrainte admissible du sol site S2 :  $\sigma_{sol} = 1.95 \text{ bar}$
- La profondeur d'ancrage :  $D = 1,8 \text{ m}$

### 8.2 Caractéristique des matériaux :

#### 8.2.1 Béton :

Résistance caractéristique de calcul  $F_{c28} = 25 \text{ MPA}$

- Sous action normales :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times 25}{1,5}$$

$$\sigma_b = 14,16 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

- État limite de service :

$$\delta_b = 0,6 \times 25$$

$$\delta_b = 15 \text{ MPA}$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times 25}{1,15}$$

$$\sigma_b = 18,47 \text{ MPA}$$

### 8.2.2 Acier :

- Sollicitation sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{360}{1,15}$$

$$\sigma_s = 313,04 \text{ MPA}$$

- Etat limite de service :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e$$

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times 360$$

$$\sigma_s = 240 \text{ MPA}$$

## 8.3 Choix de type de fondation des semelles :

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment, donc on opte pour une semelle isolée.

## 8.4 Calcul des fondations sous les poteaux :

### 8.4.1 Calcul des sollicitations :

Effort	ELU	ELS
Nsd(kN)	164,41	119,37
Msd (kN.m)	00	00

Tableau VIII.1 : Les sollicitations à la base du poteau

### 8.4.2 Dimensionnement de la semelle :

#### 8.4.2.1 Dimensionnement A et B :

On dimensionne la section à l'ELU

On a :  $a = b = 0,5 \text{ m} \Rightarrow$  (semelles carrées)

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{Ns}{S} < \sigma_{sol}$$

Avec :

Nu : effort normal a l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec le sol.

$\Sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle.

B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{Ns}{S} < \sigma_{sol}$$

$$\frac{Ns}{\sigma_{sol}} < S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions du la platine de la semelle on a  $\frac{a}{b} =$

$$\frac{A}{B}$$

$$A.b=B.a$$

$$A = \frac{B.a}{b}$$

$$S=A.B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{Ns}{S} < \sigma_{sol}$$

$$\frac{Ns}{\sigma_{sol}} < B^2$$

$$B^2 \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol}}}$$

$$B^2 \geq \sqrt{\frac{16441}{19500}} = 0,91$$

On prend A=B= 1,8 m      semelle carré

Détermination de d et h :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a$$

$$\frac{1,8-0,5}{4} \leq d \leq 1,8 - 0,5$$

$$0,325 \leq d \leq 1,3$$

$$\text{Donc : } d=0,95 \text{ m}$$

$$h=d+5=95+5=1 \text{ m}$$

**On dimensionne la section à l'ELS :**

On a :  $a = b = 0,5 \text{ m} \Rightarrow$  (semelles carrées)

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{Ns}{S} < \sigma_{sol}$$

$$\frac{Ns}{\sigma_{sol}} < S$$

Suivant la relation relative à l'homothétie des dimensions du la platine de la semelle on a  $\frac{a}{b} =$

$$\frac{A}{B}$$

$$A.b=B.a$$

$$A = \frac{B \cdot a}{b}$$

$$S=A.B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{Ns}{S} < \sigma_{sol}$$

$$\frac{Ns}{\sigma_{sol}} < B^2$$

$$B^2 \geq \sqrt{\frac{Ns}{\sigma_{sol}}}$$

$$B^2 \geq \sqrt{\frac{11937}{19500}} = 0,78$$

On prend  $A=B= 1,8 \text{ m}$  semelle carré

Détermination de d et h :

$$\frac{1,8-0,5}{4} \leq d \leq 1,8 - 0,5$$

$$0,325 \leq d \leq 1,3$$

$$\text{Donc : } d=0,95 \text{ m}$$

$$h=d+5=95+5=1 \text{ m}$$

#### 8.4.3 Vérification de la stabilité au renversement :

La stabilité au renversement d'un objet est déterminée par son centre de gravité (CG) et sa base de support. Si le CG se trouve au-dessus de la base de support de l'objet, il est susceptible de basculer. La vérification de la stabilité au renversement implique donc le calcul du CG et la mesure de la base de support.

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0 \text{ car } M = 0 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = 0 \leq 0,45 \text{ m}$$

#### 8.4.4 Calcul du ferrailage :

Ferrailage à ELU :

$$A_s = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$$

$$A_s = \frac{164,41 \times 10^{-3} \times (1,8 - 0,5)}{8 \times 0,95 \times \left(\frac{400}{1,15}\right)} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Ferrailage à ELS :

$$A_s = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_t} \right)$$

$$\sigma_s = (266,67; 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{119,37 \times 10^{-3} \times (1,8 - 0,5)}{8 \times 0,95 \times 201,63} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Cas le plus défavorable :



$A_s = 1,01 \text{ cm}^2$  donc on prend un ferrailage de  $5T10 = 3,94 \text{ cm}^2$

Détermination de la hauteur du patin 'e' :

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (12 ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

#### 8.4.5 Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

- Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines selon RPA 2024 sont:

- 25cm x 30cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Pour notre on opte pour des longrines de Section :  $25 \times 30 \text{ cm}^2$

- **Ferrailage des longrines :**

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à:

$$(F = \pm \alpha \cdot (A \cdot I \cdot S) \cdot N) \geq 20 \text{ Kn} \quad (10.1)$$

• N: valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.

•  $\alpha$ : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.3: \text{pour S2} \\ 0.4: \text{pour S3} \\ 0.6: \text{pour S4} \end{cases} \quad (10.2)$$

$$\text{ELS : } (F = \pm 0,3 \times (0,25 \times 1 \times 1,3) \times 119,37) = 11,63 \text{ KN} \leq 20 \text{ Kn}$$

$$\text{ELU : } (F = \pm 0,3 \times (0,25 \times 1 \times 1,3) \times 164,41) = 16,03 \text{ KN} \leq 20 \text{ Kn}$$

Calcul des armatures :

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à (min (20cm;  $15\phi$ )).

$$A_{\min} = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

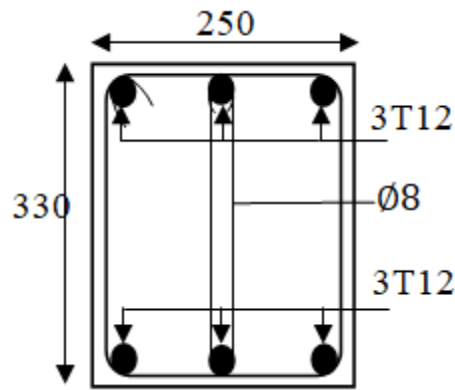


Figure 1: Ferrailage des longrines.

**8.4.6 Calcul d'armatures transversales :**

$t \leq \min (b / 3 ; 10\text{cm} ; 60\phi t)$  RPA2024

$t \leq 8,33 \text{ cm}$

Alors on prend  $t = 8\text{mm}$

Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA2024 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser

$St \leq (20\text{cm} ; 15\phi t)$

$St \leq (20\text{cm} ; 12\text{cm})$  Alors on adopte un espacement  $St = 10\text{cm}$

**8.5 Conclusion :**

Concernant le dimensionnement des fondations de la structure étudiée. On a pu choisir un type de fondation superficielle de semelle isolé (ferrailage 5T10) avec une longrine 25 x 30 ferrillée avec 6T12 et avec 4 tiges d'ancrage.

**Chapitre 9 : Effet de l'articulation et  
l'encastrement des pieds de poteaux sur les**

### 9 Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

#### 9.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'influence du type d'appui sur le comportement global d'un portique à deux versants. Plus précisément, nous comparons deux configurations : l'une avec des poteaux encastrés à leur base, et l'autre avec des poteaux articulés. Les deux structures ont été modélisées à l'aide du logiciel Robot, en conservant les mêmes caractéristiques géométriques, matériaux et sollicitations.

Cette comparaison a pour but de mettre en évidence les différences en termes d'efforts internes, de déplacements, de réactions d'appui et de rigidité globale. Une telle étude permet de mieux comprendre l'impact du type d'appui sur la performance structurelle et de guider les choix de conception selon les besoins du projet (résistance, stabilité, facilité de construction, coût, etc.).

#### 9.2 Présentation des deux modèles :

Afin de comparer objectivement le comportement d'un portique en fonction du type d'appui, deux modèles ont été créés sur le logiciel Robot. Les deux portiques étudiés présentent exactement la même géométrie, les mêmes propriétés mécaniques et sont soumis aux mêmes charges. La seule différence réside dans le type d'appui au niveau des pieds de poteaux.

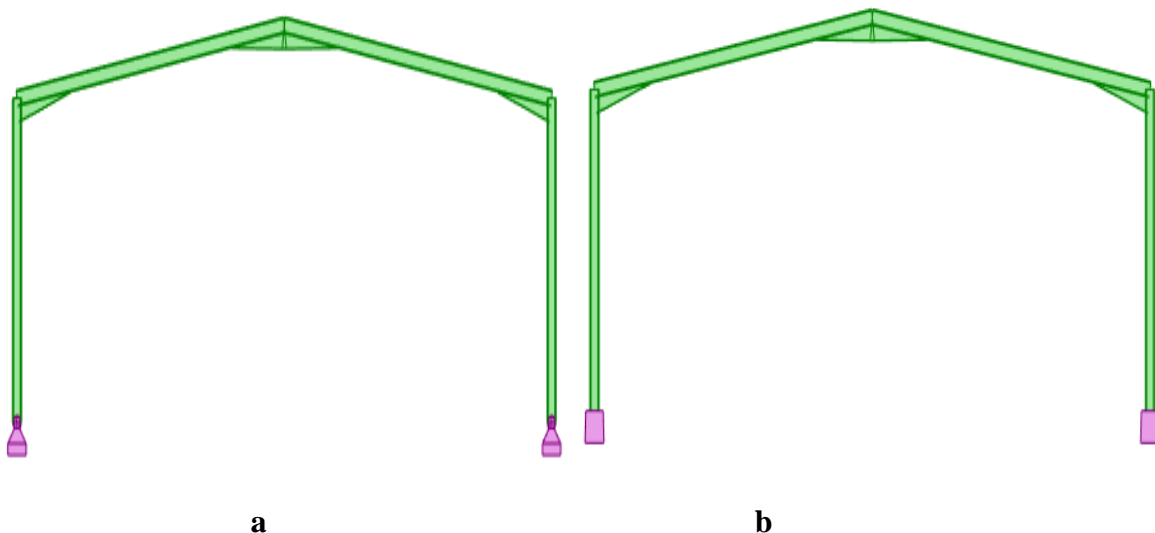


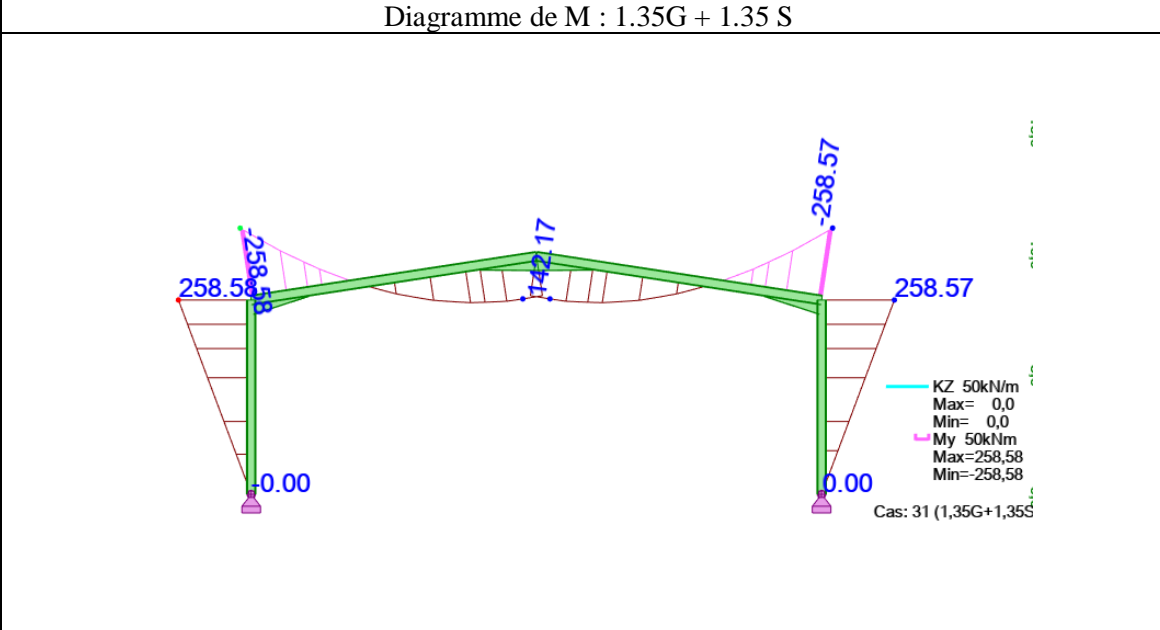
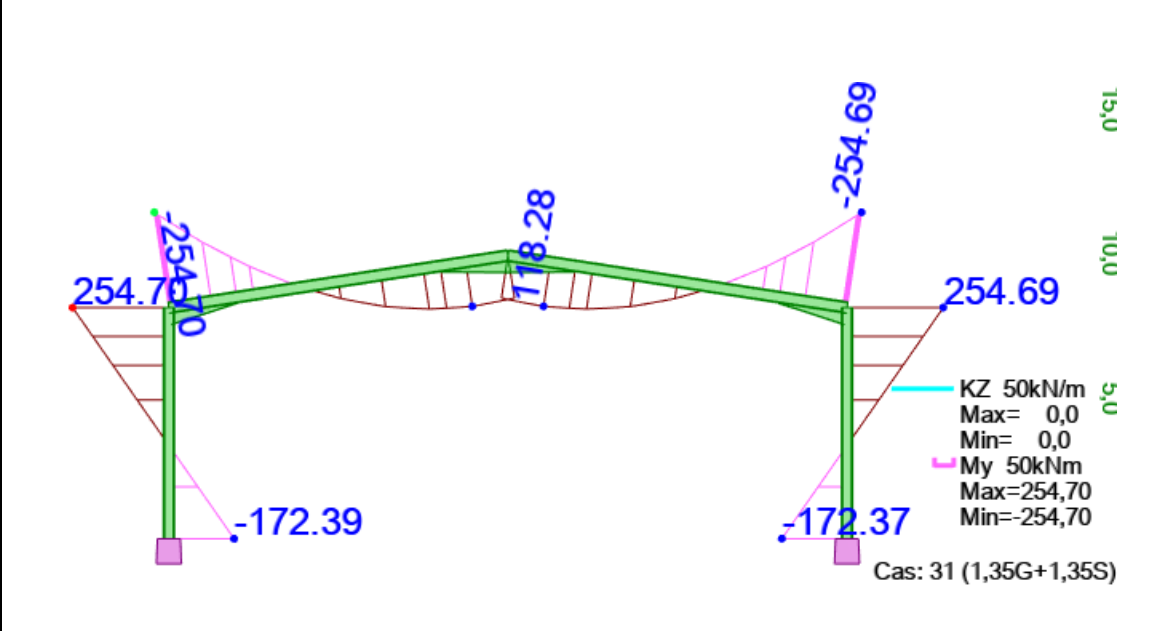
Figure 9.1 : a) portique articulé à la base b) portique encastré à la base

