

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologies
Département de Sciences et Techniques



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Spécialité : Génie Civil
Option: Structure

Etude d'un hangar réalisé en Charpente métallique

Réalisé par :

- Kias Hadjar
- Laib Chaima

Soutenu devant le jury :

Dr. Benzaid Mehdi
Dr. Belghiat Choayb
Dr. Boukour Salima

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2019/2020

REMERCIEMENTS

- ❖ *Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.*
- ❖ *Nos très chères familles pour leur soutien moral et physique.*
- ❖ *Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Boukour Salima, qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifestés durant leurs encadrements tout le long de la réalisation de ce mémoire.*
- ❖ *nous remercions les membres du jury, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.*
- ❖ *Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.*
- ❖ *Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui nous ont, de pré ou de loin, apporté l'aide et l'encouragement.*

DEDICACES

A tous ceux qui ont cru en moi

A mes deux plus chers êtres

Mes parents, qui m'ont accordé toute l'aide et le soutien voulu, qui m'ont garanti un amour que nul n'oublie et m'ont guidé avec leurs conseils intangibles dans la conception de ma personnalité.

A mes frères et sœurs

Auxquels je dois, du fond du cœur, une profonde gratitude, de m'avoir encouragé et m'avoir tendu mains fortes.

A tous mes amis

Avec lesquels j'ai formé une équipe solide, efficace et particulièrement, liée par une amitié confiante que je n'aurais garde d'oublier.

A tous mes professeurs

A qui je dois tout respect et hommage d'avoir contribué à ma solide formation.

Hadjar

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail, Je le dédie:

- ❖ *A tous les membres de ma famille.*
- ❖ *A tous mes collègues de travail.*
- ❖ *Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidés.*
- ❖ *Mon binôme Hadjar qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*
- ❖ *A tous mes enseignants.*
- ❖ *A toute la promotion de génie civil 2020.*

Enfin, à tous ceux qui m'aiment

Chaima

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hangar de production industriel situé à la commune d'Oued Athemania, Wilaya de « Mila ». Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements, et couvert par une toiture à deux versants symétriques. Ce projet a été élaboré en plusieurs étapes; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges sur l'ouvrage, La conception et le calcul des assemblages selon le «CCM 97 et EUROCODE 3» revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces, une étude climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013»,), après l'étude statique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « RPA 99 V 2003», suivie par une dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs),l'étude de l'infrastructure selon le «BAEL91» est obligatoire dans le but d'arriver au choix du type de fondation adaptable à la capacité portante du sol, et comme logiciel nous avons utilisé le «ROBOT»; L'utilisation des logiciels nous guide généralement à surestimer les calculs de notre structure, pour cela il faut toujours les comparer avec les résultats manuels pour qu'on puisse arriver à un dimensionnement stable et adéquat économiquement. Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique, Hangar industriel, dimensionnement, étude climatique, Assemblage,

Abstract

Our end of study project consists in making a study and dimensioning of an industrial production hangar located in the town of Oued Athemania, Wilaya of "Mila". It consists of several porticos, stabilized by bracing, and covered by a symmetrical gable roof. This project was developed in several stages; first of all the evaluation of the loads and overloads of the structure, the design and calculation of the connections according to the "CCM 97 and EUROCODE 3" are, in steel construction, as important as the dimensioning of the parts, a climatic study (snow and wind) according to the Algerian regulation "RNV 99 V2013", and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the dynamic analysis study according to the Algerian earthquake codes « RPA99 V2003» followed by a dimensioning of the different elements (secondary and load-bearing), the study of the infrastructure according to the "BAEL91" is compulsory in order to arrive at the choice of the type of foundation adaptable to the load-bearing capacity of the soil, and as software we used the "ROBOT"; The use of software generally guides us to overestimate the calculations of our structure, for this reason it is always necessary to compare them with the manual results in order to arrive at a stable and economically adequate dimensioning. The dissertation ended with a conclusion

Keywords: Metal frame, Industrial hangar, dimensioning, climatic study, Assembly

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة تصميم و قياس محطة الإنتاج الصناعي للألواح الشمسية المكونة من جناح من الهياكل المعدنية تقع ببلدية وادي العثمانية دائرة بولاية ميله ". يتكون من عدة أروقة مثبتة بدعامات ومغطاة بسقف ذو منحدرين متماثلين.

تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل أولها في تقييم الأحمال بما في ذلك الزائدة منها، إن تصميم وحساب التجميعات يتسم بأهمية مماثلة مقارنة بتحديد قياسات الأجزاء المكونة للهيكال المعدني .

قمنا بدراسة مناخية (تلج ورياح) وبعد ذلك دراسة ستاتيكية وفقا للألواح الجزائرية للزلازل نسخة 2003، متبوعة بتحديد أبعاد العناصر المختلفة (الثانوية والحاملة)، بالإضافة إلى إلزامية دراسة البنية التحتية من أجل التوصل إلى اختيار نوع الأساس حسب قدرة تحمل التربة.

وكبرنامج قمنا باستخدام " الروبوت للتحليل الهيكلي"؛ حيث إن استخدام مثل هذه البرامج يؤدي عمومًا إلى المبالغة في تقدير حسابات هيكلنا، لذلك يجب علينا دائمًا مقارنة بالنتائج المحسوبة يدويا حتى نتمكن من الوصول إلى أبعاد مستقرة ومناسبة اقتصاديًا.

الكلمات المفتاحية: الهياكل المعدنية, محطة صناعية, القياس, دراسة مناخية, التجميع.

SOMMAIRE

Résumé, abstract, ملخص

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations

Introduction Générale **01**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. Introduction..... **03**

I.1. Présentation et implantation de l'ouvrage..... **04**

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage **05**

I.3. Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage **05**

I.4. Matériaux utilisés **05**

I.5. Ossature et stabilité de la structure..... **08**

I.6. Règlements techniques..... **10**

I.7. Les états limites..... **10**

I.7.1. Etat limite ultime (ELU)..... **10**

I.7.2. Etat limite service (ELS)..... **10**

I.8. Les Actions prises en compte..... **11**

Chapitre II : Etude climatique

II. Introduction..... **12**

II.1. L'effet du Vent..... **12**

II.1.1. Définition..... **12**

II.1.2. Direction du vent..... **12**

II.1.3. Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul..... **13**

II.1.4. calcul de la pression	13
II.1.4.1. Détermination de la pression dynamique pointe (z_e).....	14
II.1.4.2. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	16
II.1.4.3. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}	23
II.1.5. Détermination de la pression aérodynamique W (z_e).....	25
II.1.6. Détermination de la force de frottement F_{ff}	28
II.2. Action neige.....	31
II.2.1. But.....	31
II.2.2. Calcul des charges de neige.....	31
II.2.3. Charge de neige sur le sol (S_k)	31
II.2.4. Coefficient de forme de la toiture	31
Chapitre III: Pré dimensionnement des éléments	
III. Introduction	34
III.1. Etude des pannes	34
III.1.1. Définition.....	34
III.1.2. Les données.....	35
III.1.3. Détermination des sollicitations.....	35
III.1.4. Evaluation des charges et surcharges.....	36
III.1.5. Combinaisons des charges les plus défavorables.....	39
III.1.6. Principe de pré dimensionnement de la panne.....	40
III.1.6.1. Vérification à la flèche (ELS).....	40
III.1.6.2. Vérification de résistance (ELU).....	41
III.1.7. Pré dimensionnement de la panne	44
III.1.8. Dimensionnement et vérification des pannes.....	46
III.1.8.1. Vérification de la flèche.....	46
III.1.8.2. Vérification de la résistance des pannes (ELU)	47

III.2. Etude des liernes de la toiture	51
III.2.1. Définition.....	51
III.2.2. Dimensionnement des liernes.....	52
III.2.2.1. Calcul de l'effort de traction dans la suspenste la plus sollicitée.....	52
III.2.2.2. Calcul de la section des suspentes.....	53
III.3. Etude de l'échantignole.....	53
III.3.1. Définition.....	53
III.3.2. Calcul des charges revenant à l'échantignole.....	54
III.3.3. Calcul du moment de renversement.....	55
III.3.4. Dimensionnement de l'échantignole.....	55
III.3.5. Calcul de l'épaisseur de l'échantignole.....	55
III.4. Etude des lisses de bardages.....	56
III.4.1. Définition.....	56
III.4.2. Espacement des lisses.....	55
III.4.3. Dimensionnement des lisses.....	56
III.4.4. Efforts sollicitant la lisse.....	56
III.4.4.1. Détermination des charges et surcharges.....	57
III.4.5. Condition de la flèche	58
III.4.6. Condition de la résistance (ELU).....	59
III.5. Calcul des potelets	60
III.5.1. Définition.....	60
III.5.2. Les données	61
III.5.3. Calcul des charges et surcharges revenants.....	61
III.5.4. Dimensionnement du potelet.....	62
III.5.5. Vérification de la section à la résistance	63
III.5.6. Vérification de l'élément aux instabilités.....	65

III.6. Etude de contreventement.....	69
III.6.1. Définition.....	69
III.6.2. Dispositions des contreventements.....	69
III.6.3. Contreventements de toiture (poutre au vent).....	69
III.6.3.1. Calcul de la poutre au vent en pignon.....	70
III.6.3.2. Evaluation des efforts dans la poutre au vent.....	71
III.6.3.3. Vérification à la résistance ultime de la section nette	72
III.6.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance.....	73
III.6.5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités.....	74
III.6.6. Calcul de la palée de stabilité en long pans.....	79
III.7.6.1. Dimensionnement de la palée de stabilité de rive.....	79
III.6.7. Pré-dimensionnement de la poutre sablière.....	81
III.6.7.1. Vérification de l'élément aux instabilités.....	81
III.7. Calcul des traverses.....	83
III.7.1. Définition.....	83
III.7.2. Evaluation des charges et surcharge	83
III.7.3. Combinaisons des charges les plus défavorables	84
III.7.3.1. Les charges et surcharges appliquée	84
III.7.3.2. Décomposition des charges.....	85
III.7.3.3. Combinaisons d'actions.....	85
III.7.4. Vérification de la flèche a L'ELS.....	85
III.7.5. Vérification au déversement.....	88
III.8. Calcul des poteaux.....	88
III.8.1. Définition.....	88
III.8.2. Efforts dans les poteaux	89
III.8.3. Calcul des poteaux	89

III.8.4. Evaluation des charges et surcharge.....	90
III.8.5. Détermination de la N_{max1} descente de charges	91
III.8.6. Vérifications aux flambements.....	92

Chapitre IV: Etude sismique

IV. Introduction.....	94
IV.1. La méthode statique équivalente	94
IV.1.1. Principe de la méthode.....	94
IV.1.2. Calcul de la force sismique totale	95

Chapitre V: Vérifications de l'ossature

V. Introduction.....	102
V.1. Dimensionnement des poteaux.....	102
V.1.1. Classe de la section transversale.....	103
V.1.2. Vérification de flambement.....	104
V.2. Contreventement.....	106
V.2.1. Introduction.....	106
V.2.2. Les différents types de contreventements.....	106
V.2.2.1. Contreventements de toiture : (poutre au vent).....	106
V.2.2.1.1. Vérification de poutre au vent.....	107
V.2.2.1.2. Choix de profil	107
V.2.2.1.3. Vérification à la traction.....	107
V.2.2.1.4. Vérification au flambement.....	108
V.2.2.2. Contreventement de façades : (palée de stabilité).....	109
V.2.2.2.1. Vérification des diagonales de la palée de stabilité.....	109
V.2.2.2.2. Choix de profil.....	109
V.2.2.2.3. Vérification à la traction.....	110
V.2.2.2.4. Vérification au flambement.....	110

V.3. Calcul des traverses.....	111
V.3.1. Caractéristiques de la traverse.....	112
V.3.1.1. Choix de profil	112
V.3.1.2. Classe de section transversale.....	112
V.3.1.4. Résistance de la traverse au déversement.....	113
V.4. Justification des poutres sablières.....	115
V.4.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière.....	115
V.4.2. Efforts sollicitant.....	115
V.4.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière.....	116
V.4.4. Vérification de la flèche.....	116
V.4.5. Résistance de la poutre au déversement.....	116

Chapitre VI : Etude d'assemblages

VI.1. Introduction.....	119
VI.2. Fonctionnement des Assemblages.....	119
VI.3. Assemblage poteau-traverse.....	121
VI.3.1. Détermination des efforts dans les boulons.....	122
VI.3.2. Détermination des efforts dans les boulons.....	122
VI.3.3. Condition de résistance des boulons.....	122
VI.3.4. Moment résistant effectif de l'assemblage.....	123
VI.3.5. Vérification.....	123
VI.3.5.1. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction.....	123
VI.3.6. Vérification au poinçonnement.....	124
VI.3.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.....	124
VI.3.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	124
VI.3.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.....	125
VI.3.10. Assemblage platine traverse.....	126

VI.3.11. Vérification.....	126
VI.4. Assemblage traverse-traverse.....	127
VI.4.1. Détermination des efforts dans les boulons.....	128
VI.4.2. Dimensionnement des boulons	128
VI.4.3. Condition de résistance des boulons.....	129
VI. 4.4. Moment résistant effectif de l'assemblage.....	129
VI.4.5. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction.....	129
VI. 4.6. Vérification au poinçonnement.....	130
VI.4.7. Assemblage platine traverse.....	130
VI.4.8. Vérification.....	131
VI.5. Assemblage poteau-poutre sablière	132
VI.6. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités).....	135
VI.6.1. Palées de stabilités de rive.....	135
VI.6.1.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	135
VI.6.1.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons.....	136
VI.6.1.3. Dimensionnement des boulons.....	136
VI.6.1.4. Disposition géométrique.....	136
VI.6.1.5. Vérifications.....	137
VI.6.1.6. Vérification à la pression diamétrale.....	137
VI.6.1.7. Vérification de la rupture de la section nette.....	137
VI.7. contreventements horizontaux poutre au vent.....	138
VI.7.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset.....	138
VI.7.2. Dimensionnement des boulons.....	139
VI.7.3. Disposition géométrique.....	139
VI.7.4. Vérifications.....	139
VI.7.5. Vérification à la pression diamétrale.....	140

VI.7.6. Vérification de la rupture de la section nette.....	140
VI.8. Calcul des pieds de poteaux (encastre)	141
VI.8.1 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux.....	141
VI.8.2 Vérifications.....	142
VI.8.2.1. Vérification de la tige d'ancrage.....	142
VI.8.2.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	142
VI.8.2.3. Vérification des contraintes dans le béton.....	143
VI.8.2.4. Vérification des contraintes dans l'acier.....	144
VI.8.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	144
VI.9. Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets.....	146
VI.9.1. Vérification de la tige d'ancrage.....	147
VI.9.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation...	148
VI.9.3. Détermination de l'épaisseur de la platine.....	148

Chapitre VII : Etude fondation

VII. 1. Introduction.....	149
VII.2. Choix des fondations.....	149
VII.3. Etude des semelles.....	150
VII.3.1. Pré dimensionnement de la semelle de poteau	150
VII.3.2. Dimensionnement de la semelle.....	151
VII.3.3. Vérification des contraintes.....	152
VII.3.4. Détermination des armatures de la semelle.....	153
VII.4. Fondation sous potelet.....	156
VII.5. Etudes des longrines.....	159
VII.5.1. Dimensionnement des longrines.....	159
VII.5.2. Ferrailage	159
VII.5.3. Calcul de ferrailage.....	160

VII.5.4. Condition de non fragilité.....	160
VII.5.5. Calcul des armatures transversales.....	160
VII.5.6. Calcul d'espacement des cadres	161
Conclusion Générale.....	162

LISTES DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure 1: Location du site de projet.....	4
Figure 2: Vue 3D du Hangar.....	5
Figure 3: diagramme contrainte – déformation.....	7
Figure 4: Charge d'exploitation ponctuelle de poutre.....	11

Chapitre II : Etude climatique

Figure 1: Les directions principales du vent.....	13
Figure 2: Vue en plan des zones de pression sens V1.....	17
Figure 3: Légende relative aux murs verticaux.....	17
Figure 4: Légende pour les parois verticales sens V1.....	18
Figure 5: Zone de pression pour la toiture.....	19
Figure 6: Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1.....	20
Figure 7: Répartition des surfaces sur pignon.....	21
Figure 8: Légende pour les parois verticales sens V2.....	21
Figure 9: Répartition des surfaces sur la toiture.....	22
Figure 10: Représentation des ouvertures.....	23
Figure 11: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante	23
Figure 12: Prise en compte l'effet de frottement.....	28
Figure 13: Coefficient de forme-Toiture à deux versants.....	32
Figure 14: Charges de neige sans redistribution par le vent.....	33

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments

Figure1: Disposition de la panne sur la toiture.	34
Figure 2: Espacement entre les pannes.....	35
Figure 3: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.....	36
Figure 4: Schéma statique de la poutre équivalente.....	37
Figure 5: Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.....	37
Figure 6: Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes.....	38
Figure 7: Projection de Q sur les deux axes.....	39
Figure 8: Vérification de la flèche.....	41
Figure 9: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement.....	42
Figure 10: Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.....	43
Figure 11: Plan de cisaillement.....	43
Figure 12: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.....	44
Figure 13: La position de l'effort tranchant.....	47
Figure 14: Dispositions des liernes.....	52
Figure 15: Représentation des efforts.....	52
Figure 16: Schéma statique.....	52
Figure 17: Disposition de l'échantignole.....	54
Figure 18: Schéma statique.....	55
Figure 19: Disposition de la lisse sur le poteau.....	57
Figure 20: Représentation des charges et surcharges sur le potelet.....	61
Figure 21: Disposition des potelets.....	63
Figure 22: Les courbes du déversement.....	68
Figure 23: pré-dimensionnement des éléments secondaires.....	70
Figure 24: Schéma statique de la poutre au vent.....	71

Figure 25: L'effort F_d dans diagonale d'extrémité.....	72
Figure 26: Schéma statique de Palée de stabilité long pan.....	79
Figure 27: Schéma statique de Palée de stabilité de rive.....	80
Figure 28: Schéma statique de la poutre sablière.....	81
Figure 29: Schéma statique de la poutre équivalente.....	84
Figure 30: Dimension du portique.....	90
Figure 31: La distribution des efforts pour chaque poteau.....	91

Chapitre V: Vérification de l'ossature

Figure 1: Le poteau le plus sollicité.....	102
Figure 2: Les courbes de flambement.....	105
Figure 3: La poutre au vent la plus sollicité.....	107
Figure 4: La palée de stabilité le plus sollicité.....	109
Figure 5: La traverse le plus sollicité.....	112
Figure 6: La poutre sablière le plus sollicité.....	115

Chapitre VI : Etude d'assemblages

Figure 1: Représentation de l'assemblage Poteau-traverse.....	121
Figure 2: Représentation d'espacement des boulons.....	122
Figure 3: Vue de l'assemblage poteau – Traverse.....	127
Figure 4: Représentation de l'assemblage traverse-traverse.....	127
Figure 5: Vue de l'assemblage Traverse – Traverse.....	132
Figure 6: Représentation de l'assemblage poteau-poutre sablière.....	132
Figure 7: Vue de l'assemblage poteau-poutre sablière.....	1355
Figure 8: Représentation de l'assemblage diagonale de rive.....	135
Figure 9: Vue de l'assemblage diagonale de rive.....	138
Figure 10 : Représentation Assemblage des diagonales.....	138
Figure 11 : Vue de l'assemblage des diagonales.....	140

Figure 12: Tige d'encrage du pied du poteau.....	141
Figure 13 : Représentation d'espacement des boulons.....	143
Figure 14: Vérification dans la section 1–1.....	144
Figure 15 : Vérification dans la section 2 – 2.....	145
Figure 16 : Vérification dans la section 3 – 3.....	146
Figure 17: pied de poteau articulé.....	146
Figure 18: Tige d'ancrage des potelets.....	147
Figure 19 : Représentation Assemblage des pieds des potelets.....	148

Chapitre VII : Etude fondation

Figure 1: Dimension de la semelle.....	150
Figure 2: Schéma de ferrailage de la semelle des poteaux.....	156
Figure 3: Schéma de ferrailage de la semelle des poteaux.....	159
Figure 3: Schéma de ferrailage des longrines.....	161

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau 1: Valeurs nominales de f_y et f_u	6
Tableau 2: Valeurs nominales des résistances.....	9

Chapitre II : Etude climatique

Tableau 1: Paramètre de la catégorie 2.....	13
Tableau 2: Valeurs de $q_{réf}$, q_p , C_e , Z_e , I_v , C_r	16
Tableau 3: Valeurs de surface et coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical....	18
Tableau 4: Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de la toiture.....	19
Tableau 5: Valeur des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1.....	20
Tableau 6: Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical.	21
Tableau 7: Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} pour la toiture.....	22
Tableau 8: Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1.....	25
Tableau 9: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.....	26
Tableau 10: Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2.....	26
Tableau 11: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.....	26
Tableau 12: Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V3.....	27
Tableau 13: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V3.....	27
Tableau 14: Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V4....	27
Tableau 15: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V4.....	28
Tableau 16: Coefficient de forme - Toiture à deux versants.....	32

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments

Tableau 1: Caractéristique du profilé IPE 160.....	45
---	-----------

Tableau 2: Caractéristiques du profilé UPN 120.....	58
Tableau 3: Caractéristiques du profilé IPE 200.....	62
Tableau 4: Coefficients de flambement correspondant à la section.....	66
Tableau 5: Caractéristiques du profilé IPE 500.....	86

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau 1: Valeurs des pénalités P_q	97
Tableau 2: Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.....	98

Chapitre V: Pré dimensionnement des éléments

Tableau 1: Caractéristiques du profilé HEA 300.....	103
Tableau 2: Caractéristique géométrique de profile CAE 60×6.....	107
Tableau 3: Caractéristique géométrique de profile CAE 50×6.....	109
Tableau 4: Caractéristique géométrique de profile IPE 500.....	112
Tableau 5: Caractéristique géométrique de profile HEA 100.....	115

Chapitre VI : Etude d'assemblages

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.....	120
Tableau 2: Principales caractéristiques géométrique des boulons.....	120
Tableau 3: L'épaisseur du gousset en fonction d'effort appliqué.....	136

Chapitre VII : Etude fondation

Tableau 1: Valeurs des efforts donnés par le logiciel ROBOT.....	150
Tableau 2: Vérification des contraintes dans le sol.....	153
Tableau 3: Les armatures des semelles.....	156

NOTATIONS

SOLLICITATION-CONTRAINTE-DEFORMATION

q_p : Pression dynamique de pointe

$q_{réf}$: Pression dynamique moyen de référence

W : Pression aérodynamique

F_w : Force aérodynamique résultante

S : Charge caractéristique de la neige

S_k : Charge de la neige sur le sol

G : Action permanente

Q : Action d'exploitation

q : Charge d'exploitation uniformément répartie

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\,000$ MPa)

G : Module d'élasticité transversale de l'acier

F_p : Effort de précontrainte dans un boulon

M : Moment sollicitant, en général

M_{cr} : Moment critique élastique

M_{el} : Moment élastique

M_N : Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial

M_{pl} : Moment plastique

M_R : Moment résistant

N_R : Effort normal résistant

V : Effort tranchant sollicitant

V_{PL} : Effort tranchant de plastification

N_K : Effort normal critique d'Euler

N_{pl} : Effort normal de plastification

N_u : Effort normal ultime

f (ou δ) : Flèche d'une poutre

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce

f_y : Limite d'élasticité d'un acier

ε : (epsilon) Déformation linéaire unitaire

ε_y : Déformation correspondant à la limite d'élasticité

σ (**sigma**) : Contrainte normale

CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUES

A : Section brute d'une pièce (cm²).

A_{net} : Section nette d'une pièce (cm²).

A_v : Aire de cisaillement (cm²).

A_w : Section de l'âme d'une pièce (cm²).

A_S : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet (cm²).

I_t : Moment d'inertie de torsion (cm⁴).

I_w : Facteur de gauchissement d'une section (cm⁴).

I_y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm⁴).

I_z : Moment d'inertie de flexion minimal (cm⁴).

W_{el} : Module de résistance élastique (cm⁴).

W_{pl} : Module de résistance plastique (cm³).

a : Epaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : Largeur d'une semelle de poutre (cm).

d_0 : Diamètre nominal des tiges des boulons (cm).

h : Hauteur d'une pièce en général (mm, cm).

i : Rayon de giration d'une section (mm, cm).

l : Longueur en général ou portée d'une poutre (mm, cm, m).

l_f : Longueur de flambement (mm, cm, m).

l_d : Longueur de déversement d'une poutre (mm, cm, m).

l_k : Longueur de flambement d'une poutre (mm, cm, m).

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm, cm).

t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre (mm, cm).

t_w : Epaisseur d'une âme de poutre (mm, cm).

\emptyset : Diamètre d'une section transversale (cm², mm²).

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

k_s : Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons

k_y et k_z : Coefficients de flambement flexion

k_r : Coefficient de voilement par cisaillement

$n = N / N_{pl}$: ou nombre de boulons

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

β_w : Facteur de corrélation (soudures)

ε : (epsilon) Coefficient de réduction élastique de l'acier

η : (eta) Facteur de distribution de rigidités (flambement)

λ : (lambda) Elancement

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler

λ_k : Élancement eulérien

λ : Elancement réduit

λ_{LT} : Élancement de déversement

λ_w : Élancement de l'âme d'une poutre

μ : (mu) Coefficient de frottement

ρ : (rho) Rendement d'une section

χ : (chi) Coefficient de réduction de flambement

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement

ψ : Coefficient de distribution de contraintes (psi)

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution, il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même qui est de concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui sont lui appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séisme, vent extrême ...etc.).

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

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

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

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un hangar de production industriel en construction métallique à la commune de Oued Athemania, wilaya de MILA.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93, CCM97, EUROCODE3, RNVA99 VERSION 2013).

On a utilisé aussi le logiciel ROBOT 2014 pour la modélisation de la structure. Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Le premier chapitre, contient dans un premier temps, un aperçu général sur notre ouvrage, implantation, géométrie, site.
- Le deuxième chapitre, portera sur l'étude climatique, Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- Le troisième chapitre, sera destiné au pré dimensionnement des éléments qui permettant de d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquées au cours de sa vie.
- Le quatrième portera à l'étude sismique après une modélisation par logiciel Robot Structural Analysis 2014, cette modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats
- Le cinquième chapitre, portera sur la vérification de la structure aux différents phénomènes d'instabilité (traverse, contreventement, poteaux....).
- Le sixième chapitre, basé sur l'étude des divers modes assemblages dans les différentes parties de l'ossature, les propriétés géométriques et mécaniques de ces assemblages ont une influence significative sur le comportement et la stabilité globale de la structure en acier.
- Dans le septième chapitre, on a présenté une étude de l'infrastructure.
- Conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTAION DE L'OUVRAGE

I. Introduction

La construction métallique est un domaine de la construction, mais aussi de la mécanique ou de génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier. Ce dernier présente plusieurs avantages et inconvénients :

• **Les avantages**

- L'industrialisation: les éléments de structures en acier préparés et mis en forme en atelier avec une grande précision, arrivent sur le chantier prêts à être montés et assemblés.
- La légèreté: les constructions en acier sont en général plus légères que celles en béton armé, bois et en pierre ..., ce qui peut être transportés aisément voir même exportés.
- La résistance mécanique: l'acier possède une grande résistance mécanique à la traction, ce qui offre une possibilité de franchir de grandes portées.
- Les possibilités architecturales: beaucoup plus étendus qu'en béton.
- Bonne tenue aux séismes.
- Les modifications: aisément réalisables (transformation, adaptations, surélévation ultérieures...).
- L'imperméabilité: l'acier se caractérise par son imperméabilité (fluide: liquide + gaz).

• **Les inconvénients**

L'acier présente plusieurs inconvénients, on cite les plus importants:

- Nécessite d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion.
- Mauvaise tenue au feu.
- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastiques en raison de la minceur des profils (flambement, diversement, voilement).
- Le coût élevé.

Dans ce qui suit, nous allons donner un aperçu général sur l'ouvrage étudiée (l'implantation, les caractéristiques géométriques) ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

I.1. Présentation et implantation de l'ouvrage

Ce projet de fin d'étude qui nous avons apporté par le CTC de la Wilaya de Mila, consiste à l'étude d'une station de production industrielle afin de placer et de stocker des panneaux solaires. qui constitué d'un hangar en charpente métallique à simple versant. Il est implanté à la commune de Oued Athmania située à 37 Km de wilaya de Mila et, il occupe une surface de **1320 m²**.



Figure 1: Localisation du site de projet.

- La contrainte admissible du sol est de 1.5 bars (site meuble)
- L'altitude: est de 663 m
- Zone de neige: Zone **a**
- Zone du vent : Zone **II**
- Zone sismique: Zone **IIa** de moyenne sismicité selon le règlement parasismiques Algérien (RPA 99 modifiée 2003).

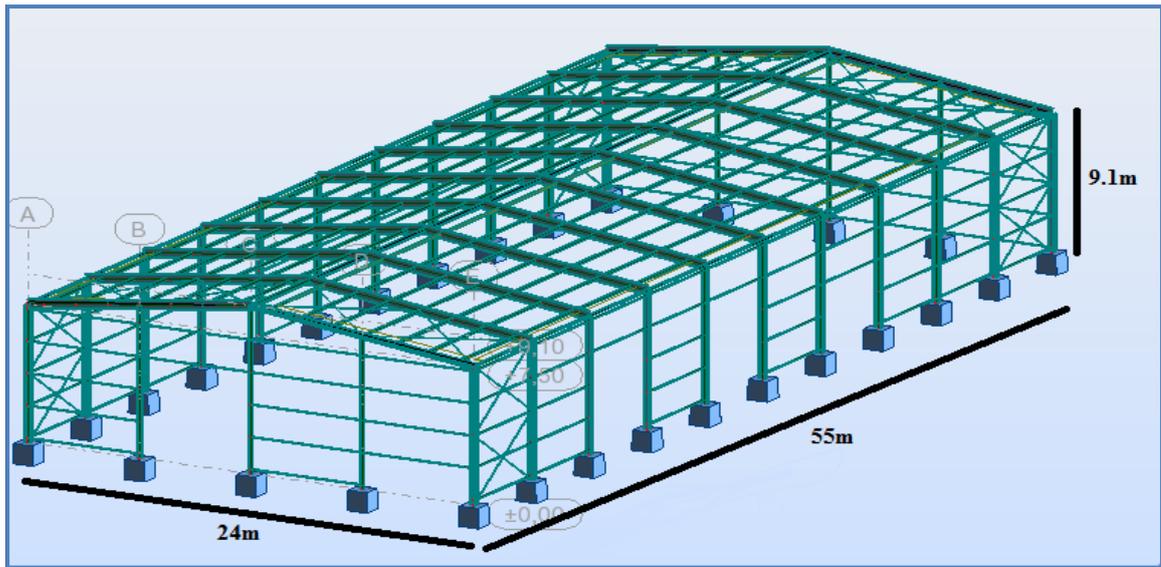


Figure 2 : Vue en 3D du Hangar.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage (partie constructive)

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont:

- La largeur de la structure (pignon).....24.00 m.
- La longueur de la structure (long pan).....55.00 m.
- La hauteur total (au faitage)..... $H_1 = 9.1$ m.
- La hauteur des poteaux..... $H_2 = 7.5$ m
- La pente du versant..... $\alpha = 7.4^\circ$

I.3. Les caractéristiques architecturales de l'ouvrage

• Ouvertures:

- La façade principale du pignon on a deux (2) ouvertures.
- La façade secondaire du pignon on n'a aucune ouverture.
- La façade principale du long pan on a trois (3) ouvertures.
- La façade secondaire du long pan on a une seul ouverture.

• Portique:

- Dans le sens pignon on a un portique de 24m.
- Dans le sens long pan on a dis (10) portiques de 5.5m.

I.4. Matériaux utilisés

Les matériaux de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers

critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

a. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%, outre le fer et carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit:

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, résistance vis-à-vis la corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.[1-6,10]

➤ Propriétés des profilés laminés

• Résistance

- Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le réglemeent Euro code 03 . [3-6]
- La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est de l'acier S235.

Tableau 1: Valeurs nominales de f_y et f_u (tableau 3.1, CCMA97).

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t < 40 mm		40 mm < t < 100 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

➤ Ductilité

Les aciers de construction doivent satisfaire aux conditions supplémentaires suivantes :

- Le rapport f_u/f_y de la résistance à la traction minimale spécifiée au f_u sur la résistance limite d'élasticité minimale spécifiée f_y doit être supérieur à 1,2.
- Le diagramme contrainte-déformation doit montrer que la déformation ultime ε correspondant à f_u représente au moins 20 fois la déformation élastique ε_y correspondant à f_y .
- L'allongement à la rupture sur une longueur entre repère de $5,65 A_0$ doit être supérieur à 15%, étant l'aire initiale de la section transversale.

On peut considérer que les nuances d'acier de la norme EN 10025 en général et celles indiquées au **Tableau I.1**, en particulier, satisfont à ces conditions.

A_0 : la section transversale initiale de l'élément considéré. [1-6]

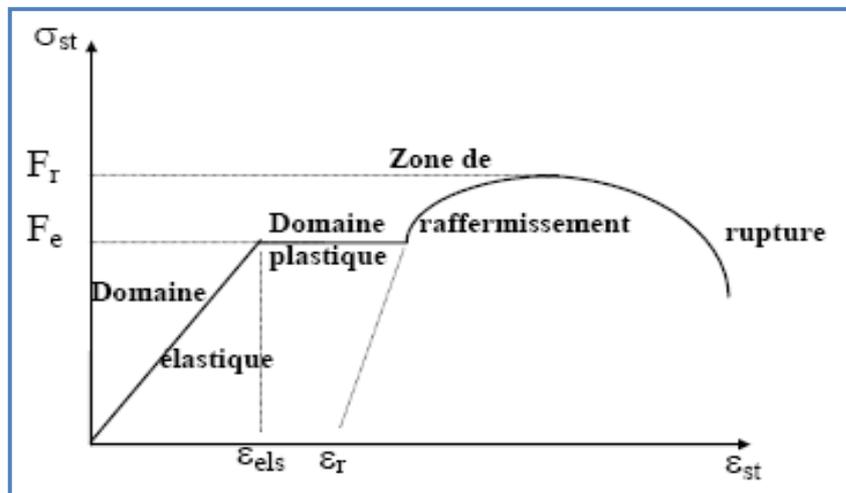


Figure 3 : Diagramme contrainte – déformation. [1-16]

➤ Propriétés mécanique de l'acier

- Module d'élasticité longitudinal: $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversal: $G = E / 2(1+\mu)$.
- Coefficient de Poisson: $\mu = 0,3$.
- Coefficient de dilatation thermique: $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par 1 C° .
- Masse volumique: $\rho = 7850$ kg /m.
- La résistance à la traction: $f_u = 360$ MPa.
- La limite d'élasticité: $f_y = 235$ MPa.

b. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux granulats (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé

“Béton frais” celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique. [3]

➤ Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours: $F_{c28} = 25\text{MPa}$.
- La résistance a la traction à 28 jours: $F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28} = 2.1\text{MPa}$.
- Le poids spécifique: $\rho = 2500 \text{ Kg /m}^3$.
- Coefficient de dilatation thermique: $\theta = 10^{-3} /\text{C}_0$.
- Coefficient de retrait: $\varepsilon = 4.10^{-6}$.