### **9.3 Résultats de la modélisation :**

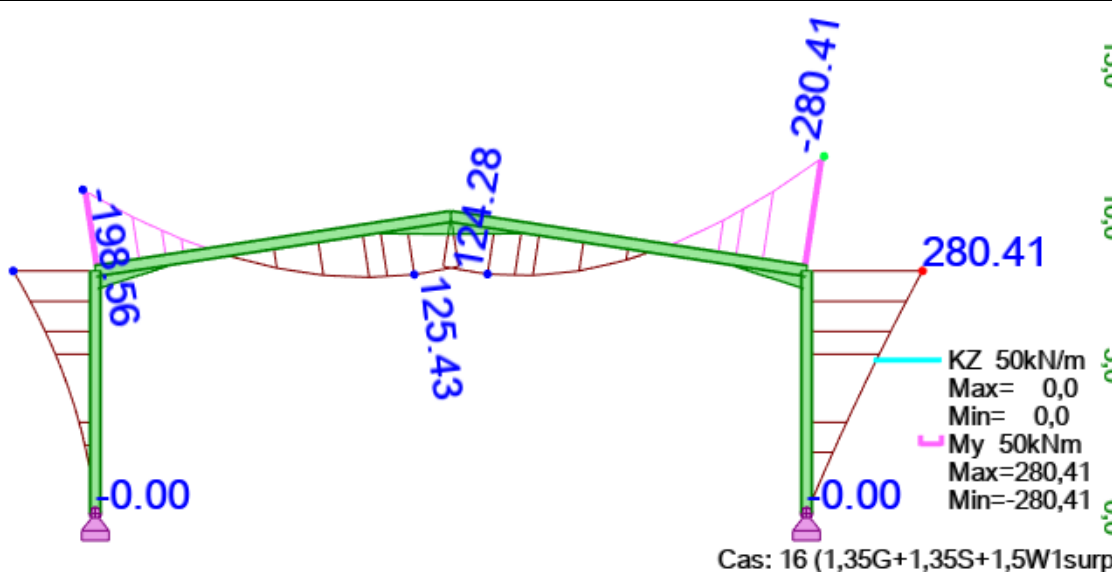
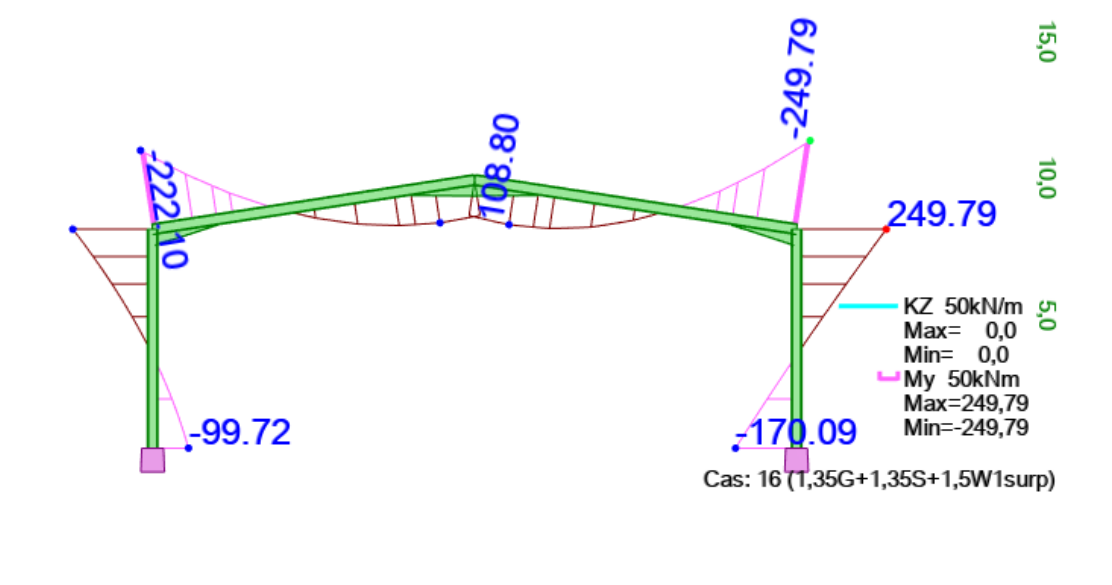
Résultats extraits de Robot pour un portique intermédiaire via le modèle 3D ; une comparaison est effectuée en termes d'effort internes des éléments poteau et traverse, notamment au niveau de jarret, de faitage et de pied de poteau, ainsi que l'effet de type d'appuis sur le dimensionnement des pieds de poteau et sa fondation. Les résultats sont illustrés sous forme des tableaux afin de mieux comparer les deux cas en parallèle.

#### **9.3.1 Le moment fléchissant $M$ :**

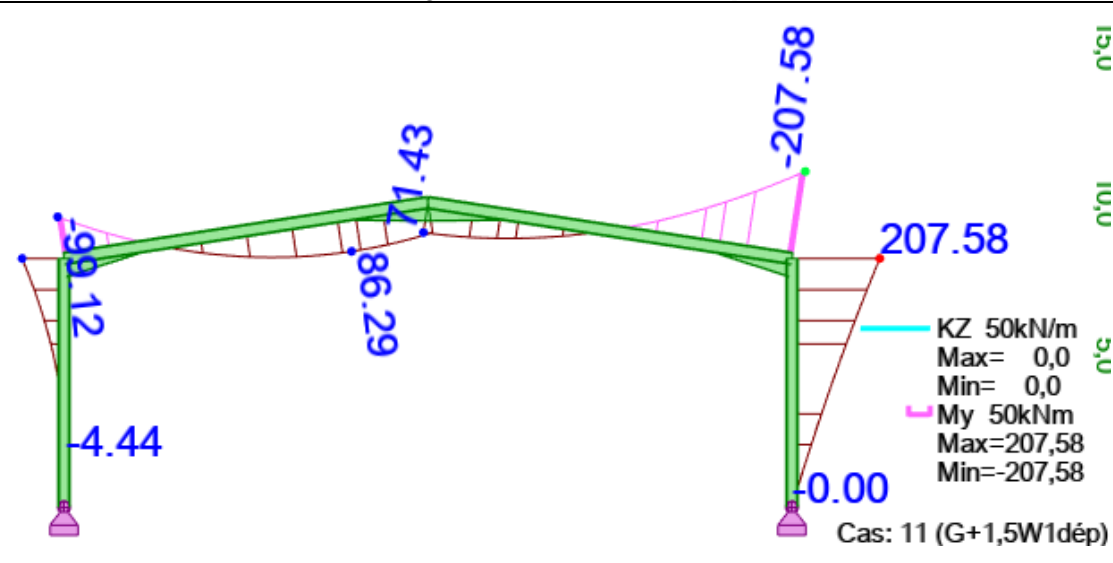
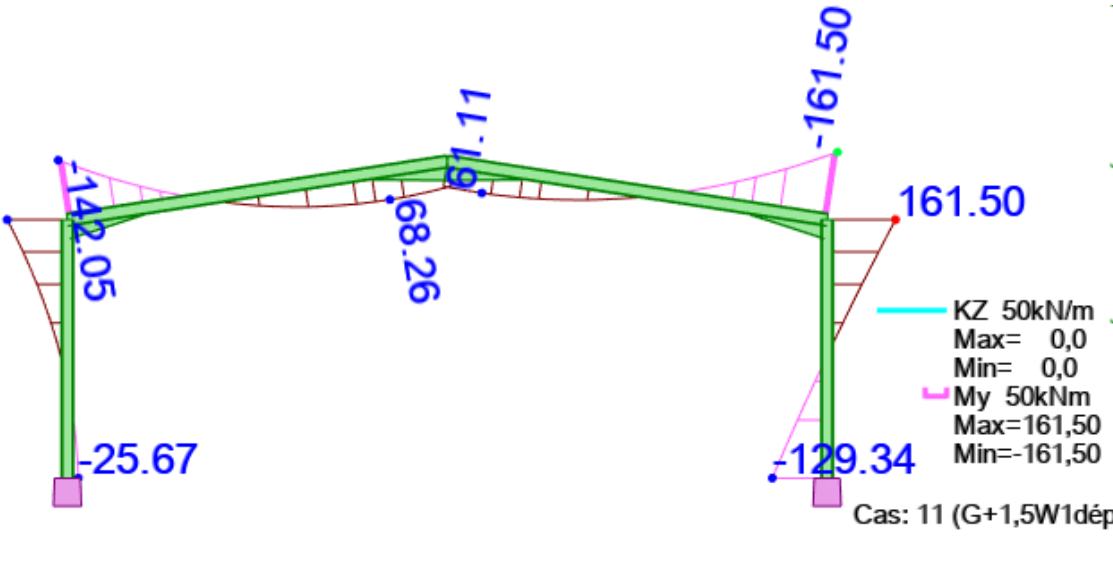
## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

Diagramme de M : 1.35G + 1.35 S					
Articulé	 <p>           KZ 50kN/m            Max= 0,0            Min= 0,0            My 50kNm            Max=258,58            Min=-258,58            Cas: 31 (1,35G+1,35S)         </p>				
	 <p>           KZ 50kN/m            Max= 0,0            Min= 0,0            My 50kNm            Max=254,70            Min=-254,70            Cas: 31 (1,35G+1,35S)         </p>				
$M_{\max}$	JARRET	$M_{\text{art}}$	258,58	$\frac{M_{\text{art}}}{M_{\text{encst}}} = 1,01$	
		$M_{\text{encst}}$	254,69		
	FAITAGE	$M_{\text{art}}$	142,17	$\frac{M_{\text{art}}}{M_{\text{encst}}} = 1,2$	
		$M_{\text{encst}}$	118,28		
	Pied de poteau	$M_{\text{art}}$	0	$\frac{M_{\text{art}}}{M_{\text{encst}}} = 0$	
		$M_{\text{encst}}$	172,39		

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

Diagramme de M : 1.35G + 1.35S+ 1.5w				
Articulé	 <p> KZ 50kN/m  Max= 0,0  Min= 0,0  My 50kNm  Max=280,41  Min=-280,41  Cas: 16 (1,35G+1,35S+1,5W1surp) </p>			
	 <p> KZ 50kN/m  Max= 0,0  Min= 0,0  My 50kNm  Max=249,79  Min=-249,79  Cas: 16 (1,35G+1,35S+1,5W1surp) </p>			
$M_{max}$	JARRET	$M_{art}$	280,41	$\frac{M_{art}}{M_{encst}} = 1,12$
		$M_{encst}$	249,79	
	FAITAGE	$M_{art}$	125,43	$\frac{M_{art}}{M_{encst}} = 1,15$
		$M_{encst}$	108,8	
	Pied de poteau	$M_{art}$	0	$\frac{M_{art}}{M_{encst}} = 0$
		$M_{encst}$	170,09	

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

Diagramme de M : G +1.5W <sub>dép</sub>				
Articulé				
Encastré				
M <sub>max</sub>	JARRET	M <sub>art</sub>	207,58	$\frac{M_{art}}{M_{encst}} = 1,28$
		M <sub>encst</sub>	161,50	
	FAITAGE	M <sub>art</sub>	86,29	$\frac{M_{art}}{M_{encst}} = 1,26$
		M <sub>encst</sub>	68,26	
	Pied de poteau	M <sub>art</sub>	0	$\frac{M_{art}}{M_{encst}} = 0$
		M <sub>encst</sub>	129,34	

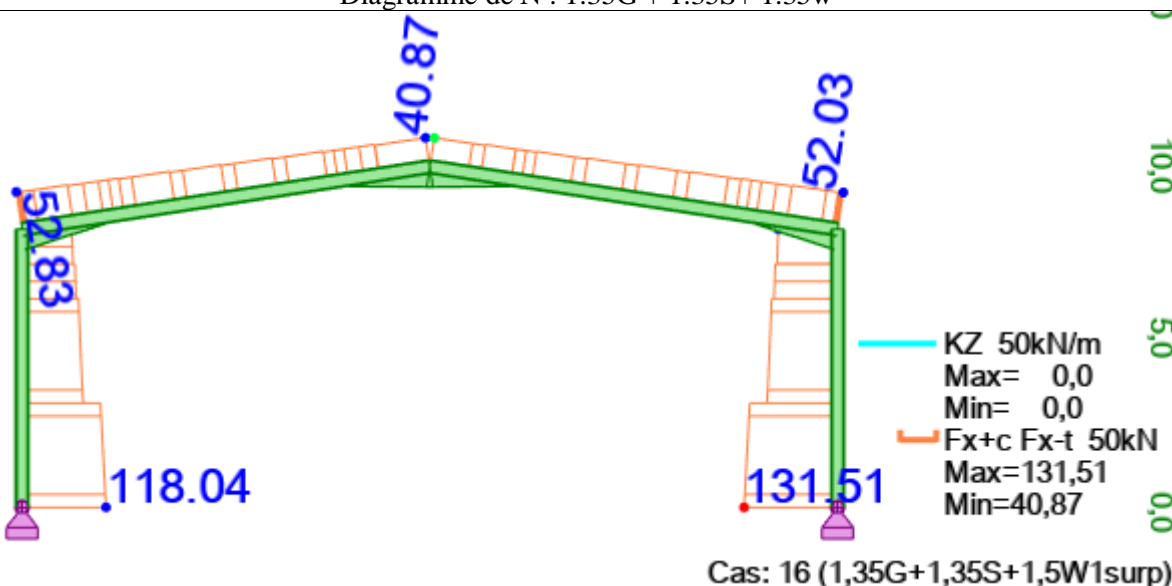
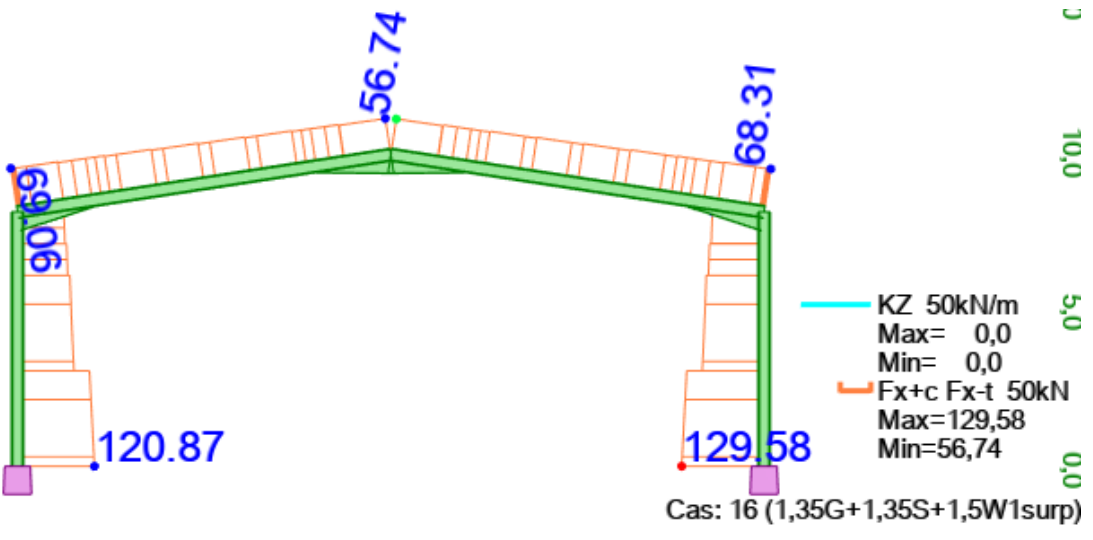


## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

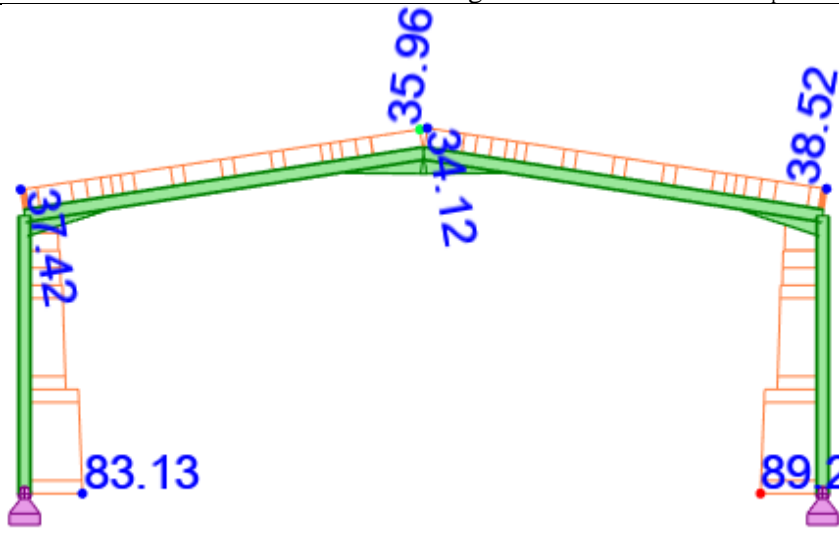
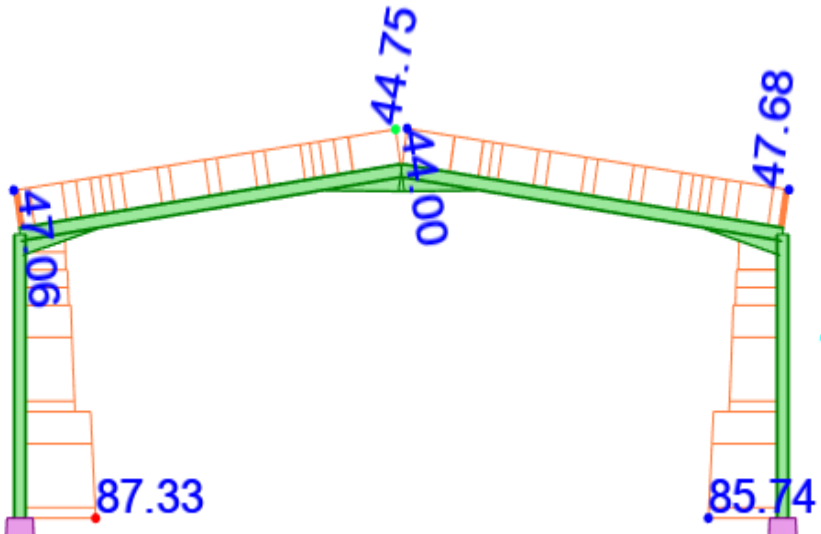
### 9.3.2 L'effort normal N :

Diagramme de N : 1.35G + 1.35 S				
Articulé	<p>           KZ 50kN/m            Max= 0,0            Min= 0,0            Fx+c Fx-t 50kN            Max=129,11            Min=32,81            Cas: 31 (1,35G+1,35S)         </p>			
Encasté	<p>           KZ 50kN/m            Max= 0,0            Min= 0,0            Fx+c Fx-t 50kN            Max=129,85            Min=53,54            Cas: 31 (1,35G+1,35S)         </p>			
N <sub>max</sub>	JARRET	N <sub>art</sub>	129,11	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 0,99$
		N <sub>encst</sub>	129,85	
	FAITAGE	N <sub>art</sub>	32,81	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 0,61$
		N <sub>encst</sub>	53,54	
	Pied de poteau	N <sub>art</sub>	32,31	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 0,6$
		N <sub>encst</sub>	53,38	

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

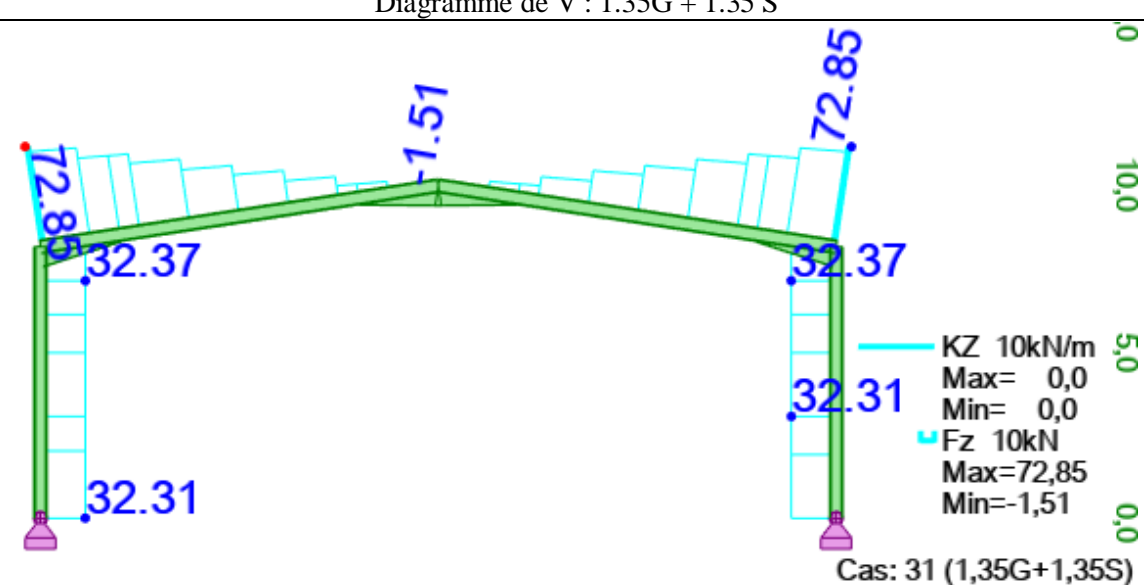
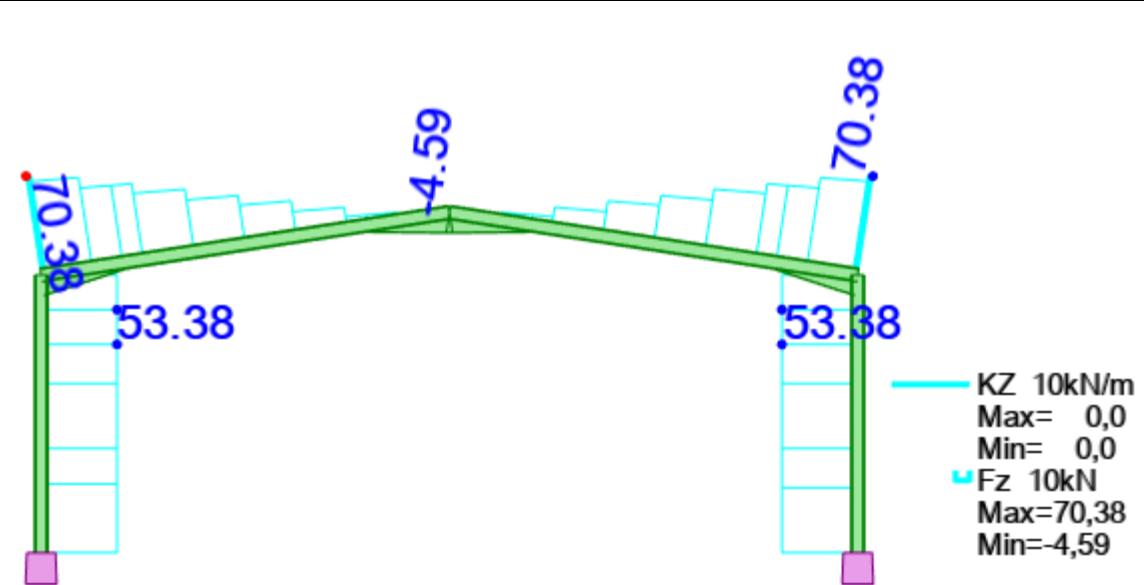
Diagramme de N : 1.35G + 1.35S+ 1.35w				
Articulé				
Encastré				
N <sub>max</sub>	JARRET	N <sub>art</sub>	131,51	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 1,01$
		N <sub>encst</sub>	129,58	
	FAITAGE	N <sub>art</sub>	40,87	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 0,72$
		N <sub>encst</sub>	56,74	
	Pied de poteau	N <sub>art</sub>	30,76	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 0,63$
		N <sub>encst</sub>	48,26	

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

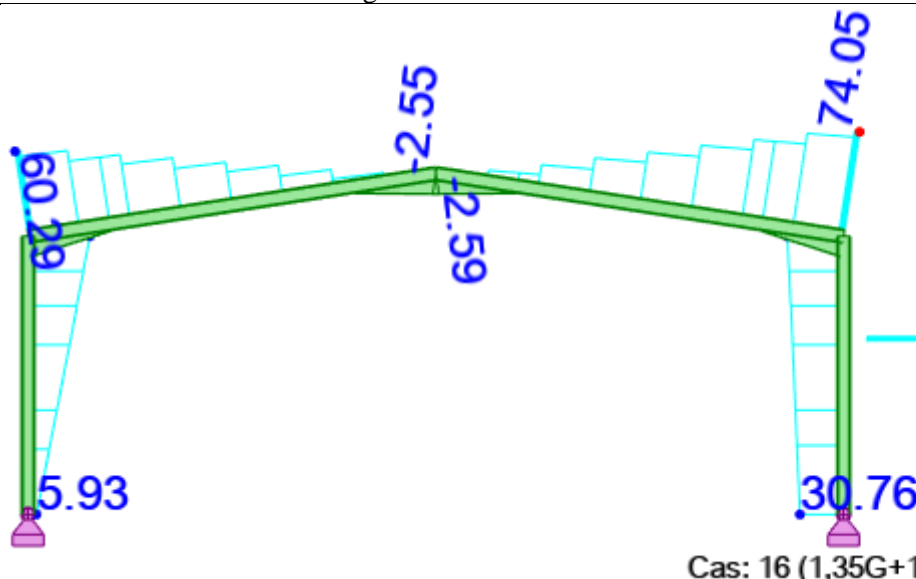
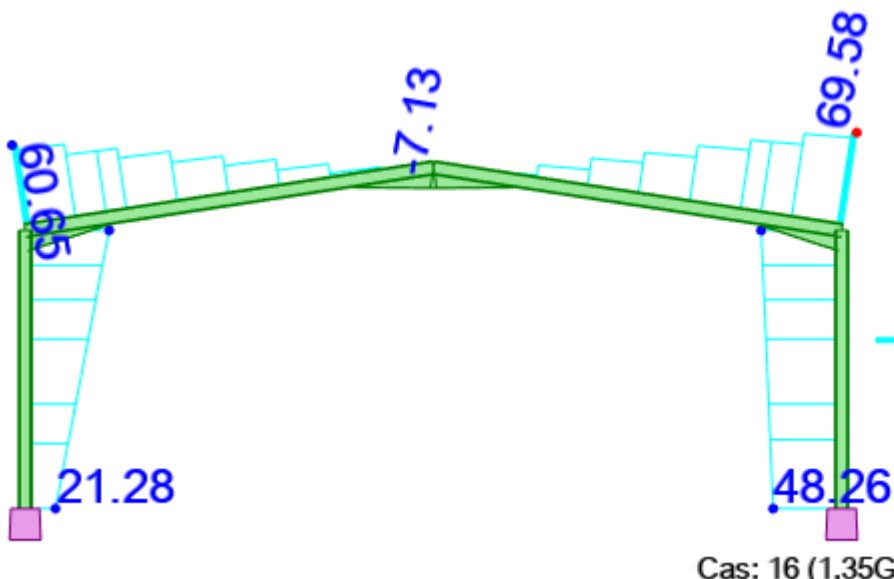
Diagramme de N : G + 1.5w <sub>dép</sub>				
Articulé	 <p>           KZ 50kN/m            Max= 0,0            Min= 0,0            Fx+c Fx-t 50kN            Max=89,20            Min=34,12         </p> <p>Cas: 11 (G+1,5W1dép)</p>			
Encastré	 <p>           KZ 20kN/m            Max= 0,0            Min= 0,0            Fx+c Fx-t 20kN            Max=87,33            Min=44,00         </p> <p>Cas: 11 (G+1,5W1dép)</p>			
N <sub>max</sub>	JARRET	N <sub>art</sub>	89,20	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 1,04$
		N <sub>encst</sub>	85,33	
	FAITAGE	N <sub>art</sub>	35,96	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 0,80$
		N <sub>encst</sub>	44,75	
	Pied de poteau	N <sub>art</sub>	21,66	$\frac{N_{art}}{N_{encst}} = 0,67$
		N <sub>encst</sub>	32,14	