1.5. Ossature et stabilité de la structure

La structure est constituée de dis portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature, la stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

❖ Partie horizontale (les toitures)

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La toiture a une double fonction, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection. [15]

La toiture de notre projet est de forme trapézoïdale avec deux (02) versants identiques dont un au vent, et est constituée de plusieurs éléments:

- Ferme.
- Panne.
- Panneaux en tôle nervurée (TN 40).
- Les poteaux.
- Les poutres (versant).
- Les contreventements.

❖ Partie verticale (les façades)

Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs fixés aux lisses de Bardages. [15]

❖ Assemblage

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition correcte des diverses sollicitations. Les principaux types d'assemblages sont:

Boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément au à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité f_{yb} ainsi que celle de la résistance à la traction f_{ub} des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant:

Tableau 2 : Valeurs nominales des résistances.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stables.

Soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à lier entre les 2 pièces à assembler. [15]

Rivetage

Il assure une force de serrage et un assemblage par frottement des pièces rassemblées. Actuellement, cette technique est complètement abandonnée.

Dans notre cas, nous allons utiliser des boulons HR vue l'importance des efforts (type de boulons recommandé par le règlement parasismique RPS 2000). [15]

I.6. Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés pour la réalisation de cette étude sont:

RPA99-V-2003 : Règles parasismiques Algériennes ;

RNV99-V-2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent ;

CCM 97 : Règles de calcul des constructions en acier;

DTR C2.2 : Document technique règlement (charges permanentes et d'exploitation.);

BAEL91.V.99 : Béton armé aux états limite (J.P.Mougins, Ed. Eyrolles 2000) ;

EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.

I.7. Les états limites

Les états limite sont des états au-delà desquels la structure ne satisfait plus aux exigences de performance pour lesquelles elle a été conçue. Les états limites sont classés en:

I.7.1. Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la limite mécanique au delà de laquelle il y'a ruine de l'ouvrage ; on distingue ainsi:

- ❖ L'état limite ultime d'équilibre statique qui concerne la stabilité de l'ouvrage.
- ❖ L'état limite ultime de résistance, et qui concerne la non rupture de l'ouvrage.
- ❖ L'état limite ultime de stabilité de forme et qui concerne les pièces élancées soumises, entre autre, à un effort de compression axiale.

Cas de charge : $1.35G+1.5Q_{\text{neige,vent}}$ [1]

I.7.2. Etat limite de service (ELS)

Il correspond à des critères dont le nom respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes ou compromet sa durabilité; on distingue:

- ❖ L'état- limite de service vis-à-vis de la compression du béton.
- ❖ L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- ❖ L'état limite de service de déformation.

Cas de charge : $G+ Q_{\text{neige,vent}}$ [1]

I.8. Les Actions prises en compte

Une action est une force (charge) appliquée à la structure (action directe) ou une déformation imposée (action indirecte), déplacements d'appuis, effets thermiques. Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps:

- **Actions permanentes (G):** Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite. Elles comprennent le poids propre de la structure, poussée des terres et liquides. [1-6]

On prend comme exemple :

- Bardage en tôle nervuré TN40.....12 daN/m².
- Couverture en tôle nervuré TN40.....12daN/m².

- **Actions variables (Q):** Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que:

- Charges d'exploitation; comporte le poids des personnes et mobilier.
- Charges climatiques (neige S, vent W);
- Charges dues à l'effet de température (T) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution; entretien qui sont définies comme, charge ponctuelles de 100 daN au $\frac{1}{2}$ et $\frac{2}{3}$ de la portée d'une poutre.

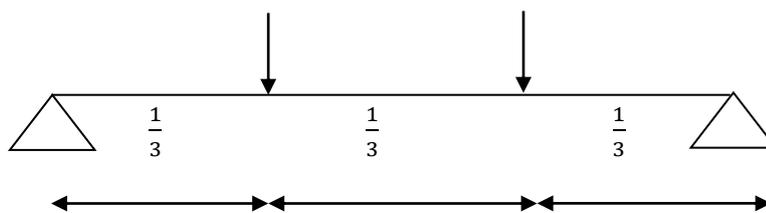


Figure 4: Charge d'exploitation ponctuelle de poutre.

- **Actions Accidentelles:** Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- L'action sismique notée E ;
- Le choc, l'incendie, l'explosion, etc.... [1-6]

CHAPITRE II

ETUDE CLIMATIQUE

II. Introduction

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination de différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (**RNV2013**).

II.1. L'effet du vent

II.1.1. Définition

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce ci, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent **RNVA2013**. [1-5,12]

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

- De la région,
- De site d'implantation,
- De la hauteur de la construction,
- De la forme géométrique de la construction,
- De la rigidité de la construction,
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction. [1-5,12]

II.1.2. Direction du vent

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés. Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour:

- Vent perpendiculaire au long-pan avec surpression intérieure.
- Vent perpendiculaire au long-pan avec dépression intérieure.
- Vent perpendiculaire au pignon avec surpression intérieure.
- Vent perpendiculaire au pignon avec dépression intérieure.

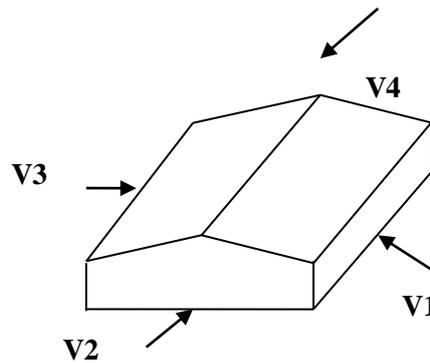


Figure 1 : Les directions principales du vent.

II.1.3. Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul

a) Effet de la région

Notre structure est située dans la zone **IIa**, dont la pression dynamique de référence est donnée par le **tableau 2-2 du RNVA2013..... (Chapitre II-bases de calcul)**.

Donc : $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$.

b) Effet de site

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données de **tableau 24** dans le **RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul)** la catégorie de terrain est **2**.

D'où :

- K_T : Le facteur de terrain.
- z_0 : Le paramètre de rugosité.
- z_{min} : La hauteur minimale.
- $\epsilon = 0,52$: Coefficient utilisé pour le calcul de C_d .

Tableau 1: Paramètres de la catégorie de terrain 2.

Catégorie	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
II	0.19	0.05	2

c) Coefficient de topographie

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées,

etc. Le site est plat, donc $Q < 0.05$ alors le coefficient de topographie $C_t = 1$ (§ 2.4.5.2, chapitre 2 RNV 2013).

d) Calcul de coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

La valeur du coefficient dynamique C_d , pour les structures métalliques est donnée par le paragraphe valeur simplifiée (**Chapitre III: coefficient dynamique dans RNVA2013**).

Dans le cas de notre projet la hauteur totale de l'hangar $H = 9.1$ m est inférieure à 15 m, donc on prend la valeur simplifiée de C_d .

$$C_d = 1 \text{ Donc } C_d < 1.2$$

II .1.4. Calcul de la pression

II.1.4.1. Détermination de la pression dynamique de pointe (z_e)

La pression dynamique de pointe $q_{dyn}(z_e)$ à la hauteur de référence Z_e est donnée par:

$$q_{dyn}(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}.....(\text{Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013})$$

Tel que: $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$

$C_e(z_e)$: Coefficient d'exposition au vent.

a) Détermination du coefficient de la rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité du terrain et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien). La construction est peu sensible aux excitations dynamiques (**Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013 P53**).

$$\begin{aligned} \circ \quad c_r(z) &= K_T \times \ln \frac{z}{z_0} & \text{si } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ \circ \quad c_r(z) &= K_T \times \ln \frac{z}{z_{\min}} & \text{si } z < z_{\min} \end{aligned}$$

Avec:

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée tel que: $Z_0 = 0,05\text{m}$, $Z_{\min} = 2\text{m}$

$Z = 9.1\text{m}$ dans la toiture.

$Z = 7.5\text{m}$ dans les parois verticales.

➤ **Dans la toiture**

$Z = 9.1\text{m} \rightarrow z_{\min} = 2\text{m} \leq Z = 9.1\text{m} \leq 200\text{m}$

$$c_r(z = 9.1\text{m}) = k_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} = 0.19 \times \ln \frac{9.1}{0.05} = 0.988$$

$$c_r(z) = 0.988$$

➤ **Dans la paroi verticale**

$Z = 7.5\text{m}$. $Z_{\min} = 2\text{m} \leq Z = 7.5\text{m} \leq 200\text{m}$

$$c_r(z = 7.5\text{m}) = k_T \times \ln \frac{Z}{Z_0} = 0.19 \times \ln \frac{7.5}{0.05} = 0.952$$

$$c_r(z) = 0.952$$

b) Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$

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, il tient compte de la nature turbulente du vent. $C_e(z)$ est donné par la formule suivante:

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

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

$I_v(z)$: L'intensité de la turbulence.

Z (en m): La hauteur considérée.

c) Intensité de turbulence

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et elle est donnée par les équations qui suivent:

$$\circ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{Z}{Z_0}} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$\circ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln \frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min}$$

➤ **Parois vertical** $Z = 7.5 \text{ m} > Z_{\min} = 2\text{m}$

$$I_v(7.5) = \frac{1}{1 \times \ln \frac{7.5}{0.05}} \rightarrow I_v(7.5) = 0.199$$

➤ **Toiture** $Z = 9.1\text{m} > Z_{\min} = 2\text{m}$

$$I_v(9.1) = \frac{1}{1 \times \ln \frac{9.1}{0.05}} \rightarrow I_v(9.1) = 0.192$$

Donc on peut déterminer le coefficient d'exposition $C_e(z)$:

➤ **Paroi vertical**

$$C_e(7.5) = (0.952)^2 \times 1^2 \times (1 + 7 \times 0.199) \rightarrow C_e(7.5) = 2.16$$

➤ **Toiture**

$$C_e(9.1) = (0.988)^2 \times 1^2 \times (1 + 7 \times 0.192) \rightarrow C_e(9.1) = 2.28$$

On résume les résultats dans le tableau suivant:

Tableau 2: Valeurs de $q_{\text{réf}}, q_p, C_e, Z_e, I_v, C_r$

	$Z_e(r)$	C_e	I_v	C_r	$q_{\text{réf}} [\text{N/m}^2]$	$q_{\text{dyn}} [\text{N/m}^2]$
Parois verticaux	7.5	2.16	0.199	0.952	435	939.6
Toiture	9.1	2.28	0.192	0.988	435	991.8

II.1.4.2. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement. **(Chapitre 5 coefficient dépression page 80 RNVA 2013).**

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

- $C_{Pe} = C_{Pe1}$ si $S \leq 1\text{m}$.
- $C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ si $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$.
- $C_{Pe} = C_{pe10}$si $S \geq 10\text{m}^2$.

Tel que:

S: Désigne la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

a) **Vent perpendiculaire au long pan (sens V1, V3)**

➤ **Pour les parois verticales**

Pour cette direction du vent on a: $b = 55 \text{ m}$, $d = 24 \text{ m}$, $h = 9.1 \text{ m}$

$e = \min [b, 2h] = \min [55, 9.1 \times 2] = 18.2 \text{ m} \rightarrow e = 18.2 \text{ m}$.

On a : $d = 24 \text{ m} > e = 18.2 \text{ m}$. On voit que $d > e$, donc on utilise la légende suivante:

(5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)).

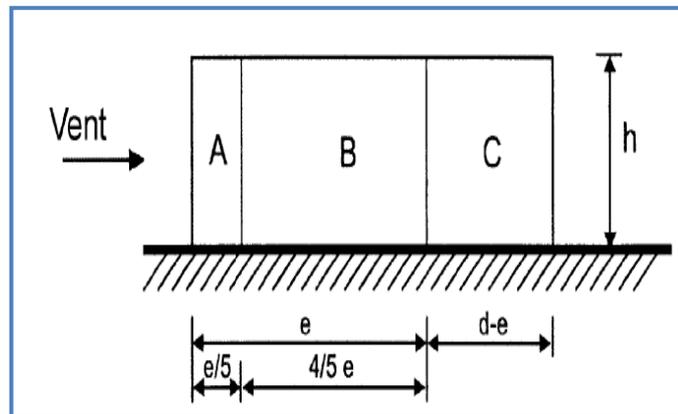


Figure 2: Vue en plan des zones de pression sens V1.[1-15]

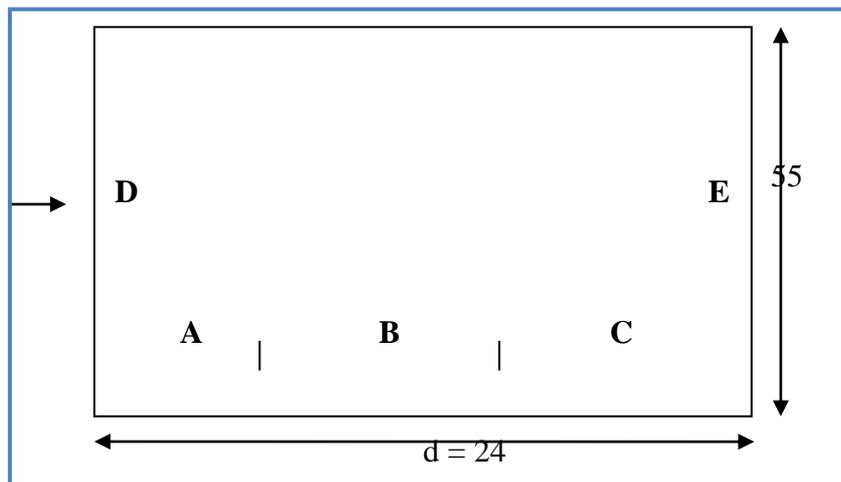


Figure 3: Légende relative aux murs verticaux.

On a: $e = 18.2 \text{ m}$

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont dans le tableau ci dessous:

Tableau 3 : Valeurs de surface et coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical.

Zone	A		B		C		D		E	
Dimensions	$\frac{e}{5}$	h	$e - \frac{e}{5}$	h	d-e	h	b	h	b	h
Géométriques (m)	3.64	9.1	14.56	9.1	5.8	9.1	55	9.1	55	9.1
Surfaces (m ²)	33.124		132.496		52.78		500.5		500.5	
C_{pe}	-1		-0.8		-0.5		+ 0.8		-0.3	

Donc on remarque que toutes la surface de chaque zone est supérieure à 10 m² donc:

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

La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} pour les parois verticales:

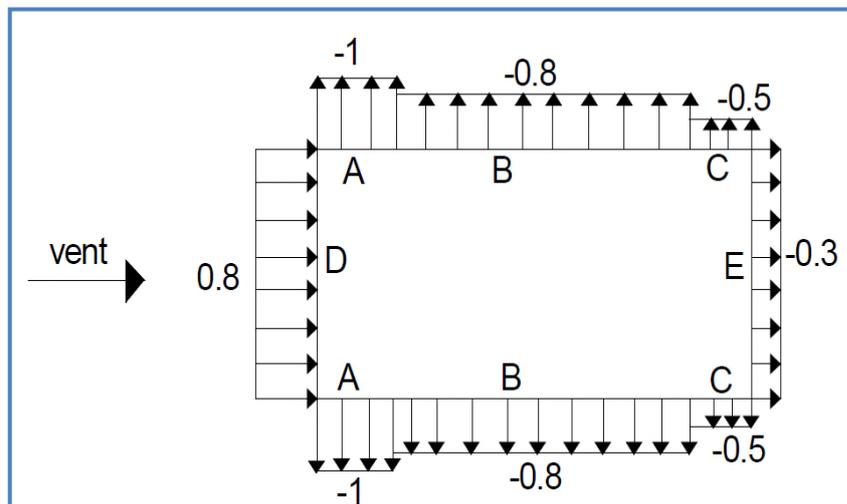


Figure 4 : Légende pour les parois verticales sens V1. [1-15]

➤ **Toiture**

Dans le cas de notre hangar, il existe une toiture a deux versant tel que $\alpha = 7.4^\circ$, dont la direction du vent définie par un angle Θ .

➤ $\Theta = 0^\circ$ Pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices.

On a: $\Theta = 0^\circ, \alpha = 7.4^\circ, b = 55\text{m}, d = 24\text{m}, h = 9.1\text{m}$

$\Rightarrow e = \min(b, 2h) = \min(24, 2 \times 9.1) = 18.2 \text{ m}$

Il convient de diviser la toiture en cinq zone F.G.H.G et I comme indiqué sur la figure II.6

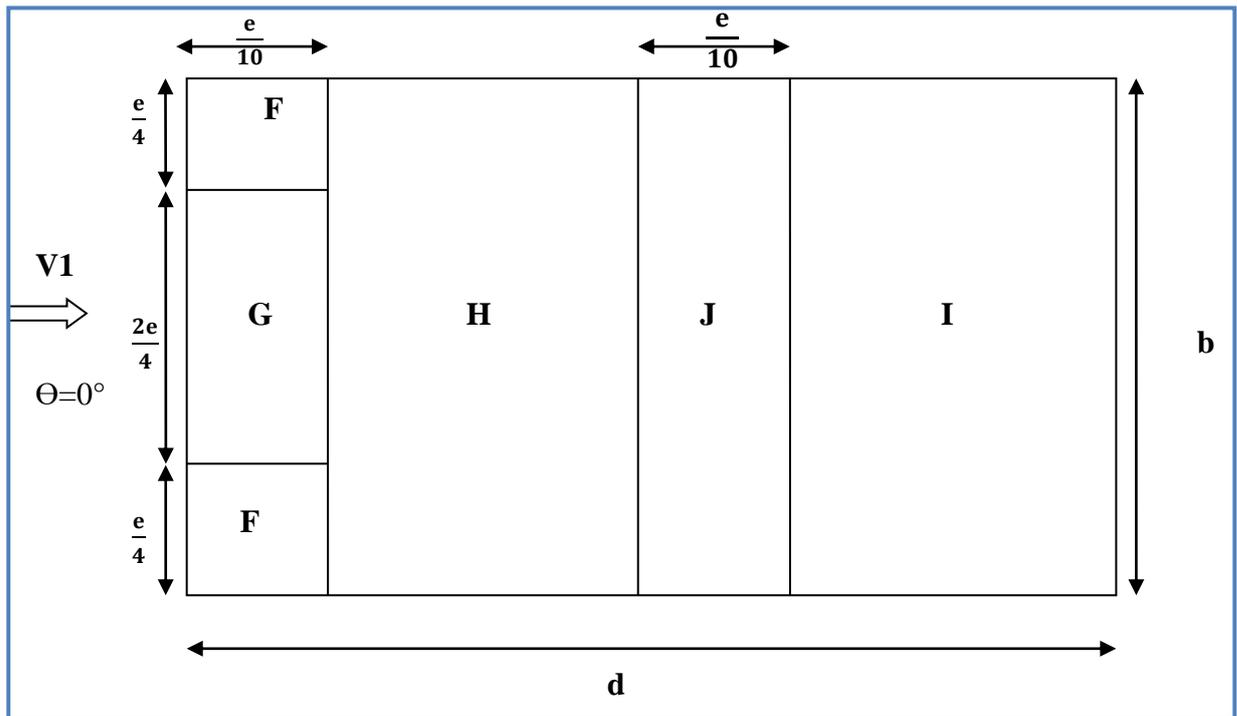


Figure 5 : Zone de pression pour la toiture.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant:

Tableau 4 : Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de la toiture.

Zone	F		G		H		J		I	
Dimensions	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	b	$\frac{e}{10}$	b	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	b
Géométriques (m)	1.82	4.55	1.82	45.9	10.18	55	1.82	55	10.18	55
Surfaces (m²)	16.56		83.53		559.9		100.1		559.9	

La surface de chaque zone est $> 10 \text{ m}^2$ donc:

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

Puisque $\alpha = 7.4^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe} (5^\circ)$ et $C_{pe} (15^\circ)$ par la formule suivante:

$$C_{pe} (7.4^\circ) = C_{pe} (5^\circ) + \frac{7.4-5}{15-5} [C_{pe} (15^\circ) - C_{pe} (5^\circ)]$$

$$C_{pe} (7.4^\circ) = (-1.7) + \frac{7.4-5}{15-5} [(-0.9) - (-1.7)]$$

$$C_{pe} (7.4^\circ) = -1.50$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone:

Tableau 5: Valeur des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1.

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe} (5^\circ)$	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
$C_{pe} (15^\circ)$	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
$C_{pe} (7.4^\circ)$	-1.5	-1.1	-0.52	-0.08	-0.55

Dans la figure suivante les indices I J représentent des C_{pi} indiqués dans **la figure 5.7 du RNV 2013**, et leurs surfaces représentent la surface de chaque versant.

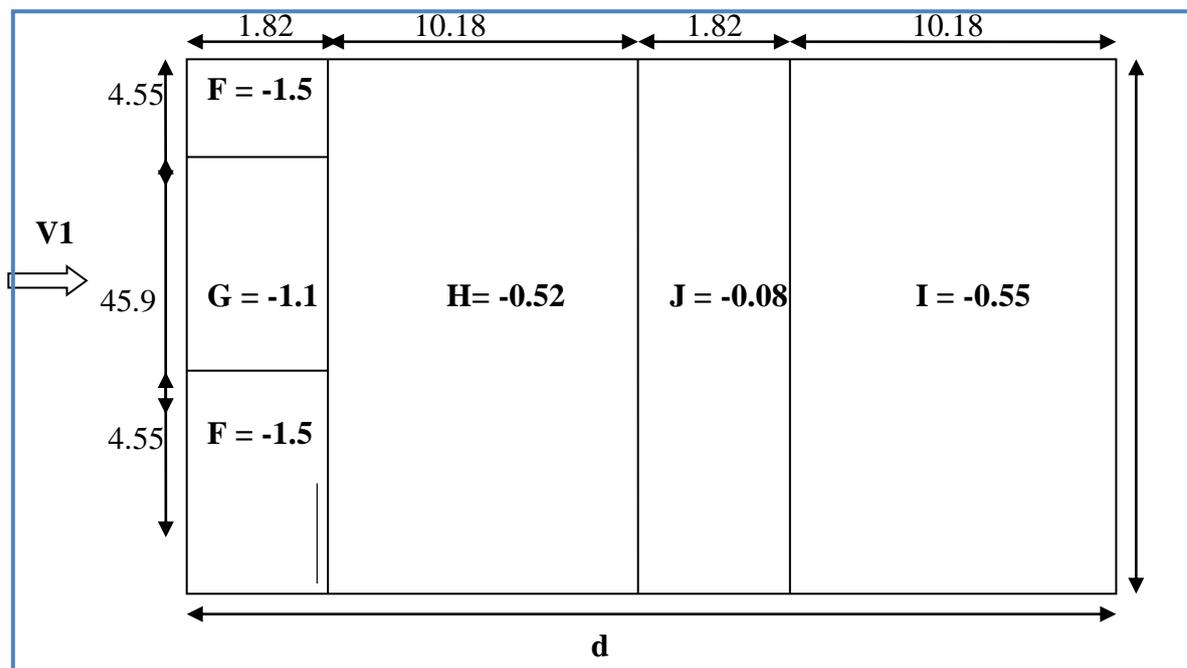


Figure 6 : Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1.

b) Vent perpendiculaire au pignon (sens V2, V4)

➤ **Pour les parois verticales**

Pour cette direction du vent on a: $b = 24 \text{ m}$, $d = 55 \text{ m}$, $h = 9.1 \text{ m}$

$e = \min [b, 2h] = \min [24, 2 \times 9.1] = 18.2 \text{ m} \rightarrow e = 18.2 \text{ m}$.

On a : $d = 55\text{m} > e = 18.2\text{m}$.

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

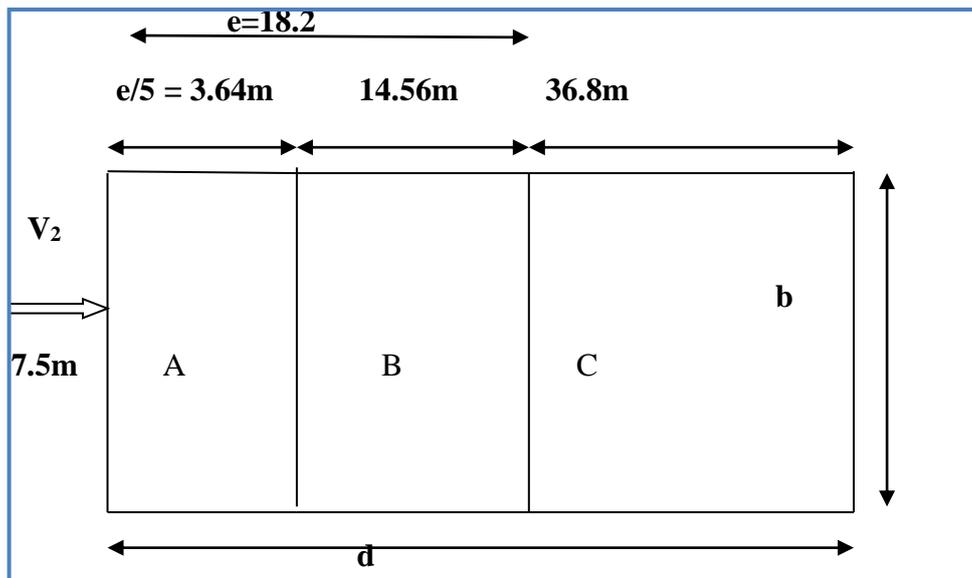


Figure 7 : Répartition des surfaces sur pignon.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 6: Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical.

Zone	A		B		C		D		E	
Dimensions	$\frac{e}{5}$	h	$e - \frac{e}{5}$	h	d-e	h	b	h	b	h
Géométriques (m)	3.64	9.1	14.56	9.1	36.8	9.1	24	9.1	24	9.1
Surfaces (m ²)	33.124		132.496		334.88		218.4		218.4	
C_{pe}	-1		-0.8		-0.5		+0.8		-0.3	

La figure suivant illustre la répartition des C_{pe} pour parois verticales :

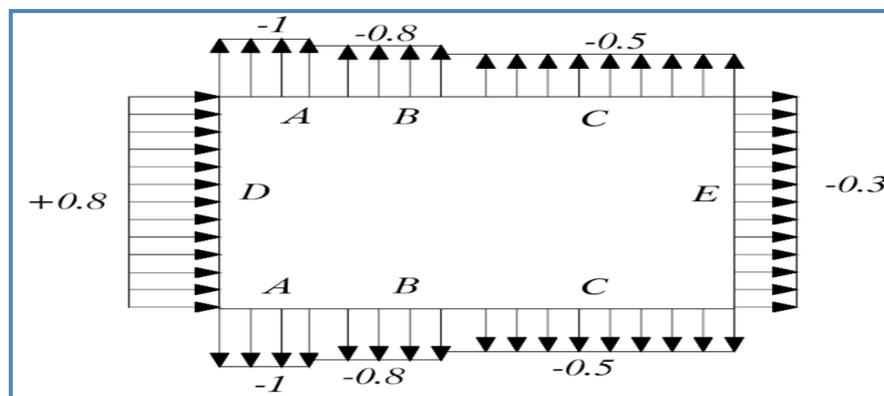


Figure 8 : Légende pour les parois verticales sens V_2 . [1-18]

➤ Toiture

On a une toiture a versant multiple $\alpha = 7,4^\circ$ pour un vent dont la direction est parallèle aux génératrices, le coefficient C_{pe} s’obtient en utilisant les valeurs de toiture a deux versant pour $\Theta = 90^\circ$

$b = 24 \text{ m}$, $d = 55 \text{ m}$, $e = 18.2$, $d > e$

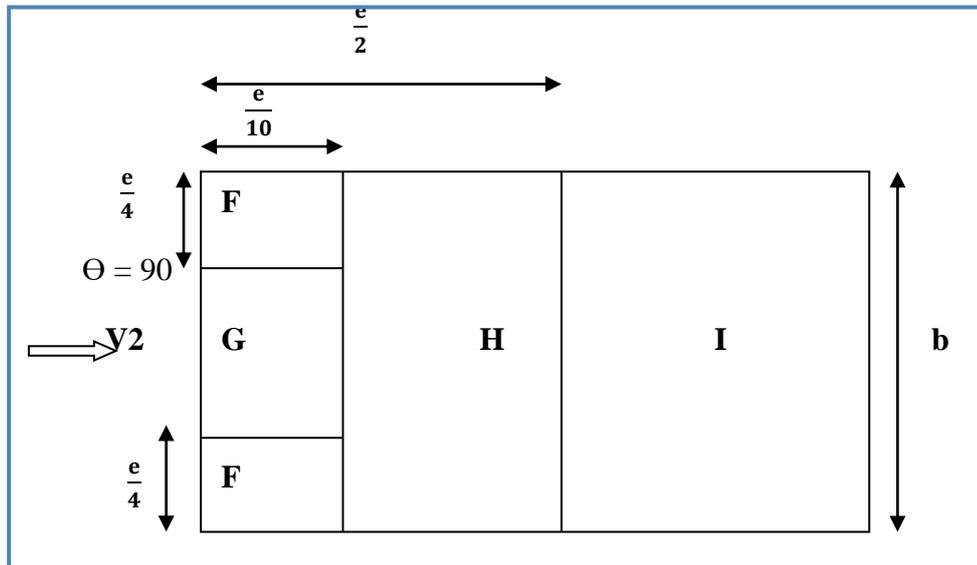


Figure 9 : Répartition des surfaces sur la toiture.

Pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s’est référé au **tableau (5-1 RNV 2013)**, les valeurs de $C_{pe} (\alpha = 7.4^\circ)$ sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$.

Tableau 7 : Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} pour la toiture.

Zone	F		F		G		H		I	
Dimensions	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$d - \frac{2e}{4}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{2} - \frac{e}{10}$	b	$d - \frac{e}{2}$	b
Géométriques (m)	4.55	1.82	4.55	1.82	45.9	4.55	7.28	24	45.9	24
Surfaces (m²)	8.281		8.281		208.84		174.72		1101.6	
C_{pe}	-1.52		-1.58		-1.3		-1.57		-0.57	

Remarque: L’un des surfaces est inférieur à 10 m^2

II.1.4.3. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 du **RNVA 2013**.

Avec: (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité.

Le coefficient C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

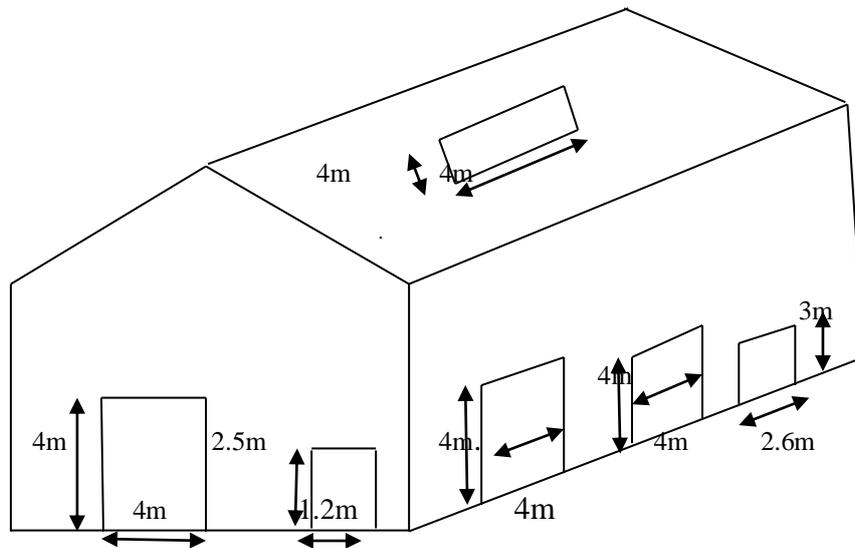


Figure 10 : Représentation des ouvertures.

On peut tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme

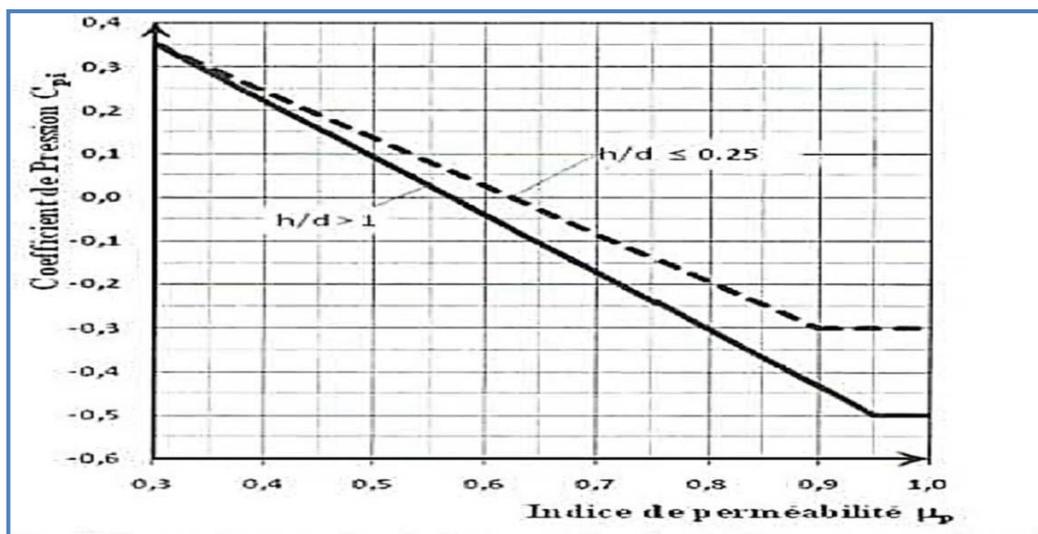


Figure 11: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013)

Notre hangar possède :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ portes pour le pignon principal de dimension } (4 \times 4) \text{ m}^2 \text{ et } (2.5 \times 1.2) \text{ m}^2 \\ 1 \text{ portail pour long pan secondaire de dimension } (4 \times 4) \text{ m}^2 \\ 3 \text{ portes pour long pan principal de dimension } (4 \times 5) \text{ m}^2 \text{ } (4 \times 4) \text{ m}^2 \text{ et } (3 \times 2.6) \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

a) Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1)

$$\mu_p = \frac{(4 \times 4) + (2.5 \times 1.2) + (4 \times 4)}{4(4 \times 4) + (2.5 \times 1.2) + (3 \times 2.6)} = \frac{35}{74.8} = 0.47$$

Le rapport $\frac{h}{d} = \frac{9.1}{24} = 0.38 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$

Le rapport $\frac{h}{d}$ est compris entre ($h/d = 0.25$) et ($h/d = 1$), on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la note de figure 5.14 de **RNVA2013**.