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

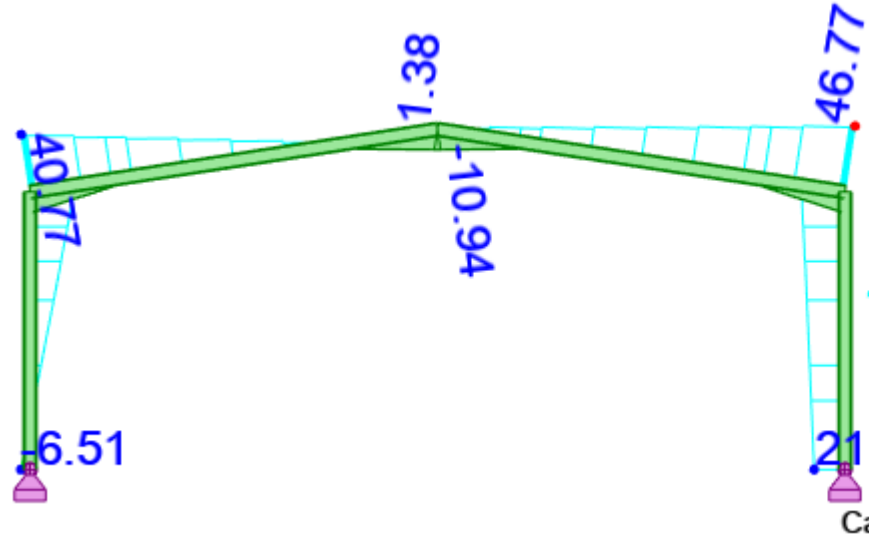
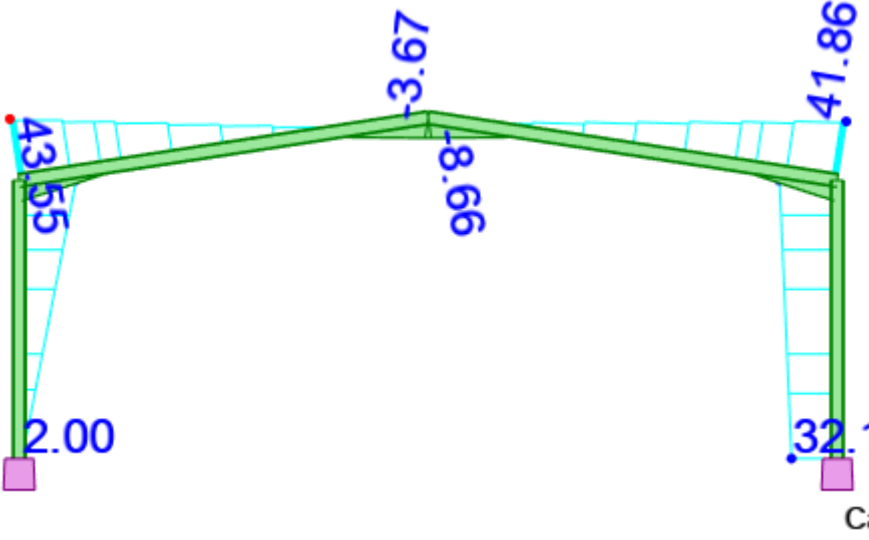
### 9.3.3 Les efforts de cisaillement V :

Diagramme de V : 1.35G + 1.35 S				
Articulé	 <p>           KZ 10kN/m            Max= 0,0            Min= 0,0            Fz 10kN            Max=72,85            Min=-1,51            Cas: 31 (1,35G+1,35S)         </p>			
	 <p>           KZ 10kN/m            Max= 0,0            Min= 0,0            Fz 10kN            Max=70,38            Min=-4,59            Cas: 31 (1,35G+1,35S)         </p>			
V <sub>max</sub>	JARRET	V <sub>art</sub>	72,85	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 1,03$
		V <sub>encst</sub>	70,38	
	FAITAGE	V <sub>art</sub>	1,51	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 0,32$
		V <sub>encst</sub>	4,59	
	Pied de poteau	V <sub>art</sub>	129,11	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 0,99$
		V <sub>encst</sub>	129,39	

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

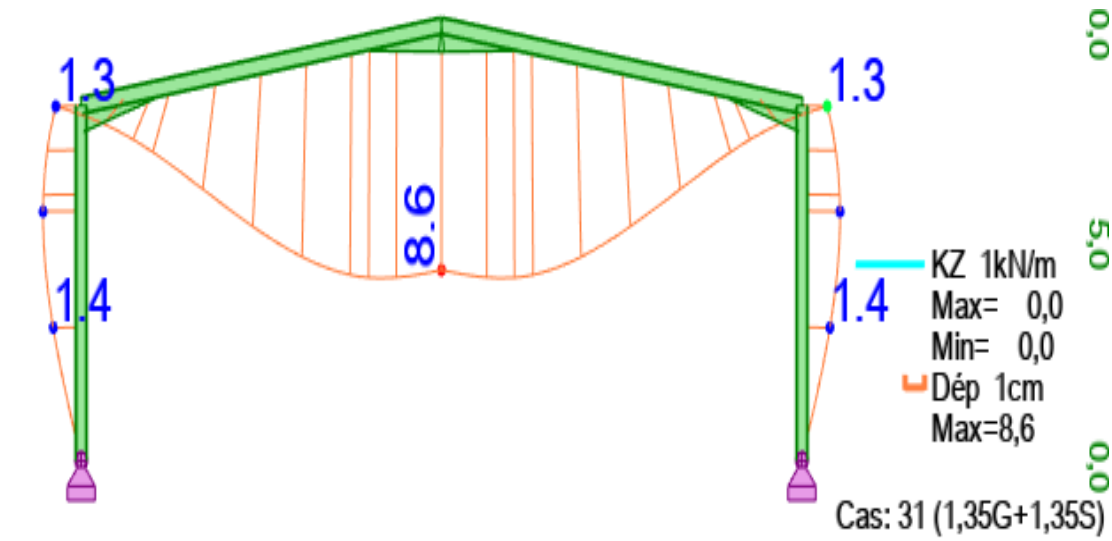
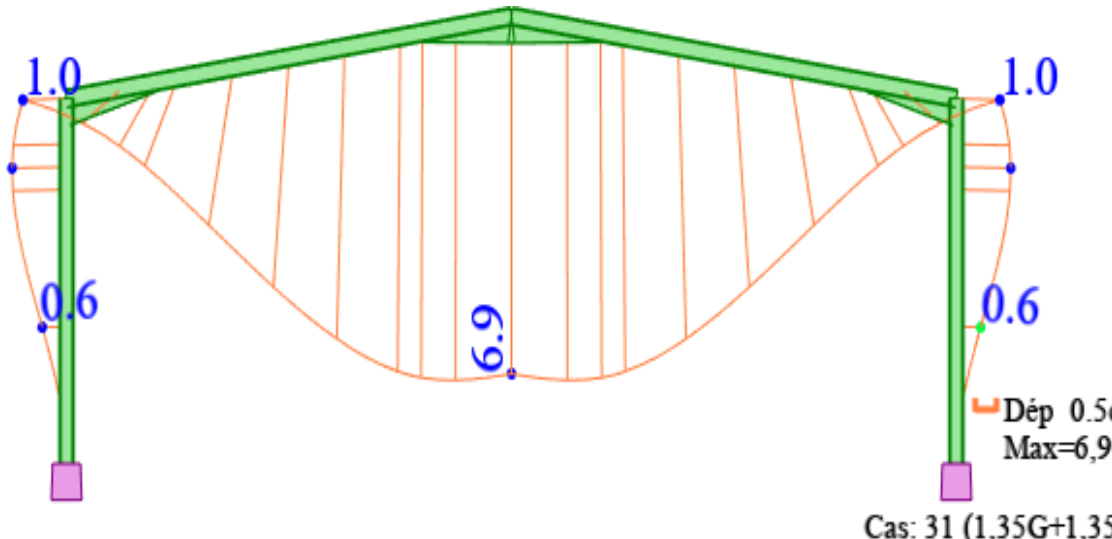
Diagramme de V : 1.35G + 1.35S + 1.5w				
Articulé	 <p>KZ 10kN/m Max= 0,0 Min= 0,0 Fz 10kN Max=74,05 Min=-2,59</p> <p>Cas: 16 (1,35G+1,35S+1,5W1surp)</p>			
Encastré	 <p>KZ 10kN/m Max= 0,0 Min= 0,0 Fz 10kN Max=69,58 Min=-7,13</p> <p>Cas: 16 (1,35G+1,35S+1,5W1st)</p>			
$V_{max}$	JARRET	$V_{art}$	74,05	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 1,06$
		$V_{encst}$	69,58	
	FAITAGE	$V_{art}$	2,59	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 0,36$
		$V_{encst}$	7,13	
	Pied de poteau	$V_{art}$	131,51	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 1,01$
		$V_{encst}$	129,58	

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

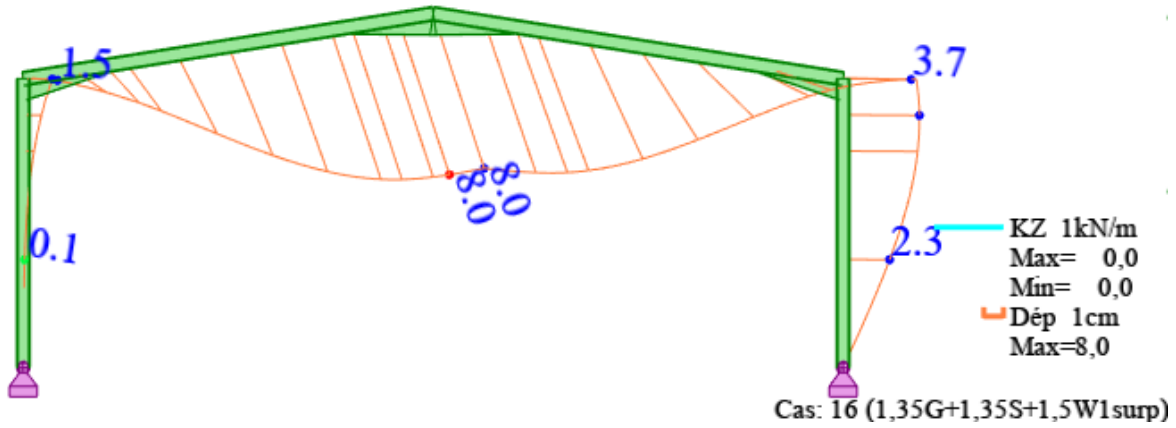
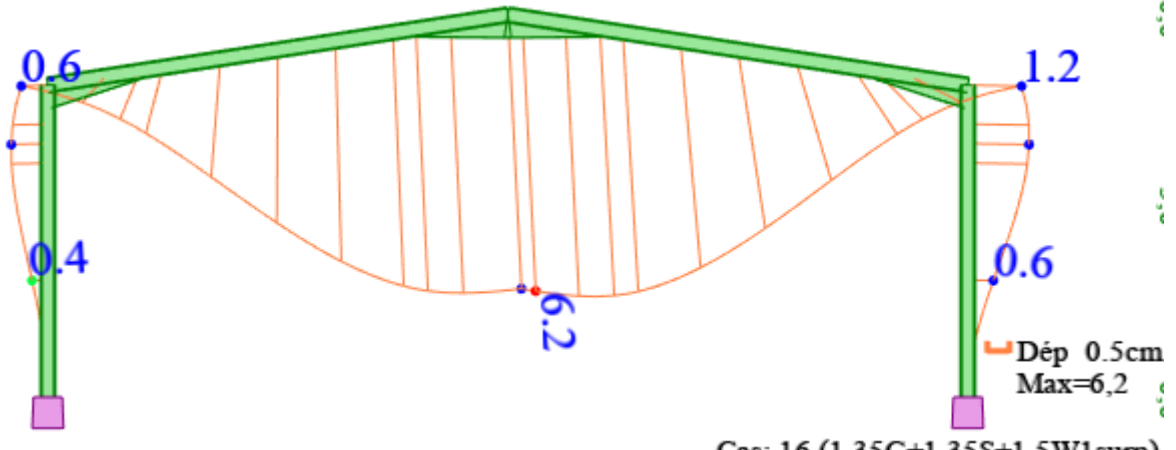
Diagramme de V : G +1.5w <sub>dép</sub>				
Articulé	 <p> KZ 10kN/m  Max= 0,0  Min= 0,0  Fz 10kN  Max=46,77  Min=-10,94  Cas: 11 (G+1,5W1dép) </p>			
	 <p> KZ 10kN/m  Max= 0,0  Min= 0,0  Fz 10kN  Max=43,55  Min=-8,66  Cas: 11 (G+1,5W1dép) </p>			
V <sub>max</sub>	JARRET	V <sub>art</sub>	46,77	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 1,07$
		V <sub>encst</sub>	43,55	
	FAITAGE	V <sub>art</sub>	10,94	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 1,26$
		V <sub>encst</sub>	8,66	
	Pied de poteau	V <sub>art</sub>	89,20	$\frac{V_{art}}{V_{encst}} = 1,02$
		V <sub>encst</sub>	87,33	

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

### 9.3.4 Déformation :

1.35G + 1.35 S				
Articulé	 <p> KZ 1kN/m  Max= 0,0  Min= 0,0  Dép 1cm  Max=8,6  Cas: 31 (1,35G+1,35S) </p>			
	 <p> Dép 0.5cm  Max=6,9  Cas: 31 (1,35G+1,35S) </p>			
Déformation	JARRET	Articulé	1.3cm	$\frac{D_{art}}{D_{encst}} = 1.3cm$
		encastéré	1 cm	
	FAITAGE	Articulé	8.6cm	$\frac{D_{art}}{D_{encst}} = 1.24$
		encastéré	6.9cm	

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

1.35G + 1.35S + 1.5w				
Articulé				
Encastré				
Déformation	JARRET	Articulé	3.7 cm	$\frac{D_{art}}{D_{encst}} = 3.08$
		encastré	1.2 cm	
	FAITAGE	Articulé	8 cm	$\frac{D_{art}}{D_{encst}} = 1.29$
		encastré	6.2 cm	



---

---

### 9.4 Effet sur le pied de poteau

	M(Kn.m)	N(kN)	V(kN)	Diamètres d'encrage
Articulé	0	166,33	75,46	M30
Encastré	325.04	155.54	106.52	M42