C_{pi} est compris entre 0.18 et 0.14

$$C_{pi}(0.38) = C_{pi}(0.25) + \frac{0.38 - 0.25}{1 - 0.25} [C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)] = 0.17$$

Donc: $C_{pi} = 0.17$

b) Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2)

$$\mu_p = \frac{3(4 \times 4) + (3 \times 2.6)}{4(4 \times 4) + (2.5 \times 1.2) + (3 \times 2.6)} = \frac{53.8}{74.8} = 0.75$$

Le rapport $\frac{h}{d} = \frac{9.1}{55} = 0.16 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0.25$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à ($h/d \leq 0.25$) de la figure 5.14 de **RNVA 2013**

Donc: $C_{pi} = -0.25$

c) Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V3)

$$\mu_p = \frac{3(4 \times 4) + (2.5 \times 1.2) + (3 \times 2.6)}{4(4 \times 4) + (2.5 \times 1.2) + (3 \times 2.6)} = \frac{58.8}{74.8} = 0.79$$

Le rapport $\frac{h}{d} = \frac{9.1}{24} = 0.38 \Rightarrow 0.25 \leq \frac{h}{d} \leq 1$

Le rapport $\frac{h}{d}$ est compris entre ($h/d = 0.25$) et ($h/d = 1$), on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la note de figure 5.14 de **RNVA2013**.

C_{pi} est compris entre -0.19 et -0.29

$$C_{pi}(0.38) = C_{pi}(0.25) + \frac{0.38 - 0.25}{1 - 0.25} [C_{pi}(-0.29) - C_{pi}(-0.19)] = -0.2$$

Donc: $C_{pi} = -0.2$

d) Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V4)

$$\mu_p = \frac{4(4 \times 4) + (3 \times 2.6) + (2.5 \times 1.2)}{4(4 \times 4) + (2.5 \times 1.2) + (3 \times 2.6)} = \frac{74.8}{74.8} = 1$$

Le rapport $\frac{h}{d} = \frac{9.1}{55} = 0.16 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0.25$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à ($h/d \leq 0.25$) de la figure 5.14 de **RNVA 2013**

Donc : $C_{pi} = -0.3$

II.1.5. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$

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

$$W(z_j) = C_d \times q_{dyn}(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \dots \dots \dots (\text{Chapitre 2: Bases de calcul page 58})$$

a) Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1)

➤ **Paroi vertical**

$$q_{dyn}(z_e) = 939.6 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = 0.17$$

Les résultats sont donnés sous forme du tableau suivant:

Tableau 8: Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1.

Zone	C_d	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_e)$ [N/m ²]
A	1	939.6	-1	0.17	- 1099.33
B	1	939.6	-0.8	0.17	- 911.41
C	1	939.6	-0.5	0.17	- 629.53
D	1	939.6	+0.8	0.17	591.94
E	1	939.6	-0.3	0.17	- 441.61

➤ **Toiture**

$$q_{dyn}(z_e) = 991.8 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = 0.17$$

Tableau 9: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V1.

Zone	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ [N/m ²]
F	991.8	-1.5	0.17	- 1656.30
G	991.8	-1.1	0.17	- 1259.58
H	991.8	-0.53	0.17	- 694.26
J	991.8	-0.08	0.17	- 247.95
I	991.8	-0.55	0.17	- 714.09

b) Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2)➤ **Paroi verticale**

$$q_{dyn}(ze) = 939.6 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = - 0.25.$$

Tableau 10 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2

Zone	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ [N/m ²]
A	939.6	-1	-0.25	- 704.7
B	939.6	-0.8	-0.25	- 516.78
C	939.6	-0.5	-0.25	-234.9
D	939.6	+0.8	-0.25	986.58
E	939.6	-0.3	-0.25	-46.98

➤ **Toiture**

$$q_{dyn}(ze) = 991.8 \text{ N/m}^2 \quad C_{pi} = - 0.25$$

Tableau 11: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.

Zone	q_{dyn} [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze)$ [N/m ²]
F _{Sup}	991.8	-1.57	-0.25	- 1309.17
F _{Inf}	991.8	-1.57	-0.25	- 1309.17
G	991.8	-1.3	-0.25	- 1041.39
H	991.8	-0.67	-0.25	- 416.55
I	991.8	-0.57	-0.25	- 317.37

c) Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V3)➤ **Paroi verticale**

$$q_{\text{dyn}}(ze) = 939.6 \text{ N/m}^2 \quad C_{\text{pi}} = -0.2$$

Tableau 12: Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V3.

Zone	$q_{\text{dyn}} [\text{N/m}^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze) [\text{N/m}^2]$
A	939.6	-1	-0.2	- 751.68
B	939.6	-0.8	-0.2	- 563.76
C	939.6	-0.5	-0.2	- 281.88
D	939.6	0.8	-0.2	939.6

➤ **Toiture**

$$q_{\text{dyn}}(ze) = 991.8 \text{ N/m}^2 \quad C_{\text{pi}} = -0.2$$

Tableau 13: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V3.

Zone	$q_{\text{dyn}} [\text{N/m}^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze) [\text{N/m}^2]$
F	991.8	-1.5	-0.2	- 1289.34
G	991.8	-1.1	-0.2	- 892.62
H	991.8	-0.53	-0.2	- 327.29
J	991.8	-0.08	-0.2	- 119.01
I	991.8	-0.55	-0.2	- 347.13

d) Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V4)➤ **Paroi verticale**

$$q_{\text{dyn}}(ze) = 939.6 \text{ N/m}^2 \quad C_{\text{pi}} = -0.3$$

Tableau 14 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V4.

Zone	$q_{\text{dyn}} [\text{N/m}^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze) [\text{N/m}^2]$
A	939.6	-1	-0.3	- 657.72
B	939.6	-0.8	-0.3	- 469.8
C	939.6	-0.5	-0.3	- 187.92
D	939.6	+0.8	-0.3	+1033.56
E	939.6	-0.3	-0.3	0

➤ **Toiture**

$q_{dyn}(ze) = 991.8 \text{ N/m}^2$ $C_{pi} = - 0.3$

Tableau 15: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V4.

Zone	$q_{dyn} \text{ [N/m}^2\text{]}$	C_{pe}	C_{pi}	$W(ze) \text{ [N/m}^2\text{]}$
F_{sup}	991.8	-1.57	-0.3	- 1259.58
F_{inf}	991.8	-1.57	-0.3	-1259.58
G	991.8	-1.3	-0.3	- 991.8
H	991.8	-0.67	-0.3	- 366.96
I	991.8	-0.57	-0.3	- 267.78

II.1.6. Détermination de la force de frottement F_{fr}

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être **négligés**. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totales de toutes les surfaces extérieure Perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). **(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3).**

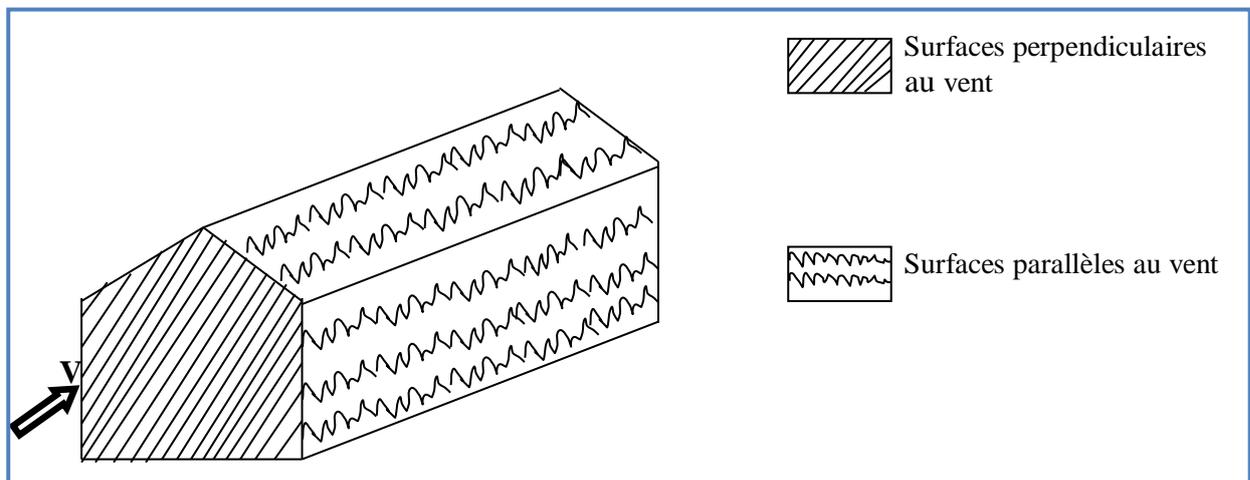


Figure 12 : Prise en compte l'effet de frottement

La force du frottement F_{fr} est donnée par:

$F_{fr} = C_d \sum q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times A_{fr,j}$ [N] **(Article 1.4.3 RNV 2013)**

Avec :

$C_{fr,j}$: Le coefficient du frottement pour l'élément de surface j.

$A_{fr,j}$: L'aire de l'élément de surface j en (mm²).

a) Cas 1: Direction perpendiculaire au long-pan❖ Calcul des surfaces parallèles au vent

- La surface des deux pignons

$$S_{\text{Pignons}} = [(24 \times 7.5) + (12 \times 1.6)] \times 2 = 398.4 \text{ m}^2$$

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

$$S_{\text{toit}} = \left[\left(\frac{1.6}{\sin 7.4} \right) \times 2 \times 55 \right] = (12.42 \times 2 \times 55) = 1366.5 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent

$$A_{\text{frj}} = 398.4 + 1366.5 = 1764.9 \text{ m}^2$$

❖ Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent)

- La surface des deux parois verticales (long pan)

$$S_{\text{long pan}} = [(55 \times 7.5)] \times 2 = 825 \text{ m}^2$$

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

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

$S = 1764.9 \text{ m}^2 < 4 \times 825 \text{ m}^2 = 3300 \text{ m}^2$Condition vérifiée

⇒ Donc, on doit négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au long-pan.

b) Cas 2: Direction perpendiculaire au pignon (sens V2)❖ Calcul des surfaces parallèles au vent

- La surface des deux parois verticales (long pan)

$$S_{\text{long pan}} = [(7.5 \times 55) \times 2] = 825 \text{ m}^2.$$

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

$$S_{\text{toit}} = \left[\left(\frac{1.6}{\sin 7.4} \right) \times 2 \times 55 \right] = (12.42 \times 2 \times 55) = 1366.5 \text{ m}^2.$$

⇒ Total des surfaces parallèles au vent

$$S = 825 + 1366.5 = 2191.5 \text{ m}^2.$$

❖ Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent)

- La surface des deux pignons :

$$S_{\text{pignons}} = [(7.5 \times 24) + (1.6 \times 12)] \times 2 = 398.4 \text{ m}^2.$$

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

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

$S = 2191.5 \text{ m}^2 > 4 \times 398.4 \text{ m}^2 = 1593.6 \text{ m}^2$ Condition non vérifiée
 \Rightarrow Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement, cas de vent perpendiculaire au pignon.

Calcul de la force de frottement

$$F_{\text{fr}} = C_{\text{fr}} \times q_p(z_e) \times A_{\text{fr}}$$

C_{fr} : Coefficient de frottement donné par le tableau 2.8 chapitre 2 de **RNVA 2013**.

Dans notre cas, nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent donc:

$$C_{\text{fr}}(\text{toiture}) = C_{\text{fr}}(\text{parois verticales}) = 0.04$$

- Pour la toiture: $Z_e = 9.1\text{m} \Rightarrow q_p(9.1\text{m}) = 1071.6 \text{ N/m}^2$

$$A_{\text{fr}} = \left[\left(\frac{1.6}{\sin 7.4} \right) \times 2 \times 55 \right] = 1366.5 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{fr}}(\text{toiture}) = 0.04 \times 1366.5 \times 991.8 = 54211 \text{ N} = 54.211 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_{\text{fr}}(\text{toiture}) = 54.211 \text{ KN}$$

- Pour les parois verticales: $Z_e = 7.5\text{m} \Rightarrow q_p(7.5\text{m}) = 939.6 \text{ N/m}^2$

$$A_{\text{fr}} = 55 \times 7.5 \times 2 = 825 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{fr}}(\text{parois verticales}) = 0.04 \times 939.6 \times 825 = 31006.8 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_{\text{fr}}(\text{parois verticales}) = 31.006 \text{ KN.}$$

La force de frottement totale: $F_{\text{fr}} = F_{\text{fr}}(\text{toiture}) + F_{\text{fr}}(\text{parois verticales}) = 54.211 + 31.006$

$$\Rightarrow F_{\text{fr}} = 85.217 \text{ KN}$$

II.2. Action neige

II.2.1. But

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

II.2.2. Calcul des charges de la neige

La charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, selon le RNV 2013 cette dernière s'obtient par la formule suivante:

$$S = \mu \times S_k \text{ [KN/m}^2\text{]} \dots\dots\dots \text{[RNV2013, P: 18; Paragraphe 3.1.1]}$$

Avec:

S_k : Charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : Coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

II.2.3. Charge de neige sur le sol (S_k)

Notre projet est implanté à Oued Atemenia wilaya de Mila qui est classé en zone IIa selon la classification de (RNVA 2013) avec une altitude d'environ **663m**. Donc S_k est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} \dots\dots\dots \text{[RNV2013, P: 21; Paragraphe 4]}$$

$$S_k = \frac{0.07 \times 663 + 15}{100} = 0.61 \text{ KN/m}^2$$

H : Altitude du site par rapport au niveau de la mer.

$$S_k = 0.614 \text{ KN/m}^2$$

II.2.4. Coefficient de forme de la toiture

Il est en fonction de la forme de la toiture .Dans le cas de toiture à versants multiples ; des valeurs de μ sont données en fonction de l'angle α .

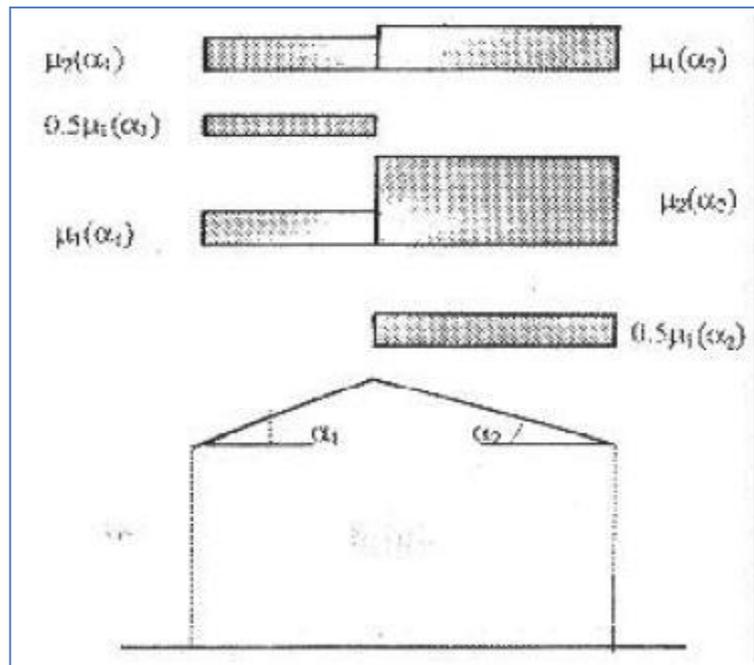


Figure 13: Coefficient de forme - Toiture à deux versants.(Figure 6 du RNVA 2013)

Tableau 16: Coefficient de forme - Toiture à deux versants.

(α) Angle du Versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15^\circ < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0.0
Coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha-15}{30} \right)$	$1.1 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0.0

Pour notre hangar l'inclinaison de la toiture-Italique est : $\alpha = \arctan(1.6/12) = 7.4^\circ$

$\alpha = 7.4^\circ \rightarrow \alpha \in [0^\circ; 30^\circ]$ [RNV2013, Page: 25; Tableau 2]

On a : $0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 7.4^\circ < 30^\circ$, d'après le tableau ci-dessus, les coefficients de forme de la toiture :

$$\mu_1(\alpha_1) = \mu_2(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = \mu_2(\alpha_2) = 0.8$$

Les différents cas qui existent

- Pour le cas I: $\mu_1(\alpha_2) = 0.8$
 $\mu_2(\alpha_1) = 0.8$
- Pour le cas II: $0.5 \times \mu_1(\alpha_1) = 0.5 \times 0.8 = 0.4$
- Pour le cas III: $\mu_1(\alpha_1) = 0.8$
 $\mu_2(\alpha_2) = 0.8$
- Pour le cas IV: $0.5 \times \mu_1(\alpha_2) = 0.5 \times 0.8 = 0.4$

On voit bien que le cas le plus défavorable est le cas I et III, la charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est calculée comme suit:

$$S = 0.8 \times 0.614 = 0.49 \text{ KN/m}^2$$

Puisque les conditions sont vérifiées donc les effets de frottement du vent sont négligés.

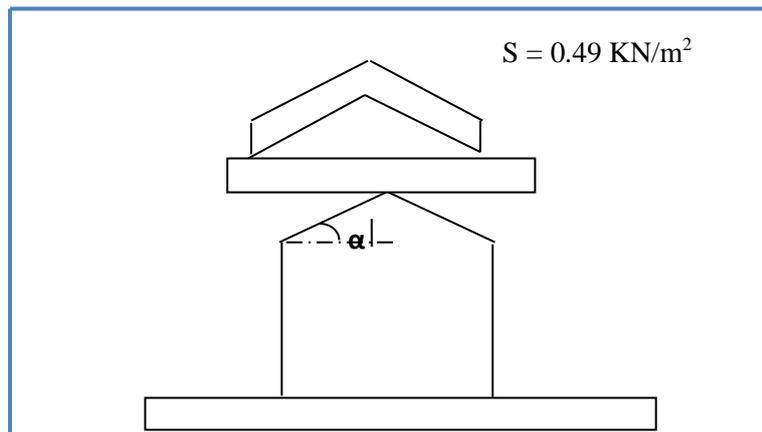


Figure 14 : Charges de neige sans redistribution par le vent.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure.

CHAPITRE III

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III. Introduction

Dans ce chapitre, on va traiter le calcul des éléments résistants (les pannes, les potelets, les lisses de bardage, les poteaux et les traverses) qui constituent le hangar et qui seront soumis aux différents chargements. Ce calcul nous fournira les profilés pouvant assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure. Pour mener à bien nos calculs, Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'Eurocode 03 et de l'ouvrage de [8,9].

Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.1. Etude des pannes

III.1.1. Définition

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et les surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage et réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture. [1,10]

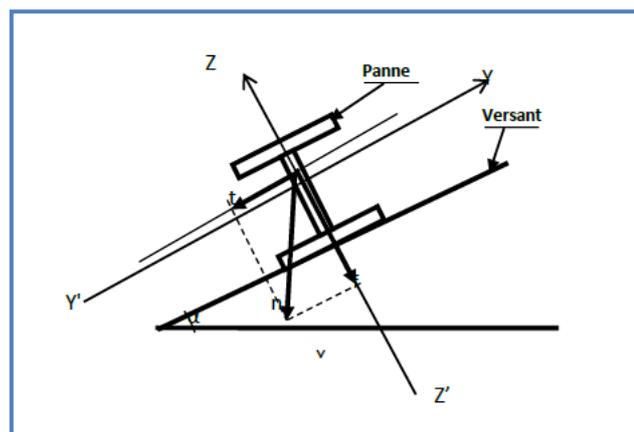


Figure 1 : Disposition de la panne sur la toiture. [10]

Espacements entre pannes

L'espaceur entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture

$$\cos 7.4^\circ = \frac{12}{x} \Rightarrow x = 12.1 \text{ m}$$

On prend un espaceur entre pannes (entre axe) de 1.72 m (06 fois) et aux deux extrémités 0.89 m

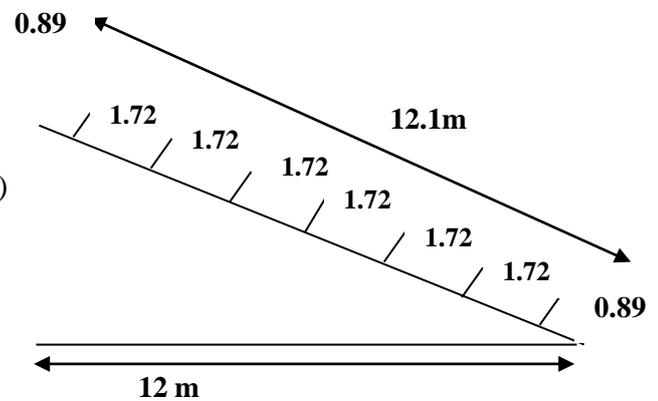


Figure 2 : Espacement entre les pannes.

III.1.2. Les données

- Espaceur entre chaque panne $e = 1.72 \text{ m}$,
- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L = 5.5 \text{ m}$,
- On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture,
- La pente de chaque versant est $\alpha = 7.4^\circ$,
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12kg/m²,
- Poids propre d'accessoires de pose.....5 kg/m²,
- Poids propre de la panne estimé (IPE120).....10.4kg/ml,
- Les pannes sont en acier S235,
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier).

III.1.3. Détermination des sollicitations

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale à la pente des versants de la toiture. Elles sont en effet soumises à:

- Une charge verticale: Le poids propre de la panne et de la couverture appliqué a son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante f parallèle à l'âme de la panne et une autre composante t parallèle aux semelles.
- Une charge oblique: Due au vent parallèle à l'âme de la panne.

III.1.4. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (G)

Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

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

$$G = (12 + 5) \times 1.72 + 10.4$$

$$G = 0.396 \text{ KN/ml.}$$

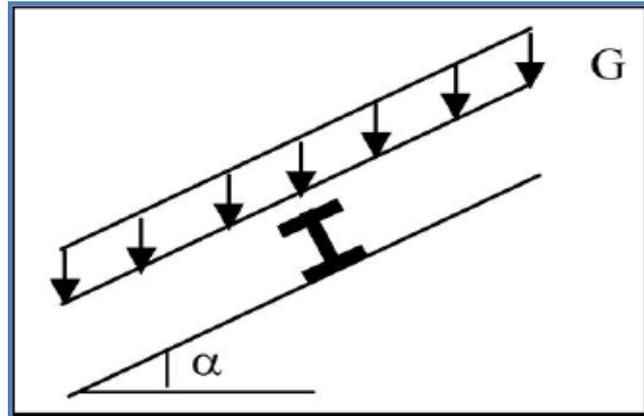


Figure 3: Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes. [1-15]

b) surcharges d'entretien (P)

Dans le cas de toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. (D'après le DTR BC 2.2 page 26).

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant le moment maximal au moment maximal du aux charges ponctuelles (P).[1-15]

$$M_{\max} = M_{\max} = \frac{P'l}{3} = \frac{pl^2}{8} ; P = 100 \text{ Kg}$$

$$P = \frac{8P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5.5} = 48,48 \text{ kg /ml}$$

$$P_{eq} = 0,484 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{On a : } P_{eq} = Q$$

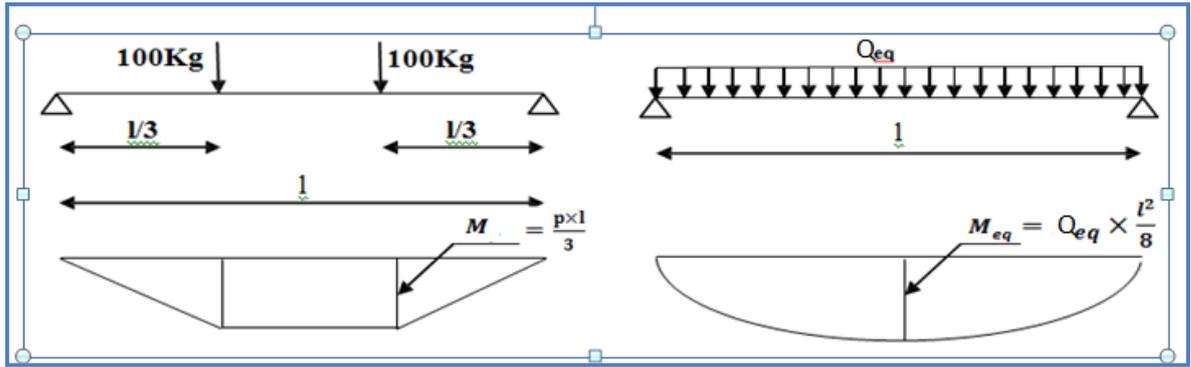


Figure 4: Schéma statique de la poutre équivalente. [4, 5,6]

c) Surcharges climatiques

c.1) Surcharges du vent (V)

La charge du vent est également fonction de l’interpolation du site de construction et de la forme de la construction, le plus souvent, ces charges agissant en soulèvement.

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent de dépression défavorable dont le $C_{pi}=0.17$ (zone F: vent de soulèvement), Les surcharges du vent (V) est perpendiculaire au versant.

$W = -1656.30 \text{ N/m}^2$(chapitre II, tableau II).

$W = -1656.30 \times 1.72 = -2848.83\text{N/m} \Rightarrow$ La charge linéaire du vent $W= -2.848 \text{ KN/ml}$.

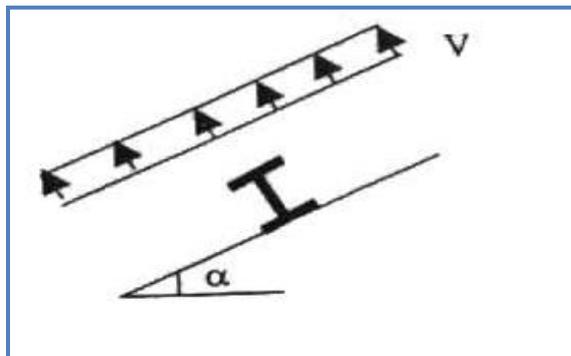


Figure 5: Schéma statique des surcharges du vent sur les pannes.[1-15]

c.2) Surcharges de la neige (S)

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

→ Par projection horizontale: N

→ Suivant rampant: $N \cos \alpha$

$S = 0.49 \text{ KN/m}^2$(chapitre II.3 étude de la neige)

$$S = 0.49 \cos \alpha \times 1.72 = 0.49 \cos (7.4^\circ) \times 1.72$$

$$S = 0.835 \text{ KN/ml}$$

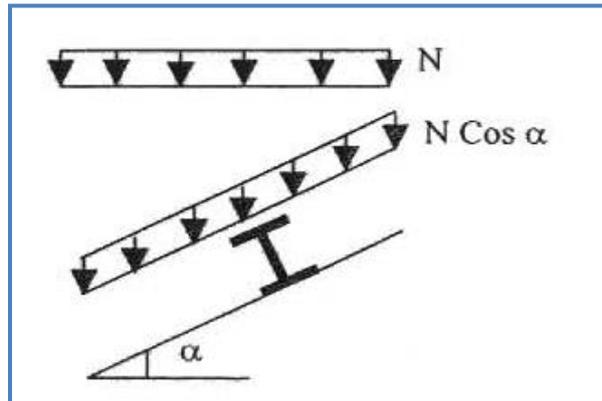


Figure 6: Schéma statique des surcharges de la neige sur les pannes. [1-16]

➤ **les charges et surcharges appliquées**

$$G = 0.396 \text{ KN/ml}$$

$$P = 0.484 \text{ KN/ml}$$

$$w = -2.848 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.835 \text{ KN/ml}$$

➤ **Décomposition des charges**

On calcul les composantes de chaque charge suivant les 2 axes principaux de la panne, étant donné l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 7.4^\circ$, nous avons donc:

▪ **Suivant l'axe z-z :**

$$G_z = G \cos \alpha = 0.392 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.479 \text{ KN/m}$$

$$W_z = W = -2.848 \text{ KN/m}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0.828 \text{ KN/m}$$

▪ **Suivant l'axe y-y :**

$$G_y = G \sin \alpha = 0.051 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = Q \sin \alpha = 0.062 \text{ KN/m}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_y = S \sin \alpha = 0.107 \text{ KN/m}$$

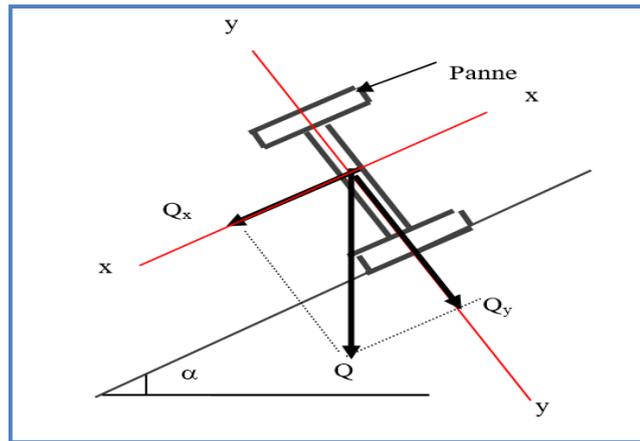


Figure 7: Projection de Q sur les deux axes. [10]

III.1.5. Combinaisons des charges les plus défavorables

Les combinaisons enveloppes selon les règles CM66 sont :

1) ELU

- Suivant l'axe z-z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison 1: } q_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.247 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 2: } q_{uz} = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.771 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 3: } q_{uz} = G_z + 1.5W = -4.664 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 4: } q_{uz} = G_z + 1.35W + S_z = -3.052 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- Suivant l'axe y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison 1: } q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.161 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 2: } q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.229 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 3: } q_{uy} = 1.35G_y = 0.068 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

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

$$q_{uz} = G_z + 1.5W = -4.664 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.229 \text{ KN/ml}$$

2) ELS

- Suivant l'axe z-z :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison 1: } q_{sz} = G_z + Q_z = 0.871 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 2: } q_{sz} = G_z + S_z = 1.22 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 3: } q_{sz} = G_z + W = -2.456 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- Suivant l'axe y-y:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison 1: } q_{sy} = G_y + Q_y = 0.113 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 2: } q_{sy} = G_y + S_y = 0.158 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 3: } q_{sy} = G_y + W = 0.051 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Selon les deux axes Y et Z; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus sollicitée :

$$q_{sz} = G_z + W = -2.456 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 0.158 \text{ KN/ml}$$

Remarque

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien.

III.1.6. Principe de pré dimensionnement de la panne

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

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU: flexion + cisaillement).
- Aux conditions de déversement (ELU)

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

III.1.6.1. Vérification à la flèche (ELS)

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées) : $f \leq f_{adm}$.

- ✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée :

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

- ✓ Pour une poutre sur trois appuis uniformément chargée :

$$f = \frac{2.05 \times q \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

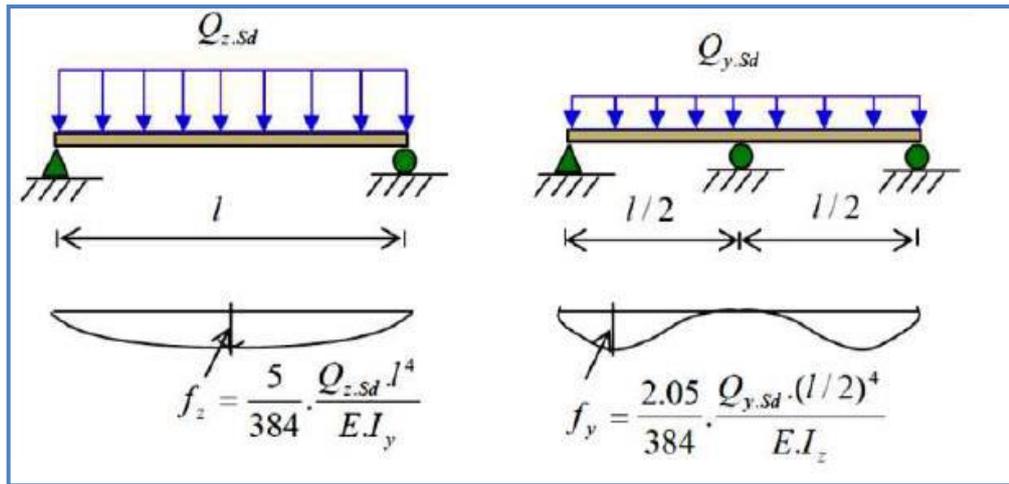


Figure 8 : Vérification de la flèche. [7,10]

III.1.6.2. Vérification de résistance (ELU)

Dans la condition de résistance à l’ELU, il faut faire les vérifications suivantes :

a) Vérification à la flexion déviée (bi axiale N = 0)

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «y-y et z-z », l’Eurocode 3 « Art.5.4.5.4 » recommande l’utilisation de la même méthode exposée dans l’article 5.4.8 pour la flexion composée.

Pour :

Section de Classe (1) et (2): calcul en plasticité

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta \leq 1 \dots\dots\dots [5. 35 \text{ Art } 5.4.8.1 \text{ EC03}]$$

Sections en I ou en H laminées : $\alpha = 2, \beta = 5n \geq 1$ tel que: $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,z,rd}} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

Section de Classe (3) : calcul en élasticité

$$\frac{M_{y,sd}}{W_{ely} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{elz} \times f_{yd}} \leq 1 \quad \text{tel que : } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \dots\dots\dots [5. 38 \text{ Art } 5.4.8.2 \text{ EC03}]$$

Section de Classe (4):

$$\frac{M_{y,sd}}{W_{effy} \times f_{yd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{effz} \times f_{yd}} \leq 1 \quad \text{Tel que : } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \dots\dots\dots [5. 40 \text{ Art } 5.4.8.3 \text{ EC03}]$$

M_{y,sd} : Moment fléchissant de calcul autour de l’axe y-y causé par la charge Q_{z,sd}.

M_{z,sd} : Moment fléchissant de calcul autour de l’axe z-z causé par la charge Q_{y,sd}.

$M_{ply,rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

$M_{plz,rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

$Q_{y,sd}$: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme.

$Q_{z,sd}$: Charge appliquée dans le plan de l'âme.