#### 9.4.1 Articulé :

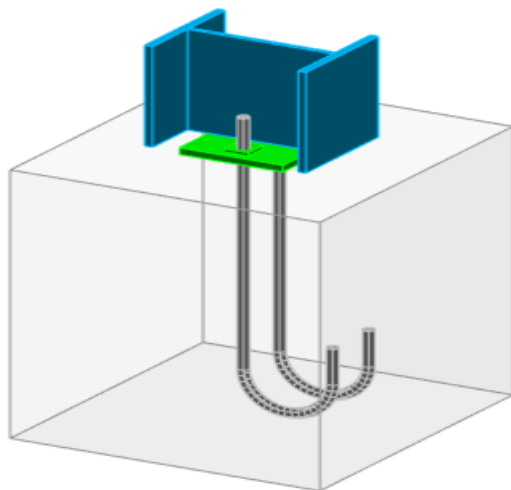


Figure 1 : Le pied de poteau articulé en 3D

#### 9.4.2 Encastré :

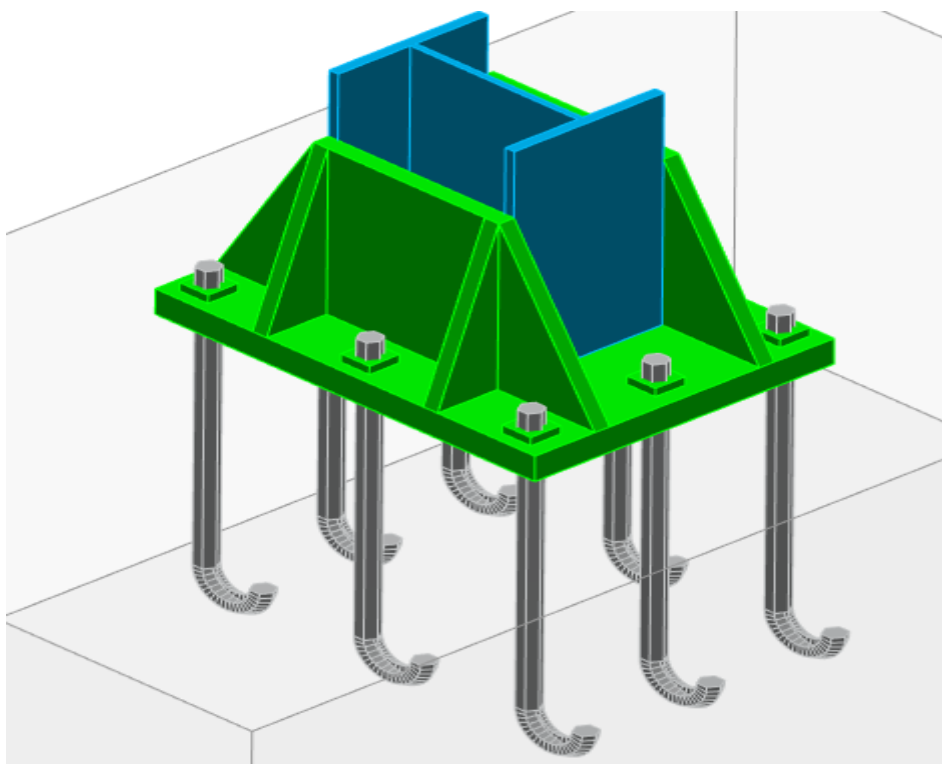


Figure 2 : Le pied de poteau encastré en 3D

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

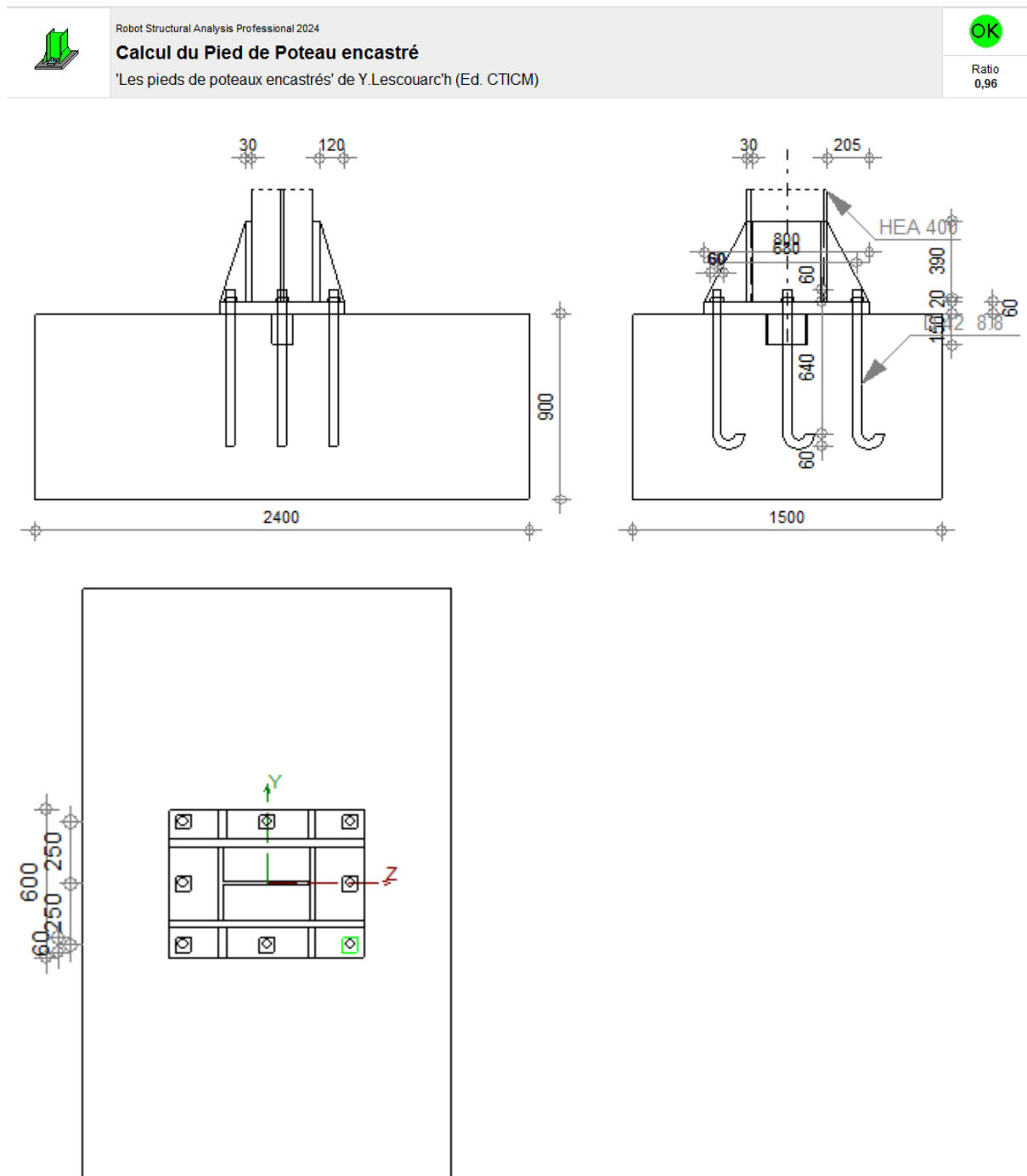


Figure 3: Schéma d'assemblage pied de poteau encasté

### 9.5 Effet sur les fondations

$N=64,32 \text{ kN}$

$M=182,18 \text{ Kn.m}$

- La contrainte admissible du sol site S2 :  $\sigma_{sol} = 1.95 \text{ bar}$
- La profondeur d'ancrage :  $D = 1,8 \text{ m}$

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

---

**9.5.1 Calcul de l'excentricité :**  $e = \frac{N}{M} = 2,83 \text{ m}$

**9.5.2 Hypothèse de forme de la semelle :**

On propose une semelle carrée de côté B, car elle est plus simple à réaliser et symétrique.

**9.5.3 Vérification du centrage :**

Pour que la semelle soit entièrement comprimée :

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$B \geq 6e = 6 \times 2,83 = 16,98 \text{ m} \Rightarrow \text{Cette dimension est trop grande}$$

**9.5.4 Dimensionnement de la semelle isolée:**

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B^2} + \frac{6M}{B^3}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{64,32}{B^2} + \frac{6 \times 311,86}{B^3}$$

$$\frac{64,32}{B^2} + \frac{6 \times 311,86}{B^3} = 195$$

$$195B^3 - 64,32B - 1871,16 = 0$$

$$B = 2,18 \text{ m}$$

On retiendra une semelle de dimension :  $B = 2,20 \text{ m}$

**9.6 Discussion des résultats :**

- Augmentation des moments au jarret et au faitage dans le modèle articulé, mais aucun moment au pied (pied libre en rotation).
- L'effort normal est plus faible dans les poteaux articulés en partie haute et à la base.
- Augmentation légère de l'effort tranchant au jarret et au pied dans le cas articulé. L'effet varie au faitage.
- Déformations nettement plus importantes pour les portiques articulés, surtout au jarret.

**9.6.1 Avantages et inconvénients :**

**9.6.1.1 Portique à poteaux articulés**

**Avantages :**

- Moins d'efforts transmis à la fondation (pas de moment au pied).
- Simplifie la conception et l'exécution des fondations.
- Permet une certaine souplesse, utile pour absorber les déformations thermiques ou sismiques.
- Moins coûteux en général.

## Chapitre IX : Effet de l'articulation et l'encastrement des pieds de poteaux sur les efforts internes des éléments

---

### Inconvénients :

- Moments plus élevés en tête de poteaux et à la liaison avec la panne.
- Déformations (flèches) plus importantes → peut affecter l'esthétique ou l'usage.
- Rigidité latérale plus faible → structure globalement plus flexible.

### 9.6.1.2 Portique à poteaux encastrés

#### Avantages :

- Bonne rigidité : déformations réduites.
- Meilleure tenue sous vent ou séisme.
- Moins de moments au sommet des poteaux.

#### Inconvénients :

- Moments très élevés à la base → fondations plus complexes et plus coûteuses.
- Nécessite un ancrage rigide au sol.
- Moins de souplesse face aux effets thermiques ou aux tassements différentiels.

### 9.7 Conclusion :

Le portique à pieds encastrés offre de meilleures performances mécaniques (rigidité, déformations réduites), mais au prix d'un dimensionnement complexe des semelles. À l'inverse, le portique à pieds articulés présente une solution plus économique et plus simple à réaliser au niveau des fondations, bien que les efforts internes dans les éléments soient légèrement plus élevés.

Le choix dépendra donc des priorités du projet : performance ou économie.

### Conclusion Général

Ce travail de fin d'études nous a offert l'opportunité de mettre en pratique les compétences théoriques acquises tout au long de notre formation en Master Génie Civil, à travers un projet concret et représentatif du domaine professionnel : l'étude complète d'un hangar industriel en charpente métallique.

Dans ce mémoire, nous avons mené une analyse structurelle approfondie d'un hangar sans pont roulant, en nous appuyant sur les normes en vigueur, notamment l'Eurocode 3 pour le dimensionnement des éléments métalliques, ainsi que le RPA 2024 pour l'analyse sismique. Le projet a nécessité l'identification rigoureuse des charges permanentes et variables (neige, vent, exploitation, séisme), suivie du dimensionnement des éléments porteurs : poteaux, poutres, fermes, contreventements, pannes, lisses, ainsi que les assemblages structurels.

Le logiciel **Robot Structural Analysis** a été utilisé pour modéliser la structure et effectuer les analyses statiques et dynamiques nécessaires, notamment l'analyse modale spectrale. L'ensemble des vérifications a permis de garantir la stabilité, la résistance et la sécurité de la structure selon les critères réglementaires.

Ce projet nous a également permis de développer une meilleure compréhension des techniques de modélisation, de calcul et de justification des structures métalliques. Il a renforcé notre autonomie, notre rigueur et notre capacité à croiser théorie, outils numériques et exigences normatives pour répondre à une problématique d'ingénierie réelle.

Enfin, cette expérience représente une étape précieuse dans notre parcours, en tant que premier pas concret vers l'exercice de la profession d'ingénieur, dans un secteur où l'optimisation structurelle et la sécurité des ouvrages demeurent au cœur des préoccupations.

## Bibliographie

[1] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2024. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2024.

[2] Lahlou Dehmani, 2022, «CALCUL PRATIQUE DES ELEMENTS DE CONSTRUCTIONS METALLIQUE »

[3] Règlement Neige et Vent « R.N.V.99 » version 2003 (D.T.R. C 2- 4.7), Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Algérie.

[4] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode03. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008

[5] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.

[6] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.

[7] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.

[8] Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, DTR B-C 2.4, Ministère de l'habitat. [7] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier«CCM97 ».

➤ **Autres documents consultés :**

- Cahiers de cours de cursus.
- Anciens mémoires de fin d'études

# Annexes



## Annexe 1

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

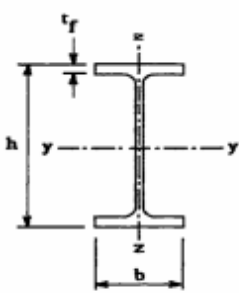
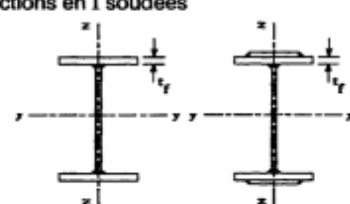

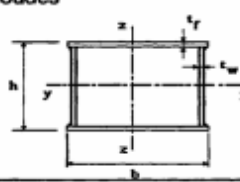

Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m <sup>2</sup> )
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	$K_T$	$z_0$ (m)	$z_{\text{min}}$ (m)	$\varepsilon$
<b>0</b> Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
<b>II</b> Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
<b>III</b> Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
<b>IV</b> Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

## Annexe 2

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$  $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$  $y - y$ $z - z$	a b  b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$  $y - y$ $z - z$	b c  d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$  $y - y$ $z - z$	b c  c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	$y - y$ $z - z$	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

## Annexe 3

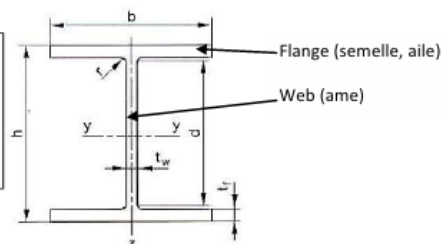
Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$ 

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	B	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

## Annexe 4

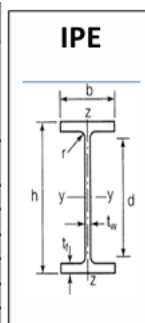
**6. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS USUELLES**

Les caractéristiques géométriques des sections usuelles (IPE, HEA, UPN, UAP) sont récapitulées dans les tableaux suivants :

**Poutrelles HEA (HEA 100 à 600)**

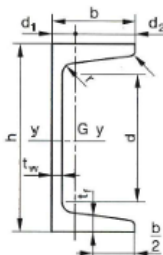
	Dimensions						Masse par mètre P	Aire de la section	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	d			m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	I <sub>y</sub>	W <sub>el,y</sub>	i <sub>y</sub>	W <sub>pl,y</sub>	A <sub>ex</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el,z</sub>	i <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub>	A <sub>ey</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>			cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>
HEA 100	96	100	5.0	8.0	12	56	16.7	21.2	0.561	33.68	349.2	72.8	4.06	83.0	7.6	133.8	26.8	2.51	41.1	16.9
HEA 120	114	120	5.0	8.0	12	74	19.9	25.3	0.677	34.06	606.2	106.3	4.89	119.5	8.5	230.9	38.5	3.02	58.9	20.1
HEA 140	133	140	5.5	8.5	12	92	24.7	31.4	0.794	32.21	1033.1	155.4	5.73	173.5	10.1	389.3	55.6	3.52	84.8	24.8
HEA 160	152	160	6.0	9.0	15	104	33.4	38.8	0.906	29.78	1673.0	220.1	6.57	245.1	13.2	615.5	76.9	3.98	117.6	30.1
HEA 180	171	180	6.0	9.5	15	122	35.5	45.3	1.024	28.83	2510.3	293.6	7.45	324.9	14.5	924.6	102.7	4.52	156.5	35.5
HEA 200	190	200	6.5	10.0	18	134	42.3	53.8	1.136	26.89	3692.2	388.6	8.28	429.5	18.1	1335.6	133.6	4.98	203.8	41.6
HEA 220	210	220	7.0	11.0	18	152	50.5	64.5	1.255	24.85	5409.7	515.2	9.17	568.5	20.7	1954.5	177.7	5.51	270.6	50.2
HEA 240	230	240	7.5	12.0	21	164	60.3	76.8	1.369	22.70	7763.2	675.1	10.05	744.6	25.2	2768.9	230.7	6.00	351.7	59.7
HEA 260	250	260	7.5	12.5	24	177	68.2	86.8	1.484	21.77	10455	836.4	10.97	919.8	28.8	3668.2	282.6	6.50	430.2	67.4
HEA 280	270	280	8.0	13.0	24	196	76.4	97.3	1.603	20.99	13673	1012.8	11.86	1112.2	31.7	4763.0	340.2	7.00	518.1	75.4
HEA 300	290	300	8.5	14.0	27	208	88.3	112.5	1.717	19.43	18263	1259.6	12.74	1383.3	37.3	6310.5	420.7	7.49	641.2	87.0
HEA 320	310	300	9.0	15.5	27	225	96.6	124.4	1.756	17.98	22928	1479.3	13.58	1628.1	41.1	6985.8	465.7	7.49	709.7	96.2
HEA 340	330	300	9.5	16.5	27	243	104.8	133.5	1.795	17.13	27693	1678.4	14.40	1850.5	45.0	7436.3	495.8	7.46	755.9	102.5
HEA 360	350	300	10.0	17.5	27	261	112.1	142.8	1.834	16.36	33090	1890.8	15.22	2088.5	49.0	7886.8	525.8	7.43	802.3	108.7
HEA 400	390	300	11.0	19.0	27	298	124.8	159.0	1.912	15.32	45069	2311.3	16.84	2561.8	57.3	8563.1	570.9	7.34	872.9	118.2
HEA 450	440	300	11.5	21.0	27	344	139.8	178.0	2.011	14.39	63722	2896.4	18.92	3215.9	65.8	9464.2	630.9	7.29	965.1	130.4
HEA 500	490	300	12.0	23.0	27	390	155.1	197.5	2.110	13.60	86975	3550.0	20.98	3948.9	74.7	10365.6	91.0	7.24	1058.5	142.7
HEA 550	540	300	12.5	24.0	27	438	166.2	211.8	2.209	13.29	111932	4145.6	22.99	4321.8	83.7	10817.2	721.1	7.15	1106.9	148.6
HEA 600	590	300	13.0	25.0	27	486	177.8	226.5	2.308	12.98	141208	4786.7	24.97	5350.4	93.2	11269.1	751.3	7.05	1155.7	155.2