W_{ply} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

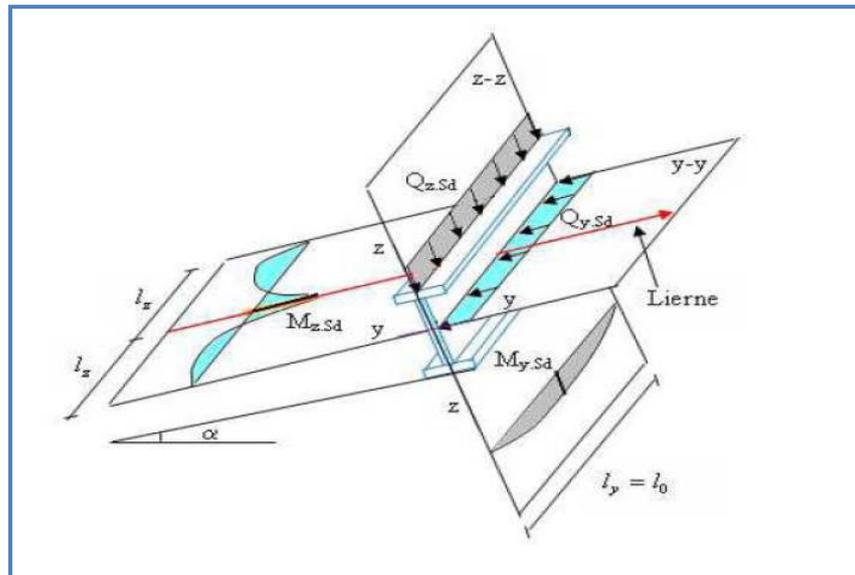


Figure 9: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement. [10]

b) Vérification au cisaillement

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante:

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \dots\dots\dots [5. 20 \text{ Art } 5.4.6.EC03]$$

Sections en I ou en H laminées, effort parallèle à l'âme l'aire de cisaillement A_v :

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f$$

A: Aire de la section transversale **b** : largeur hors tout.

d: Hauteur de l'âme.

h: Hauteur hors tout.

r: Rayon du congé de raccordement.

t_f: Epaisseur de semelle.

t_w: Epaisseur d'âme

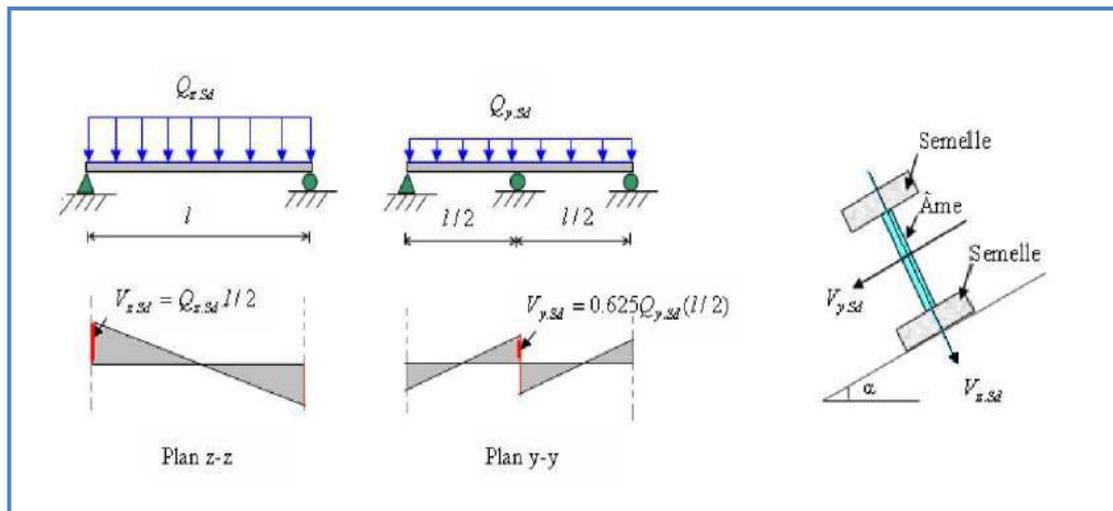


Figure 10: Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement. [10]

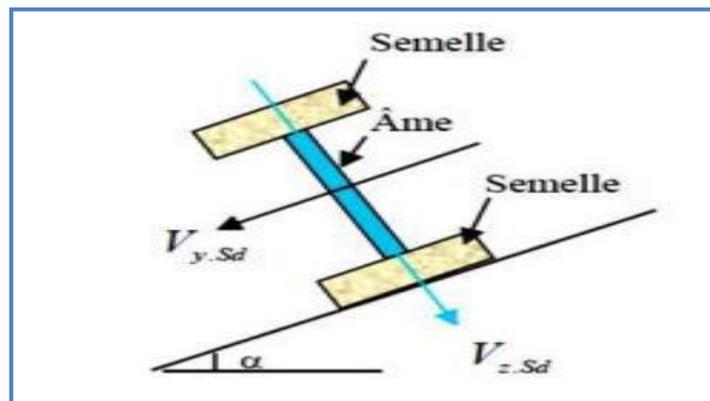


Figure 11: Plan de cisaillement. [1,10]

c) Vérification au déversement

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section à l'action du vent en soulèvement.

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la

panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure III.13). [1-2,8-10]

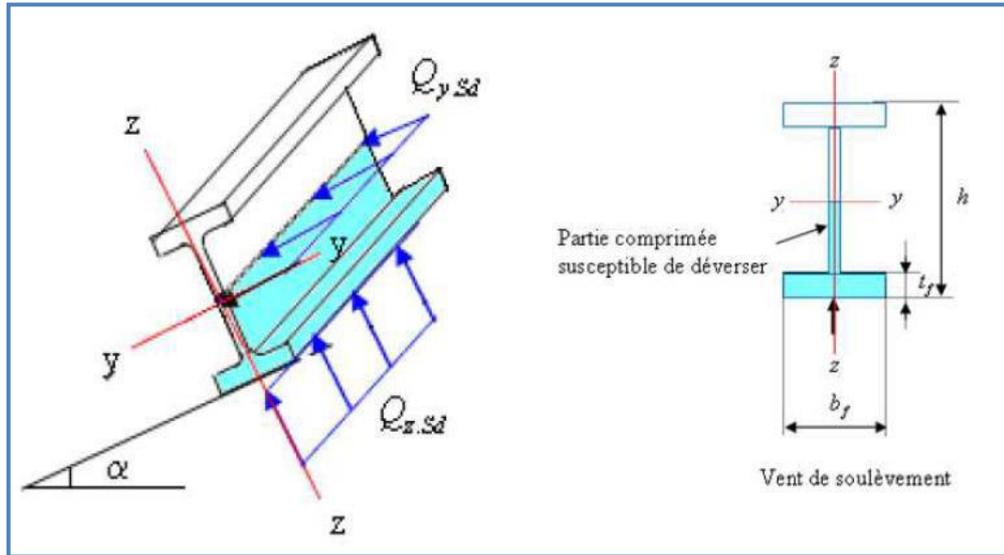


Figure 12: Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure. [10]

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{y,rd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \dots\dots\dots [5.48 \text{ Art 5.5.2 EC03}]$$

- $\beta_w = 1$, pour les sections de classe (1) et (2),
- $\beta_w = W_{ely}/W_{ply}$, pour les sections de classe (3),
- $\beta_w = W_{effy}/W_{ply}$, pour les sections de classe (4),
- $M_{b,rd}$: Moment résistant au déversement,
- χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement,
- M_{sd} : Moment sollicitant,
- χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.

III.1.7. Pré dimensionnement de la panne

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l’ELS, on considère que les pannes sont simplement appuyer uniformément charger.

Suivant l’axe z-z :

$$f_z = \frac{5 \times q_{s,z} \times L^4}{384 \times EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm} \implies \text{Ce que nous donne } I_y \geq 646.39 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{s,z} \times L^4}{384 \times E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 2.456 \times 550^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 27.5} = 506.71 \text{ cm}^4$$

Donc, on choisit de façon préliminaire un profilé IPE160 avec des caractéristiques géométriques suivantes:

Tableau 1: Caractéristiques du profilé IPE 160

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _r mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	869.3	68.31	123.9	26.1	6.58	1.84

▪ **Condition de flèche avec poids propre inclus**

Poids propre réel:

$$G = ((P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{panne}}) \times \cos \alpha = (12 + 5) \times 1.72 + 15.8 = 45.04 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.450 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.450 \times \cos 7.4^\circ = 0,446 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.450 \times \sin 7.4^\circ = 0.057 \text{ KN/ml}$$

▪ **Les combinaisons les plus défavorables**

A L'ELU:

▪ Suivant l'axe z-z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison 1: } q_{uz} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.320 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 2: } q_{uz} = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.844 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 3: } q_{uz} = G_z + 1.5W = - 4.718 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

▪ Suivant l'axe y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison 1: } q_{uy} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.169 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 2: } q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.237 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 3: } q_{uy} = 1.35G_y = 0.076 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

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

$$q_{uz} = G_z + 1.5W = - 4.717 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.237 \text{ KN/ml}$$

A L'ELS :

- Suivant l'axe z-z

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison1: } q_{sz} = G_z + Q_z = 0.925 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison2: } q_{sz} = G_z + S_z = 1.257 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison3: } q_{sz} = G_z + W = -2.402 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- Suivant l'axe y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison 1: } q_{sy} = G_y + Q_y = 0.119 \text{ KN /ml} \\ \text{Combinaison 2: } q_{sy} = G_y + S_y = 0.164 \text{ KN/ml} \\ \text{Combinaison 3: } q_{sy} = G_y + W = 0.057 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Selon les deux axes y et z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne la plus Sollicitée :

$$q_{sz} = G_z + W = - 2.402 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 0.164 \text{ KN/ml}$$

III.1.8. Dimensionnement et vérification des pannes

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

III.1.8.1. Vérification de la flèche

$$F = \frac{5 \times qz \times L^4}{384 \times EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

- Suivant l'axe z-z

$$f_z = \frac{5 \times 2.402 \times 10^{-2} \times 550^4}{384 \times 21000 \times 869.3} \leq f_{adm} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.56 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- Suivant l'axe y-y

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.164 \times 10^{-2} \times 275^4}{384 \times 21000 \times 68.31} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{275}{200} = 1.375 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.03 \text{ cm} \leq f_{adm} \leq 1.375 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Le calcul à l'ELS considère l'IPE160 comme suffisant car la flèche est vérifiée dans les deux directions y et z.

Remarque : On remarque que le choix du profilé IPE160 satisfait la condition de flèche dans les deux directions y et z sans l'utilisation des liernes. A titre pédagogique on étudie le cas, où on utilise des liernes au milieu des pannes dans l'axe de faible inertie (I_z), sachant que la condition de flèche est vérifiée dans cette direction, puisque on sait que les liernes sont utilisées dans le cas où la flèche n'est pas vérifiée dans cette direction (aussi on peut augmenter la section du profilé si cette condition n'est pas vérifiée).

III.1.8.2. Vérification de la résistance des pannes (ELU)

a) Détermination des sollicitations

Moments

$$\text{- Axe z-z: } M_y = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{4.717 \times 5.5^2}{8} = 17.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Axe y-y: } M_z = \frac{qy \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{0.237 \times 2.75^2}{8} = 0.224 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$V_z = \frac{q_{uz} \times l}{2} = \frac{4.717 \times 5.5}{2} = 12.971 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_{uy} \times l}{2} = \frac{0.237 \times 5.5}{2} = 0.651 \text{ KN}$$

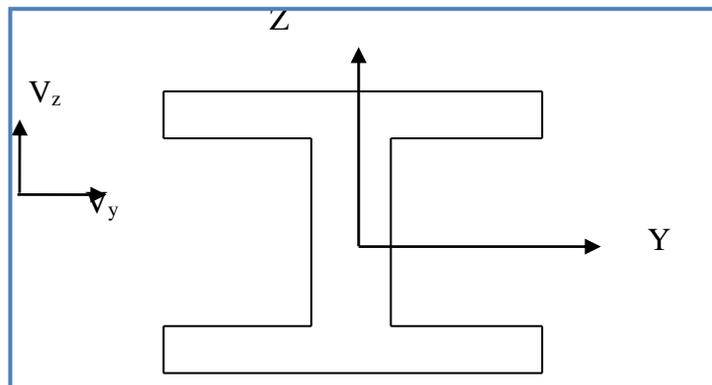


Figure 13: La position de l'effort tranchant.

b) Vérification de la condition de moment

- **Classe du profilé**

- Classe de la semelle: (semelle comprimée (IPE160))

Avec : $b = 82 \text{ m}$; $t_f = 7.2 \text{ m}$

$$\frac{c}{tf} = \frac{\frac{b}{2}}{tf} = \frac{\frac{82}{2}}{7.4} = \frac{41}{7.4} = 5.54 \leq 10\varepsilon = 10$$

$$\Rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \Rightarrow \varepsilon = 1 \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1}$$

- Classe de l'âme: (âme fléchie)

Avec : d=127.2 m ; $t_w = 5$ m

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1}$$

Donc la section du profilé globale est de classe 01.

Le calcul est en plasticité : $\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \leq 1 \dots \dots \dots$ [EC03Art 5.4.8.1]

α et β : Sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en **I** et en **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

Avec: $n = \frac{N_{sd}}{N_{plz,rd}} = 0$ (Sollicité à la flexion seule $N_{sd} = 0$) ; donc : $\beta = 1$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{26.10 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 6.111 \text{ KN.m}$$

Alors: $\left[\frac{17.83}{29.116} \right]^2 + \left[\frac{0.224}{6.111} \right]^1 = 0.41 \leq 1 \dots \dots \dots$ Vérifiée

\Rightarrow La section **IPE160** est vérifiée à l'ELU

Donc en présence de lierne au milieu, l'**IPE160** est suffisant en calcul plastique. Alors, l'**IPE160 avec liernes** est retenu comme section pour les pannes, on rappelle que la solution avec liernes est en général plus économique.

c) Vérification de l'effort tranchant

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd} \dots \dots \dots$$
 [EC3 Art 5.4.6]

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad A_{vz} = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)$$

$$A_{vz} = 20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74 + (0.5 + 2 \times 0.9) \quad A_{vz} = 5.664 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } V_{plz} = \frac{5.664 \times 23.5}{\sqrt{3.1}} = 76.84 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \times F_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 20.1 - 5.664 = 14.436 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors: } V_{ply} = \frac{14.436 \times 23.5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 195.86 \text{ KN}$$

V_{pl}: Effort tranchant résistant de la section.

A : Aire de cisaillement.

$$V_{z,sd} = 12.971 \text{ KN} < V_{plz} = 76.84 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 0.651 \text{ KN} < V_{ply} = 195.86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée

d) Vérification au déversement

La vérification au déversement se fait par l'utilisation de la condition suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

M_{b,rd}: Le moment résistant de déversement,

χ_{LT}: Le coefficient de réduction pour le déversement, qui en fonction de l'élançement réduite,

λ_{LT}: Coefficient d'imperfection,

α_{LT} : La valeur est donnée à partir du tableau des coefficients de flambement (EC3 partie1-1).

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} \text{ et } M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

λ_{LT} : L'élançement réduit vis- vis du déversement.

M_{cr}: Moment critique élastique de déversement.

On a : La classe de profile est de classe 01

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta_w = 1 : \text{Facteur de corrélation approprié.} \\ \gamma_{m1} = 1.1 : \text{Coefficient partiel de sécurité.} \end{cases}$$

C₁ = 1,132 : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments (Charge uniformément repartie),

I_t = 3.60 cm⁴ : Moment d'inertie de torsion,

I_w = 3.96 cm⁶ : Moment d'inertie de gauchissement,

I_z = 68.31 cm⁴ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie,

$L = 5.5\text{m}$: Longueur de maintien latéral,

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

$\nu = 0.3$: Coefficient de poisson.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 : \text{Module de cisaillement.}$$

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}{550^2} \sqrt{\frac{3.96 \times 10^3}{68.31} + \frac{550^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 3.60}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}} = 1380282.95 \text{ N.cm}$$

On calcul:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 235 \times 10^2}{1380282.95}} = 1.45 \quad \text{et} \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2}} \leq 1$$

D'où:

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profils laminés

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.45 - 0.2) + 1.45^2] = 1.68$$

Le coefficient de réduction pour le déversement: $\chi_{LT} = \frac{1}{1.68 + \sqrt{1.68^2 + 1.45^2}} = 0.25$

$$M_{brd} = \frac{0.25 \times 1 \times 123.9 \times 23.5}{1} = 1019.07 \text{ KN.m}$$

Alors : $M_{sd} = 17.83 \text{ KN.m} \leq M_{brd} = 1019.07 \text{ KN.m}$ Vérifiée.

La condition vérifiée donc la stabilité au déversement de la panne est vérifiée.

e) Résistance au voilement par cisaillement

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée par les ailes non raidies comme il est indiqué au chapitre 5.6.1 page 89 [CCM97] : $d/t_w \leq 69\varepsilon$

➤ $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$,

➤ $d = 112.2\text{mm}$: distance entre intérieurs des semelles,

➤ $t_w = 4.7\text{mm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right.$$

Si $d / t_w \leq 69$; il est nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement. - Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

f) Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

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

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 4.7 \times (140 - 2 \times 6.9) = 593.14 \text{ mm}^2 \text{ (aire de l'âme).}$$

$$A_{fc} = b_w \times t_f = 73 \times 6.9 = 503.7 \text{ mm}^2 \text{ (aire de la semelle comprimée).}$$

$$F_y = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ (limite d'élasticité de la semelle comprimée).}$$

$$E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2 \text{ (module d'élasticité).}$$

K = Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I).

t_w: Epaisseur de l'âme.

$$K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593.14}{503.7}} = 290.91$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{140 - 2 \times 6.9}{4.7} = 26.85 < 290.91 \text{vérifiée}$$

Donc la stabilité de la panne vis-à-vis du flambement de la semelle comprimé est assurée.

Conclusion :

La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité; donc, elle est convenable pour les pannes de notre structure.