Profil IPE	h	b	t <sub>w</sub>	t <sub>f</sub>	r	Mass e par mètre P	Aire de la section A	Moment quadratique I <sub>y</sub>	Module de résistance élastique à la flexion W <sub>el,y</sub>	Rayon de giration i <sub>y</sub>	2xS <sub>y</sub> Module plastique W <sub>pl,y</sub>	A <sub>ex</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>el,z</sub>	i <sub>z</sub>	2xS <sub>z</sub> W <sub>pl,z</sub>	A <sub>ey</sub>
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>
80	80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1
100	100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,3	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7
120	120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,2	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6
140	140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,4	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6
160	160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,1	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8
180	180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,9	1 317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	10,81	22,16	2,05	34,6	15,3
200	200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,5	1 943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18
220	220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,4	2 771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3
240	240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,1	3 891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	14,8
270	270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,9	5 789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29
300	300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,8	8 356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7
330	330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,6	11 766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7
360	360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,7	16 265,6	903,6	14,95	1 019,1	35,1	1 043,20	122,73	3,79	191,1	45,3
400	400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,5	23 128,4	1 156,4	16,55	1 307,1	42,7	1 317,58	146,40	3,95	229,0	51,1
450	450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,8	33 742,9	1 499,7	18,48	1 701,8	50,8	1 675,35	176,35	4,12	276,4	58,3
500	500	200	10,2	16,0	21	90,7	116	48 198,5	1 927,9	20,43	2 194,1	59,9	2 140,90	214,09	4,30	335,9	67,2
550	550	210	11,1	17,2	24	106	134	67 116,5	2 440,6	22,35	1 390	72,3	2 666,49	253,95	4,45	400,5	76,1
600	600	220	12,0	19,0	24	122	156	92 083,5	3 069,4	24,30	1 760	83,8	3 385,78	307,80	4,66	485,6	87,9

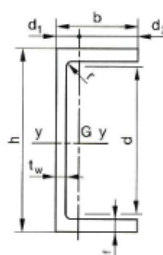




Poutrelles **UPN**  
NF A 45-202

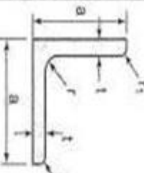


Poutrelles **UAP**  
NF A 45-255



	Dimensions						Masse par mètre P	Aire de la section A	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t <sub>u</sub> mm	t <sub>l</sub> mm	r mm	d mm			m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>u,z</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>u,y</sub> cm <sup>2</sup>
UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	47	8,7	11,0	0,313	36,2	106	26,5	3,1	31,8	5,10	19,4	6,4	1,33	12,1	
UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	64	10,6	13,5	0,372	35,2	206	41,2	3,9	49,0	6,46	29,3	8,5	1,47	16,2	
UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	82	13,3	17,0	0,429	32,2	364	60,7	4,6	72,6	8,80	43,2	11,1	1,59	21,2	
UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	98	16,0	20,4	0,487	30,5	605	86,4	5,5	103,0	10,41	62,7	14,8	1,75	28,3	
UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	116	18,9	24,0	0,545	28,9	925	116,0	6,2	138,0	12,60	85,3	18,3	1,89	35,2	
UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	133	21,9	27,9	0,602	27,5	1350	150,0	7,0	179,0	15,09	114	22,4	2,02	42,9	
UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	151	25,2	32,2	0,660	26,1	1910	191,0	7,7	228,0	17,71	148	27,0	2,14	51,8	
UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	167	29,4	37,4	0,718	24,4	2690	245,0	8,5	292,0	20,62	197	33,6	2,30	64,1	
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	185	33,2	42,3	0,775	23,4	3600	300,0	9,2	358,0	23,71	248	39,6	2,42	75,7	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	201	37,9	48,3	0,832	22,0	4820	371,0	10,0	442,0	27,12	317	47,7	2,56	91,6	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	216	41,9	53,4	0,891	21,2	6280	448,0	10,9	532,0	29,28	399	57,2	2,74	109,0	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	231	46,1	58,8	0,948	20,5	8030	535,0	11,7	632,0	31,77	495	67,8	2,90	130,0	

	Dimensions						Masse par mètre P	Aire de la section A	Surface de peinture		Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t <sub>u</sub> mm	t <sub>l</sub> mm	r mm	d mm			m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,y</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>u,z</sub> cm <sup>2</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el,z</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>	A <sub>u,y</sub> cm <sup>2</sup>
UAP 80	80	45	5,0	8,0	8,0	48	8,38	10,67	0,323	38,56	107,13	26,78	3,17	31,87	4,51	21,33	7,38	1,41	13,70	7,20
UAP 100	100	50	5,5	8,5	8,5	66	10,50	13,38	0,382	36,35	209,50	41,90	3,96	49,59	6,07	32,83	9,95	1,57	18,54	8,50
UAP 130	130	55	6,0	9,5	9,5	92	13,74	17,50	0,460	33,48	459,56	70,70	5,12	83,51	8,52	51,34	13,78	1,71	25,64	10,45
UAP 150	150	65	7,0	10,3	10,3	109	17,93	22,85	0,537	29,96	796,06	106,14	5,90	125,27	11,28	93,25	20,97	2,02	38,91	13,33
UAP 175	175	70	7,5	10,8	10,8	132	21,24	27,06	0,606	28,52	1270,00	145,14	6,85	171,47	13,97	126,36	25,92	2,16	47,62	15,05
UAP 200	200	75	8,0	11,5	11,5	154	25,10	31,98	0,674	26,86	1945,90	194,59	7,80	230,12	16,97	169,69	32,13	2,30	58,49	17,25
UAP 220	220	80	8,0	12,5	12,5	170	28,47	36,27	0,733	25,75	2709,90	246,36	8,64	289,90	18,83	222,31	39,58	2,48	72,78	20,00
UAP 250	250	85	9,0	13,5	13,5	196	34,38	43,80	0,810	23,57	4136,40	330,91	9,72	391,76	23,89	295,44	48,87	2,60	87,84	22,95
UAP 300	300	100	9,5	16,0	16,0	236	45,97	58,56	0,967	21,04	8170,20	544,68	11,81	639,31	30,64	562,07	79,88	3,10	146,23	32,00

	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section	
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>	P			A
	a	a	t	r	r <sub>1</sub>	P			A
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>		
L 20 x 20 x 3	20	20	3	4	2	0,88	1,13		
L 25 x 25 x 3	25	25	3	4	2	1,12	1,43		
L 25 x 25 x 4	25	25	4	4	2	1,46	1,86		
L 25 x 25 x 5	25	25	5	5	2,5	1,79	2,28		
L 30 x 30 x 3	30	30	3	5	2,5	1,36	1,74		
L 30 x 30 x 3,5	30	30	3,5	5	2,5	1,57	2,00		
L 30 x 30 x 4	30	30	4	5	2,5	1,78	2,27		
L 30 x 30 x 5	30	30	5	5	2,5	2,18	2,78		
L 35 x 35 x 3,5	35	35	3,5	4	2	1,84	2,34		
L 35 x 35 x 4	35	35	4	5	2,5	2,09	2,67		
L 35 x 35 x 5	35	35	5	5	2,5	2,57	3,28		
L 40 x 40 x 3	40	40	3	5	2,5	1,83	2,34		
L 40 x 40 x 4	40	40	4	6	3	2,42	3,08		
L 40 x 40 x 5	40	40	5	6	3	2,97	3,79		
L 40 x 40 x 6	40	40	6	6	3	3,52	4,48		
L 45 x 45 x 3	45	45	3	5	2,5	2,07	2,64		
L 45 x 45 x 4	45	45	4	5	2,5	2,72	3,47		
L 45 x 45 x 4,5	45	45	4,5	7	3,5	3,06	3,90		
L 45 x 45 x 5	45	45	5	7	3,5	3,38	4,30		
L 45 x 45 x 6	45	45	6	7	3,5	4,00	5,09		
L 50 x 50 x 3	50	50	3	5	2,5	2,31	2,94		
L 50 x 50 x 4	50	50	4	5	2,5	3,04	3,87		
L 50 x 50 x 5	50	50	5	7	3,5	3,77	4,80		
L 50 x 50 x 6	50	50	6	7	3,5	4,47	5,69		
L 50 x 50 x 7	50	50	7	7	3,5	5,15	6,56		
L 50 x 50 x 8	50	50	8	7	3,5	5,82	7,41		
L 55 x 55 x 6	55	55	6	7	3,5	4,94	6,29		

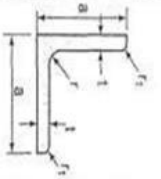
	Dimensions					Masse par mètre	Aire de la section
	a	a	e	r	r <sub>1</sub>		
	a mm	a mm	t mm	r mm	r <sub>1</sub> mm	P kg/m	A cm <sup>2</sup>
L 60 x 60 x 4	60	60	4	5	2,5	3,66	4,67
L 60 x 60 x 5	60	60	5	6	3	4,54	5,79
L 60 x 60 x 6	60	60	6	8	4	5,42	6,91
L 60 x 60 x 7	60	60	7	8	4	6,26	7,98
L 60 x 60 x 8	60	60	8	8	4	7,09	9,03
L x 60 x 10	60	60	10	12	6	8,76	11,15
L 65 x 65 x 5	65	65	5	7	3,5	4,95	6,30
L 65 x 65 x 6	65	65	6	8	4	5,89	7,51
L 65 x 65 x 7	65	65	7	8	4	6,81	8,68
L 65 x 65 x 8	65	65	8	8	4	7,72	9,83
L 65 x 65 x 9	65	65	9	9	4,5	8,62	10,98
L 70 x 70 x 5	70	70	5	6	3	5,33	6,79
L 70 x 70 x 6	70	70	6	9	4,5	6,38	8,13
L 70 x 70 x 7	70	70	7	9	4,5	7,38	9,40
L 70 x 70 x 9	70	70	9	9	4,5	9,32	11,88
L 75 x 75 x 5	75	75	5	6	3	5,72	7,29
L 75 x 75 x 6	75	75	6	9	4,5	6,85	8,73
L 75 x 75 x 7	75	75	7	9	4,5	7,93	10,10
L 75 x 75 x 8	75	75	8	9	4,5	8,99	11,45
L 75 x 75 x 10	75	75	10	10	5	11,07	14,11
L 80 x 80 x 5	80	80	5	6	3	6,11	7,79
L 80 x 80 x 5,5	80	80	5,5	10	5	6,75	8,60
L 80 x 80 x 6	80	80	6	10	5	7,34	9,35
L 80 x 80 x 6,5	80	80	6,5	10	5	7,92	10,08
L 80 x 80 x 8	80	80	8	10	5	9,63	12,27
L 80 x 80 x 10	80	80	10	10	5	11,86	15,11
L 90 x 90 x 6	90	90	6	11	5,5	8,30	10,57
L 90 x 90 x 7	90	90	7	11	5,5	9,61	12,24
L 90 x 90 x 8	90	90	8	11	5,5	10,90	13,89
L 90 x 90 x 9	90	90	9	11	5,5	12,18	15,52
L 90 x 90 x 10	90	90	10	11	5,5	13,45	17,13
L 90 x 90 x 11	90	90	11	11	5,5	14,70	18,72
L 90 x 90 x 12	90	90	12	11	5,5	15,93	20,29

Tableau des armatures (1)

$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en  $\text{cm}^2$  de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)

## Annexe 5 : Calculs Excel

## CALCUL DES PANNES

$\alpha$	8,71	
L	23,5	m
L panne	6	m
G panneau sandwich	12	Kg/m <sup>2</sup>
G (IPE)	12,9	Kg/M <sup>2</sup>
G acc	3	Kg/M <sup>2</sup>
P	1	KN
W-	0,882	KN/ml
Wmax	0,237	KN/ml
nbr d'espacement des pannes	8	
S	0,551	KN/m

n	6	7	8	9
Éspacement	1,93118136	1,65529831	1,4483860	1,28745424

	nbr des pannes	9
Lt	11,8870882	m
Lt'	11,5870882	m
e panne	1,44838602	m

## CHARGES PERMANENTS

G	0,3462579	kn/ml
qéq	0,44444444	dan/ml
W(-)	-1,19882177	kn/ml
Nz	0,78885704	
Ny	0,120853	

Z-Z		Y-Y	
G	0,3462579	G	0,3462579
Q	0,43931888	Q	0,0673037
W+	0,33930875	W+	0
W-	-1,18499633	W-	0
N	0,78885704	N	0,120853



COMBINAISON ELU(KN/ml)					
	1,35G+1,5Q	1,35G+1,5W +	1,35G+1,5 N	1,35G+1,35N+1,35 W+	G+1,5W-
<b>Qz</b>	1,12642648	0,97641129	1,6507337	1,99047198	- 1,431236 5
<b>Qy</b>	0,56840373	0,46744817	0,6487276	0,63059972	0,346257 9

COMBINAISON ELS(kN/ml)					
	G+Q	G+W+	G+N	G+0,9N+0,9W+	G+W-
<b>Qz</b>	0,78557678	0,68556665	1,135114	1,36160711	- 0,838738 4
<b>Qy</b>	0,41356161	0,3462579	0,467110	0,4550256	0,346257 9

## calcul de la flèche

qz max els 1,36160711

qymaxels 0,4671109

L 6000 mm

E 210000 Mpa

Iy 363,768876 cm<sup>4</sup>IPE 140 541,2 cm<sup>4</sup>

IPE 140					
GKg/m	h(mm)	b(mm)	tw(mm)	tf(mm)	A(cm <sup>2</sup> )
12,9	140	73	4,7	6,9	16,4
Iy(cm <sup>4</sup> )	Wply(cm <sup>3</sup> )	Avy(cm <sup>3</sup> )	Wplz(cm <sup>3</sup> )	Iz(cm <sup>4</sup> )	Avz(cm <sup>2</sup> )
541,2	88,3	10,6	19,2	44,9	7,6

## Vérification de la flèche

Fadm 30 mm

	Z-Z	Y-Y
<b>Fy</b>	20,217083 7	83,5984355
<b>Observation</b>	ok	non
<b>REMARQUE</b>	ok	non-Il faut Adopter des liernes à mi-portée pour réduire la portée transversale

Condition de la résistance (ELU)

a)-Vérification à la flexion déviée :

qz max elu 1,99047198  
qy max elu 0,64872767

$$\left[ \frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^{\alpha} + \left[ \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

Mysd 8,95712391 KN.m  
Mzsd 0,72981863 KN.m  
Mply,rd 18,8640909 KN.m  
Mplz,rd 4,10181818 KN.m  
Fy 235  
ym0 1,1

$$(Mysd/Mply,rd)^2 + (Mzsd/Mplz,rd)^1 = 0,40338351$$

Observatio  
n

ok-La flexion bi-axiale est vérifiée

b)-Vérification au cisaillement:

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{z,rd} \leq V_{pl,rd} \text{ .....[EC .3 p158]}$$

$$V_{y,rd} \leq V_{pl,y,rd} \text{ .....[EC .3 p158]}$$

$$V_{z,rd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{z,rd} < 0,5 V_{pl,rd}$$

Vz,rd 5,97141594 KN  
Vpl,rd 93,7406892 KN  
0,5\*Vpl,rd 46,8703446 KN  
Observatio  
n ok-C' est vérifiée  
ok-C' est vérifiée  
Vy,rd 2,43272876 KN  
Vpl,y,rd 130,743593 KN  
0,5\*Vpl,y,r  
d 65,3717964 KN  
Observatio  
n ok-C' est vérifiée

$$V_{y,rd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{y,rd} < 0,5 V_{pl,rd}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1/i_z}{\sqrt{C_1} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{1/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$\beta_w$	1
$\gamma_{m1}$	1,1
$\lambda_1$	1
$I$	300
$i_z$	1,65
$\nu_{C1}$	1,06395489
$\lambda_{LT}$	114,194747
$\bar{\lambda}_{LT}$	1,21613149

Observation  
n non vérifiée- y'a un risque de déversement

$\phi_{lt}$	1,3461817
$X_{lt}$	0,51990132
$M_{ysd}$	8,95712391
$M_{brd}$	9,80746571

Observation ok-C' est vérifiée

La stabilité au déversement n'est pas vérifiée, donc on adopte un IPE180  
On aura:

$\beta_w$	1
$W_{ply1}$	146,4

IPE180	
$t_f(mm)$	80
$h(mm)$	180
$i_z$	6,05
$b(mm)$	91

$\nu_{C1}$	1,06395489
$\lambda_{LT}$	24,7306779
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,2633725

Observation  
n ok-C' est vérifiée

$\phi_{lt}$	0,54133665
$X_{lt}$	0,92363966

$M_{ysd}$	8,95712391
$M_{brd}$	21,705532

Observation  
n ok-C' est vérifiée



IPE180

## Calcul des liernes:

R	2,43272876	KN	$\alpha$	25,771033
---	------------	----	----------	-----------

				9
				0,4347758
<b>T8</b>	18,2454657	KN	SIN $\alpha$	8
<b>Tbret</b>	23,7802914	KN		

$$Tn = (2n - 1) \times \frac{R}{2} ,$$

LA RESISTANCE PLASTIQUE :

<b>Nsd</b>	23,7802914	kn
<b>A</b>	1,11312002	cm <sup>2</sup>
<b>D</b>	1,19049084	cm

	<b>D</b>	12	mm
--	----------	----	----

## Calcul de l'échantignole :

Principe de dim IPE180

2(bpan/2)	9,1	cm		
3(bpan/2)	13,65	cm		
	9,1 < t < 13,65	Soit t	11	cm

Échantignolle de rive :

Rz	4,29370976	KN
RY	1,03877371	KN

Échantignolle intermédiaire :

R'z	8,58741952	KN
R'Y	2,07754742	KN

RENVERSEMENT :

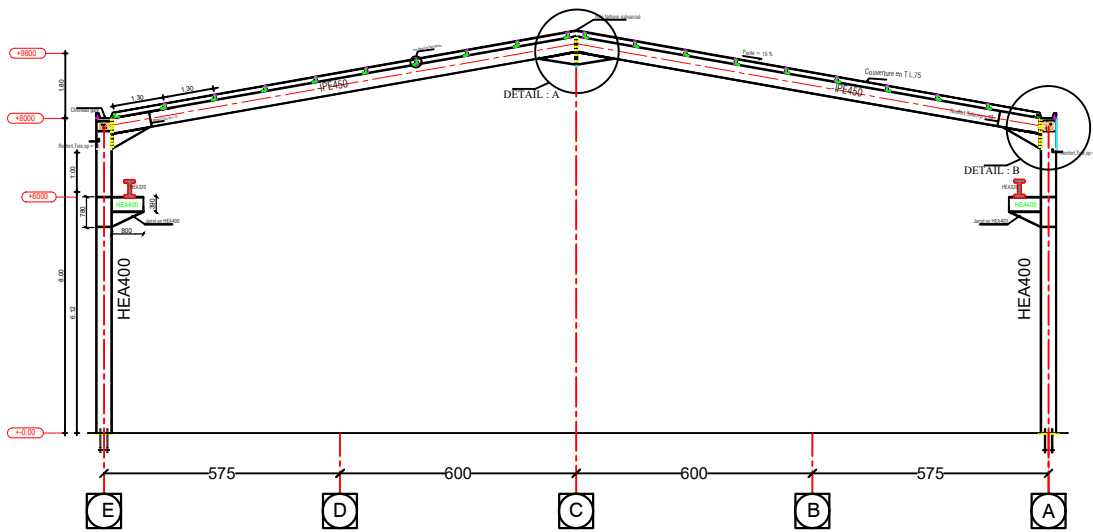
<b>Msd</b>	0,56579771	KN.m
<b>Wely</b>	2648,4148	mm <sup>3</sup>

<b>IPE 240</b>	<b>b</b>	120	mm	<b>Wely</b>	324,3	cm <sup>3</sup>
----------------	----------	-----	----	-------------	-------	-----------------

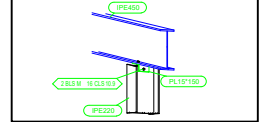
<b>e</b>	11,5074211	mm		<b>e</b>	12	mm
----------	------------	----	--	----------	----	----

**PLAN D'ARCHITECTURES ET LE  
RAPPORT DU SOL**

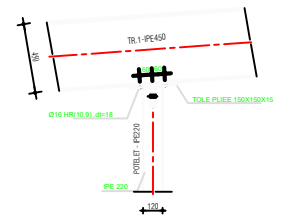
## Portique axes 2-4-5-6-7-8



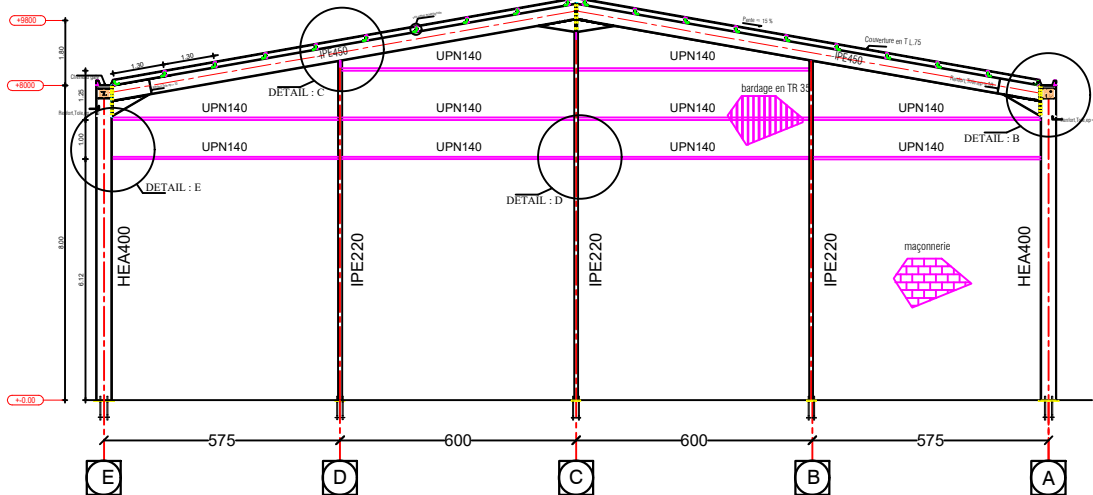
### Détail sommet potlet



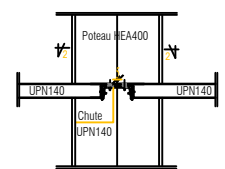
### DETAIL : D



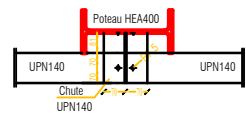
## Portique axes -1-9-



### Détail D.

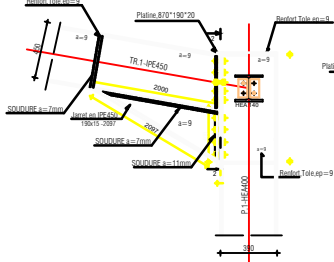


### Coupe 2-2

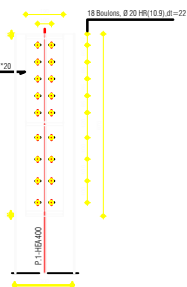


- REMARQUES :**
- a / Les pièces à assembler par boulon HR, seront exemptes de peinture d'huile et de graisse et devront subir un brossage sur le site avant le montage
  - b / Les soudures seront appliquées sous cette formule (a=0.8 x ep) avec a (épaisseur de soudure) et ep (épaisseur de l'acier la plus mince)
  - c / Ces unités sont exprimées en mm.

### DETAIL : B



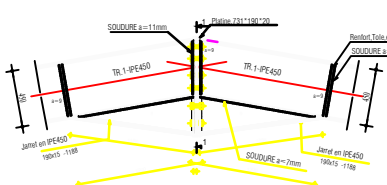
### COUPE 2-2



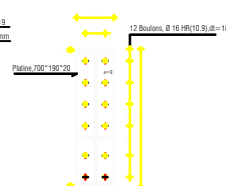
### DETAIL ECHANTIGNOLE



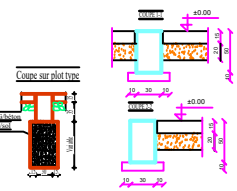
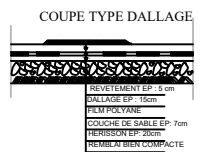
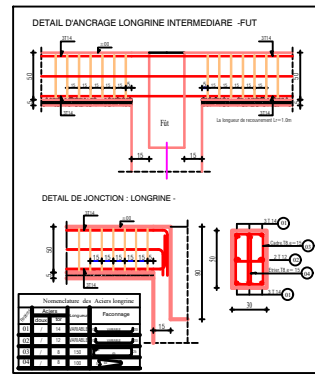
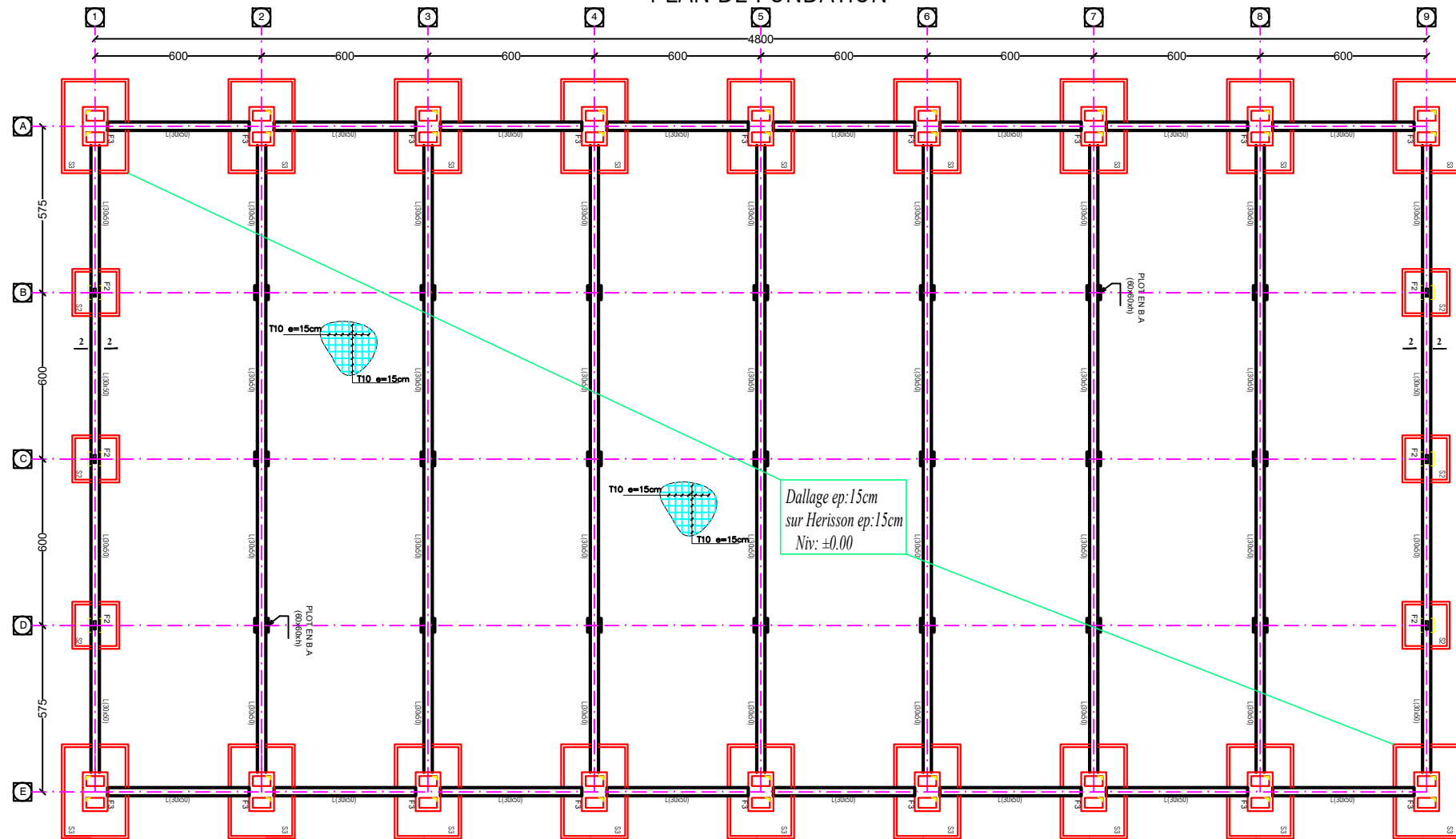
### DETAIL : A



### COUPE 1-1

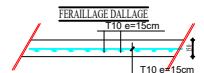
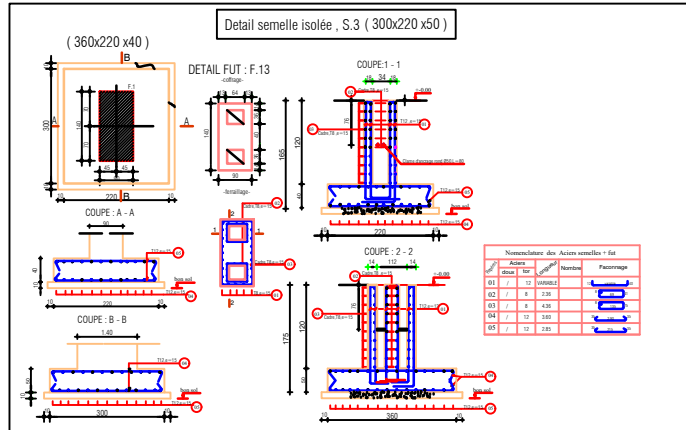
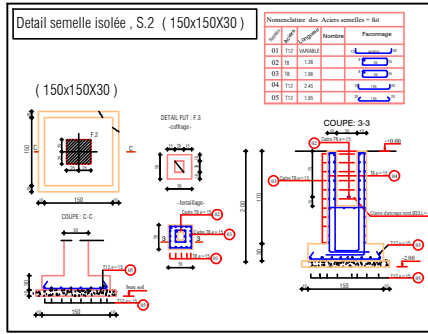


# PLAN DE FONDATION

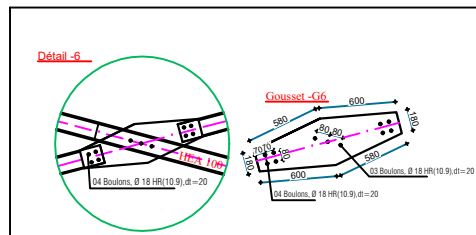
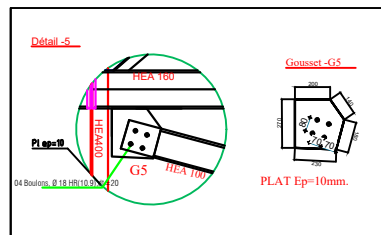
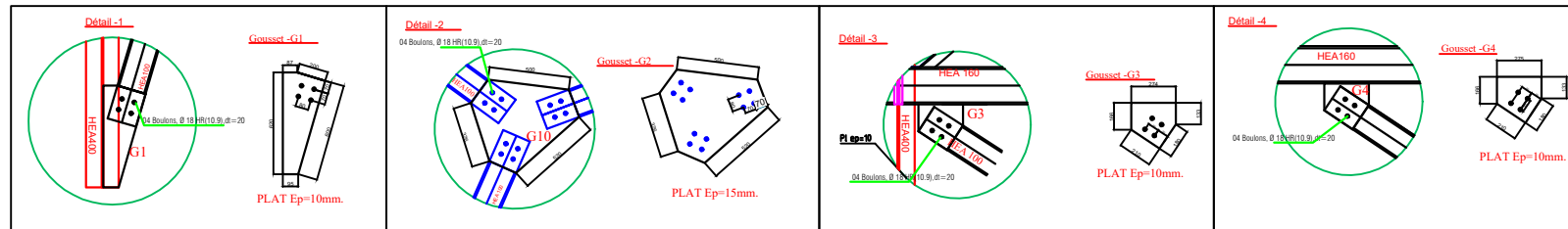
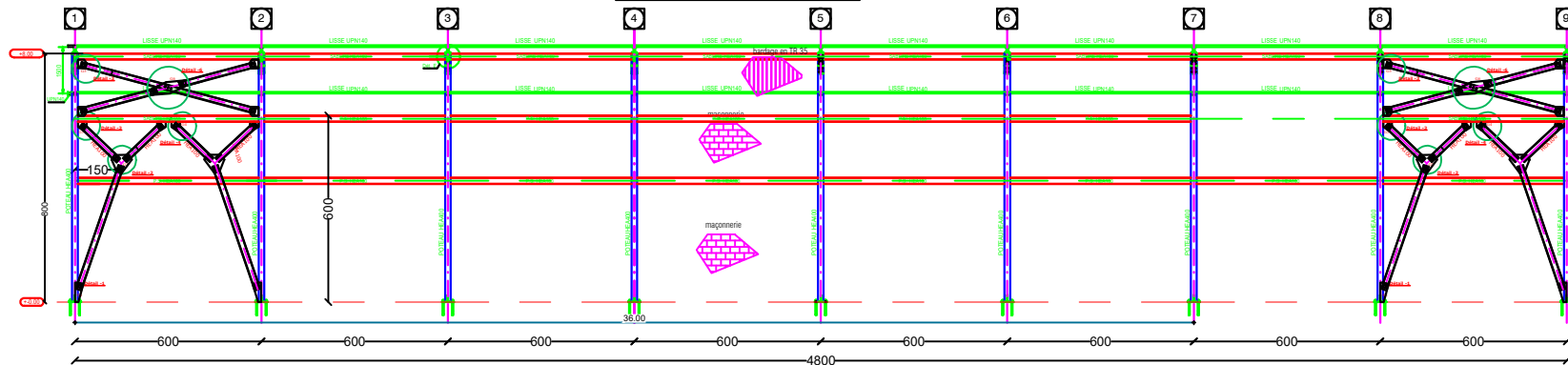


REP	A (cm)	B (cm)	H (cm)
S2	150	150	30
S3	360	220	40

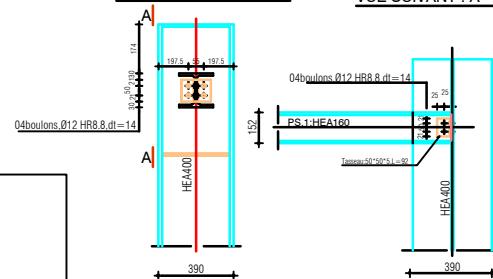
REP	ACIER A	ACIER B	FACONNAGE -A-	FACONNAGE -B-	ESP
S2	T12 195	T12 195	25L 145 J25	25L 145 J25	15
S3	T12 425	T12 285	35L 355 J35	35L 215 J35	15



# DETAIL - LONG PAN AXES : A-E

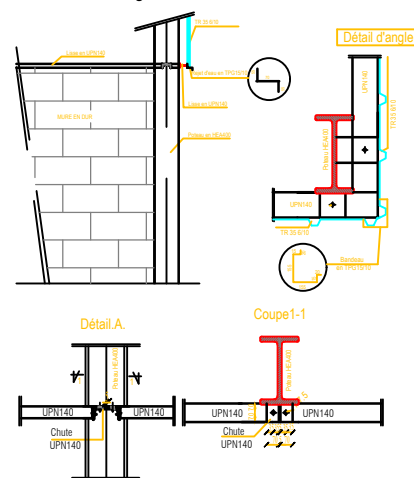


## DETAIL D'ASSEMBLAGE POUTRE DE SABLIERE - HEA160 AVEC POTEAU - HEA400 VUE SUIVANT : A - A



**REMARQUES :**  
a / Les pieces a assembler par boulon HR, seront exemptes de peinture d'huile et de graisse et devront subir un brossage sur le site avant le montage  
b / Les les soudures seront appliqué souscette formule  
(a=0.7 x ep) avec a (épaisseur de soudure)  
et ep(épaisseur de l'acier la plus mince)  
e / Ces unités sont exprimées en mm .

## DETAIL De Bardage





a / Les pieces a assembler par boulon HR,seront exempt de peinture d'huile et de graisse et devront subir un brossage sur le site avant le montage

b / Les les soudures seront appliqué souscette formule  
[a=0.8 x ep] avec a (epaisseur de soudure)  
et ep(epaisseur de l'acier la plus mince)

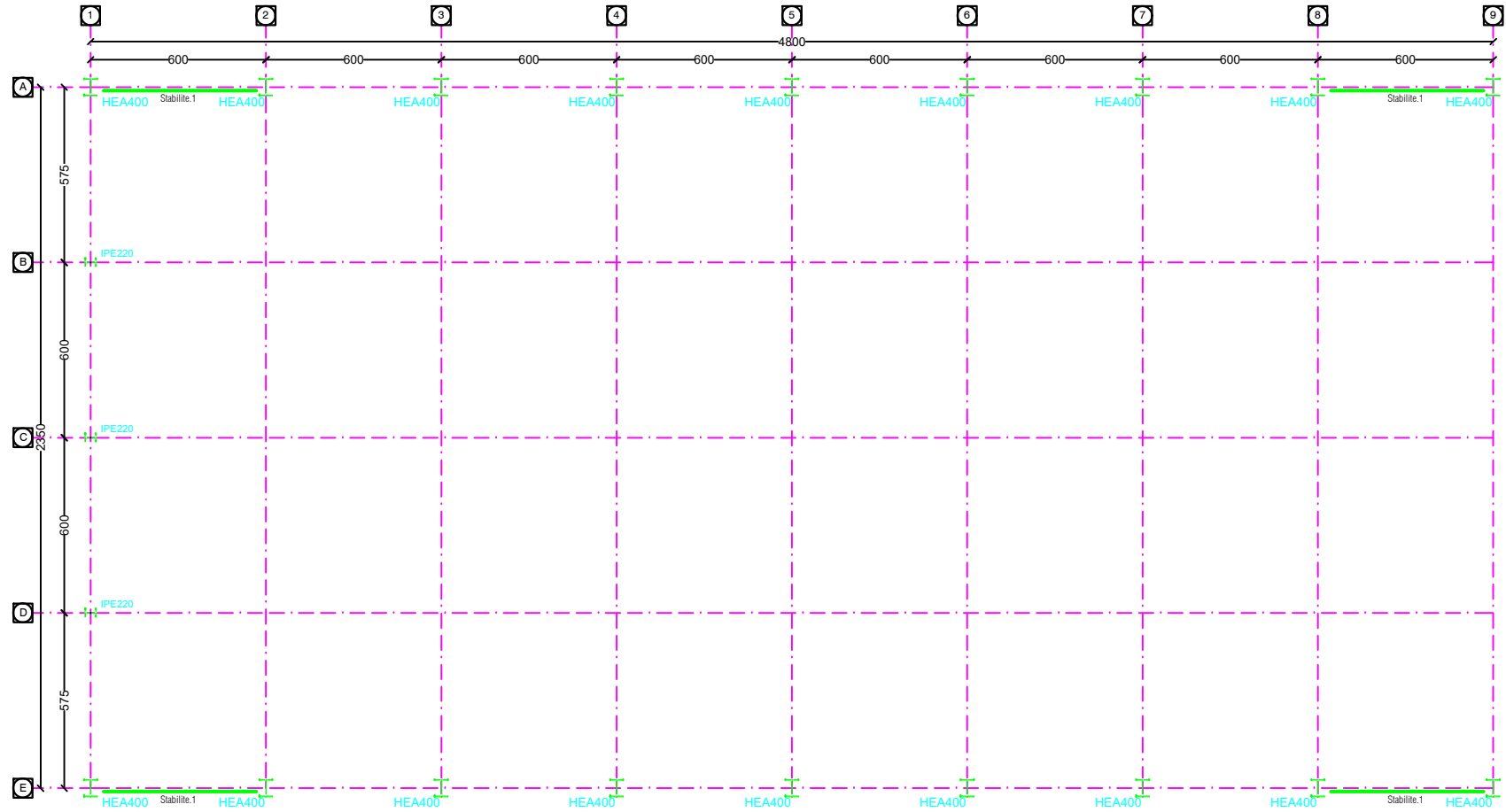
c/ Ces unités sont exprimées en mm .

[illegible]

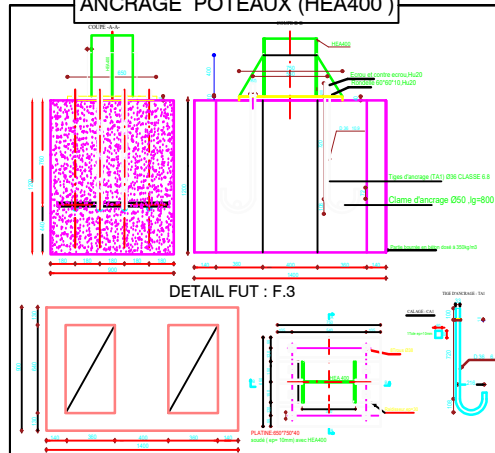
Panne Courant (IPE120)

Technical drawing of a beam cross-section. The total width is 6000 mm, divided into two 3000 mm segments. Reinforcement details include 35 BH-M12 bars at the ends and a central section with 35 TROUS Ø14 and 35 BH-M12 bars. A dimension of 35 is indicated at the bottom right.

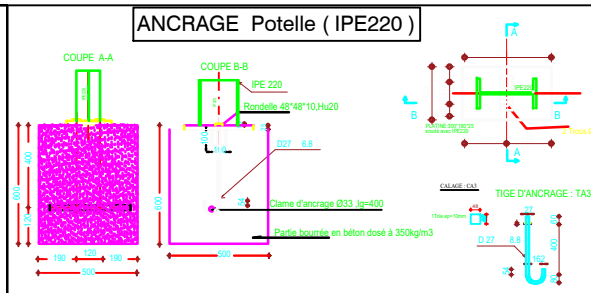
## PLAN D'IMPLANTATION



ANCRAGE POTEAUX (HEA400 )



ANCRAGE Potelle ( IPE220 )



## Vi . CONCLUSION :

Le terrain étudié pour la réalisation des Hangars au Parc industriel dans la Commune de Chelghoum Laid est composé d'une couche de limon sableux bariolé, moyennement plastique, graveleux et qui repose sur une couche de Tuff limoneux brun ocre compact. Le substratum est composé de tuff consistant ou d'encroûtement calcaire très compact.

Ces sols sont sur consolidés , moyennement compressibles et non gonflants.

La présence dans le sol de sulfates sous forme de traces traduit un caractère non nocif pour les fondations. L'utilisation d'un ciment HTS n'est pas nécessaire.

Les fondations pourraient être du type semelles isolées de 1.80m de largeur et ancrées à 1.80 m de profondeur par rapport à la côte de projet pour une contrainte admissible de 1.95 bars.

Les tassements absolus ainsi que différentiels sont admissibles.

L'ingénieur chargé de l'étude

Le Directeur

المدير العام

زردازي طيوش