III.2. Etude des liernes de la toiture**III.2.1. Définition**

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

- En phase de montage du bâtiment, assurer la rectitude des pannes avant mise en place de la couverture.
- En phase d'exploitation du bâtiment, apporter aux pannes un maintien latéral. [1]

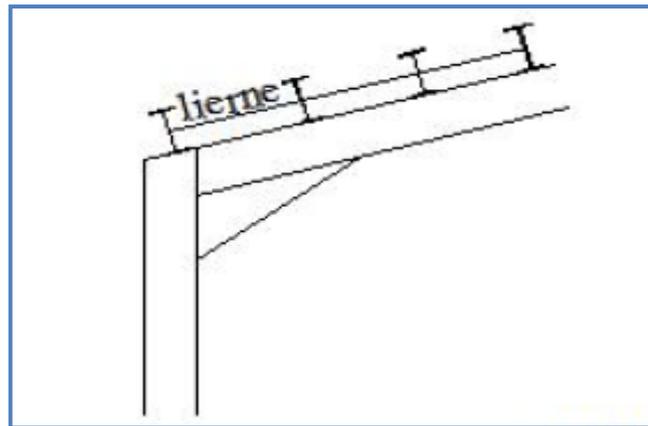


Figure 14: Dispositions des liernes. [10]

III.2.2. Dimensionnement des liernes

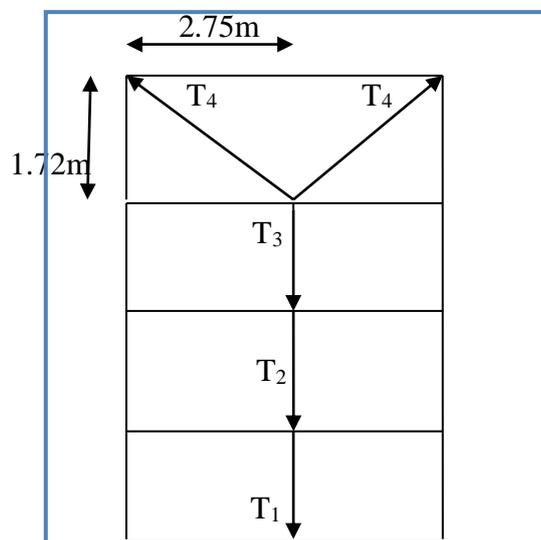


Figure 15: Représentation des efforts.

III.2.2.1. Calcul de l'effort de traction dans la suspente la plus sollicitée

⇒ La réaction R au niveau du le lierne

$$R = 1.25 q_{uy} \times l_y$$

$$q_{uy} = Q_{sd} \times \sin(\alpha)$$

Avec:

$$Q_{sd} = \max(Q_{y,sd}; Q_{z,sd})$$

$$Q_{sd} = \max(|-4.701|; 0.234) = 4.701 \text{ KN/ml}$$

$$l_y = \frac{l}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75 \text{ m}$$

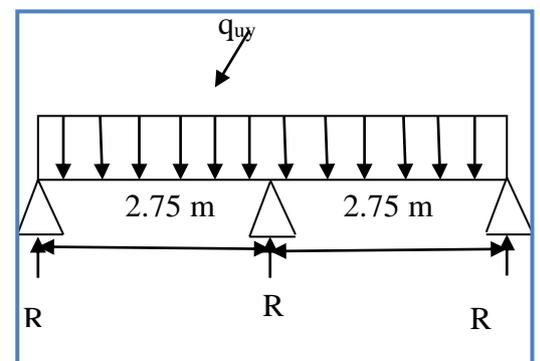


Figure 16: Schéma statique

$$q_{uy} = 4.701 \times \sin(7.4) = 0.605 \text{ KN/ml}$$

$$R = 1.25 \times 4.701 \times 2.75 = 16.15 \text{ KN}$$

⇒ Efforts de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière

$$T_1 = R/2 = 8.075 \text{ KN}$$

⇒ Effort dans le tronçon L₂

$$T_2 = T_1 + R = 8.075 + 16.15 = 24.225 \text{ KN}$$

⇒ Effort dans le tronçon L₃

$$T_3 = T_2 + R = 24.225 + 16.15 = 40.375 \text{ KN}$$

⇒ Effort dans le tronçon L₄

$$2 T_4 \sin \theta = T_3$$

$$\text{Avec } \theta = \arctan\left(\frac{1.72}{2.75}\right) \Rightarrow \theta = 32^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin 32^\circ} = 38.12 \text{ KN}$$

III.2.2.2. Calcul de la section des suspentes

Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute

Le tronçon le plus sollicité est T4 :

$$N_{t.sd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec: } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{t.sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{38.12 \times 1}{23.5} \Rightarrow A \geq 1.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a: } A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \geq 1.62 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 1.62}{3.14}} \Rightarrow \Phi \geq 1.43 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varphi = 8\text{mm}$

III.3. Etude de l'échantignole

III.3.1. Définition

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des

charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage. [1, 3,10]

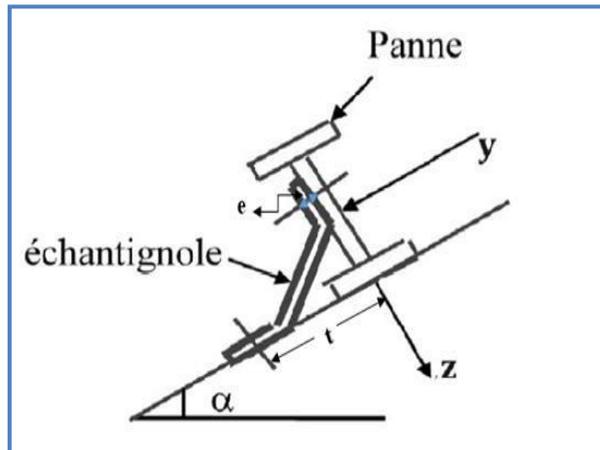


Figure 17: Disposition de l'échantignole. [1,10]

III.3.2. Calcul des charges revenant à l'échantignole [D'après le livre de M. Dahmani]

➤ Effort de soulèvement

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5 W$$

$$Q_{z, sd} = 0.433 \times \cos(7.4) - 1.5 (-2.848) \implies Q_{z, sd} = -3.843 \text{ KN/ml.}$$

➤ Effort suivant rampant

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 (0.433) \times \sin(7.4) \implies Q_{y, sd} = +0.075 \text{ KN/ml.}$$

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

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

Pour un **IPE 180** : $b = 9.1\text{cm}$

$$9.1 \leq t \leq 13.65 \quad \rightarrow \quad \text{on adopte } e = 11\text{cm}$$

➤ Calcul des réactions

Echantignole de rive

$$R_z = Q_{z, sd} \times l / 2 = 3.843 \times 5.5 / 2 = 10.56 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \times l / 2 = 0.075 \times 5.5 / 2 = 0.206 \text{ daN}$$

Echantignole intermédiaire

$$R_z = 2 R_z = 10.56 \times 2 = 21.12 \text{ KN}$$

$$R_y = 2 R_y = 0.206 \times 2 = 0.41 \text{ KN}$$

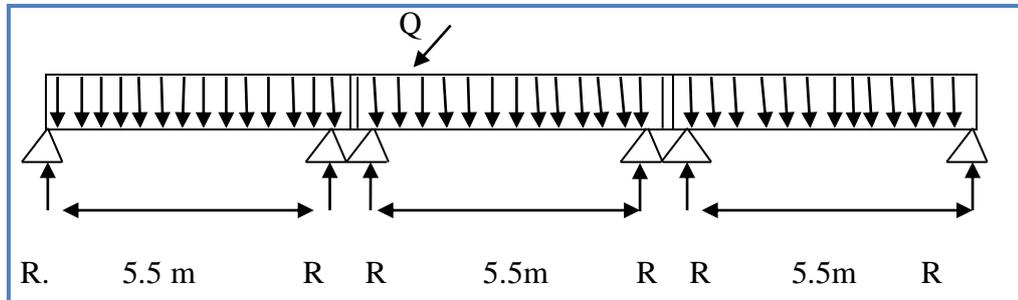


Figure 18: Schéma statique.

III.3.3. Calcul du moment de renversement

$$M_R = R_z \times t + R_y \times h / 2$$

Avec: $h = 18 \text{ cm}$ (pour IPE 180).

$$M_R = 21.12 \times 0.11 + 0.41 \times (0.18 / 2) \quad \Rightarrow \quad M_R = 2.36 \text{ KN.m}$$

III.3.4. Dimensionnement de l'échantignole

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

$$M_{sd} \leq M_{el,rd}$$

$M_R = M_{sd}$: (le moment sollicitant).

$$M_{el,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}: \text{ (le moment de résistance élastique de la section).}$$

$$\text{Alors:} \quad M_R \leq M_{el,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

III.3.5. Calcul de l'épaisseur de l'échantignole

$$M_{el,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ely} = \frac{\gamma_{m0} \times M_R}{f_y} = \frac{1 \times 2.36}{23.5} = 10 \text{ cm}^3$$

$$W_{ely} \geq \frac{b \times e^2}{6} \text{ (Pour une section rectangulaire)}$$

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

- Traverse IPE 500

- $b = 200 \text{ mm}$.

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 10}{20}} \Rightarrow e \geq 1.7 \text{ cm}$$

$e \approx 1.7 \text{ cm}$

On adopte une échantignole d'épaisseur $e = 17 \text{ mm}$.

III.4. Etude des lisses de bardages

III.4.1. Définition

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (**IPE, UAP, UPE**) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage. [1]

III.4.2. Espacement des lisses

La structure en charpente a une hauteur des poteaux de 7.5m

- Le porté entre axe des lisses $e = 1.75\text{m}$ (espace entre 2 lisses)
- Nombre des lisses ($n=4$)
- Chaque lisse repose sur 2 appuis.

III.4.3. Vérification de la lisse de long-pan :

Pour les conditions de réalisation et d'esthétique, les lisses de bardage doivent être de même type et de même dimension.

III.4.3.1. Efforts sollicitant la lisse

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est:

$W_{\max} = -109.93 \text{ daN/m}^2$, (Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent long-pan).

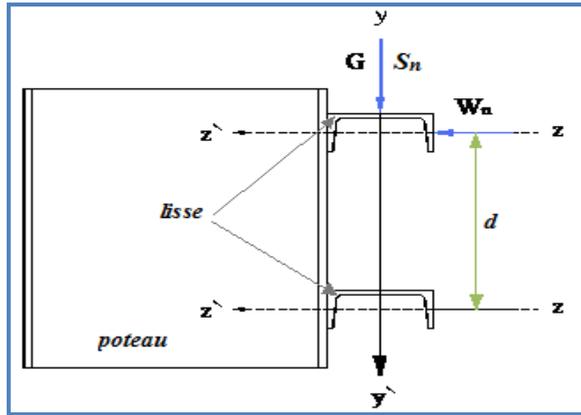


Figure 19 : Disposition de la lisse sur le poteau. [1]

III.4.4.1. Détermination des charges et surcharges

a) Les charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 12 Kg /m²,
- Poids propre d'accessoires de pose5 Kg/m²,
- Poids propre de la lisse estimé (UPN120).....13.4 Kg/m.

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

e: Espacement entre les lisses e = 1.72 m

$$G = (12+5) \times 1.75 + 13.4 = 43.15 \text{ Kg /ml} = 0.431 \text{ KN/ml}$$

b) La surcharges climatique du au vent

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue :

$$W = -109.93 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{(Voir chapitre II)}$$

$$D'où: W = -1.099 \times e = -1.099 \times 1.75 = -1.923 \text{ KN/ml}$$

$$W = - 1.923 \text{ KN/ml}$$

1) Charges appliquées à l'ELU

$$q_{uy} = (1.35G) = 0.581 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uz} = (1.5W) = - 2.884 \text{ KN/ml}$$

2) Charges appliquées à l'ELS

$$q_{sy} = G = 0.531 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = W = -1.923 \text{ KN/ml}$$

III.4.5. Condition de la flèche

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche, la vérification à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) :

$$f \leq f_{adm}$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe z-z)

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.923 \times 10^{-2} \times (550)^4}{384 \times 21000 \times I_y}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.923 \times 10^{-2} \times (550)^4}{384 \times 21000 \times 2.75} = 396.74 \text{ cm}^4$$

Donc: $I_y \geq 396.74 \text{ cm}^4$

D'après le tableau des profilés des UPN, on adopte un **UPN 140**. Ses caractéristiques sont:

Tableau 2: Caractéristiques du profilé UPN 140

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
UPN 140	16	20.40	140	60	10	7	605	62.7	86.4	14.8	5.45	1.75

La charge G devient alors:

$$G = (12+5) \times 1.75 + 16 = 45.75 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.457 \text{ KN/m}$$

➤ la combinaison à l'ELU

$$q_{uy} = (1.35 G) = 1.35 \times 0.457 = 0.616 \text{ KN/m}$$

➤ La combinaison à l'ELS

$$q_{sy} = G = 0.457 \text{ KN/m}$$

Vérification de la condition de flèche

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe z-z)

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.923 \times 10^{-2} \times (550)^4}{384 \times 21000 \times 605} = 1.8 \text{ m} < f_{adm} = 2.75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

✓ Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe y-y)

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 0.457 \times 10^{-2} \times (275)^4}{384 \times 21000 \times 62.7} = 0.1 \text{ cm} < f_{adm} = 1.37 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.4.6. Condition de la résistance (ELU)

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [Eurocode.03 p163]

a) Vérification à la flexion bi-axiale

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec: $\alpha = 2$, $\beta = 1$ pour les sections de classe 1

$$q_{uy} = (1.35 G) = 0.616 \text{ KN/m}$$

$$q_{uz} = (1,5 W) = - 2.884 \text{ KN/m}$$

- **Axe z-z:**

$$M_y = \frac{q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{2.884 \times (5.5)^2}{8} = 10.90 \text{ KN.m}$$

- **Axe y-y:**

$$M_z = \frac{q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{0.616 \times (5.5)^2}{8} = 2.329 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{86.4 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 20.304 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{14.8 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 3.478 \text{ KN.m}$$

La condition sera: $\left[\frac{10.90}{20.304} \right]^2 + \left[\frac{2.329}{3.478} \right]^1 = 0.9 < 1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

b) Vérification au cisaillement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [Eurocode.03 p158].

$$V_{z.sd} \leq V_{pl.zd}$$

$$V_{z.sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{2.884 \times 5.5}{2} = 7.931 \text{ KN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{15 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 203.51 \text{ KN}$$

D'où: $V_{z.sd} = 7.931 \text{ KN} \leq V_{pl.zd} = 203.51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$

c) Vérification au déversement

Il n’y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur. [1]

Vérification au déversement :

- Calcul de l’élancement réduit vis-à-vis de déversement $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(C1)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{I_z}{\frac{I_z}{h}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Tel que:

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments. = 1.132.

i_z : Rayon de giration). = $\sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{62.7}{20.4}} = 1.75 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{62.7}{1.75}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{62.7}{\frac{1.75}{140}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{35.82}{1.09} = 32.86$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta A]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \left(\frac{t}{f_y} \right)^{0.5} = 93.9 \epsilon \quad ; \epsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{32.86}{93.9} \right) \times [1]^{0.5} = 0.3 < 0.4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Conclusion : on choisit pour toutes les lisses un **UPN 140**.

III.5. Calcul des potelets

III.5.1. Définition

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l’action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l’intérieur de la construction sous l’effet des surpressions, soit vers l’extérieur de la construction sous l’effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées. Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions q_w due au vent.
- Flamber lorsqu'il est très élancé.
- Déverser sous les dépressions du au vent. [10]

III.5.2. Les données

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 9.1m$.
- La longueur de la lisse $L = 7.5m$
- L'entre axe des potelets $e = 6 m$
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n = 4$)
- Poids propre de bardage.....12 kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse (UPN 120) 13.4kg/ml

III.5.3. Calcul des charges et surcharges revenants

On prend le potelet le plus chargé (potelet du milieu)

a) Charges permanents G

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoir}e}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (13.4 \times 7.5 \times 4) + (12 + 5) \times (6 \times 9.1)$$

$$G = 1330.2 \text{ Kg} = 1330.2 \text{ daN}$$

b) Surcharge climatique W

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est : $W = 103.35 \text{ daN/m}^2$

$$W = w \times e = 103.35 \times 6 = 620.1 \text{ daN/ml}$$

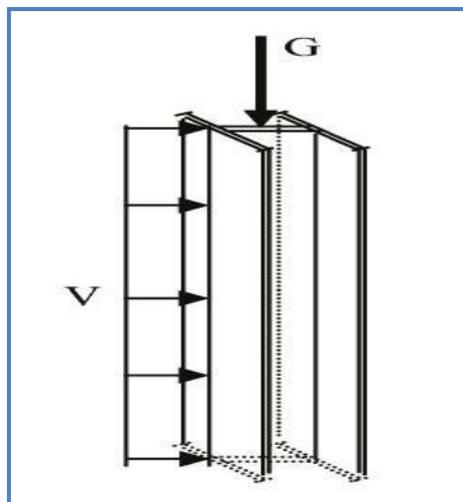


Figure 20: Représentation des charges et surcharges sur le potelet. [4,10]

III.5.4. Dimensionnement du potelet

On dimensionne notre potelet par la condition de flèche.

– **Sous la condition de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$W = 620.1 \text{ daN/ml}$$

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

$$f_z = \frac{5 \times qws \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\text{La flèche admissible : } f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{910}{200} = 4.08 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times qws \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times 6.2 \times 10^{-2} \times (910)^4}{384 \times 21000 \times 4.08} = 1823 \text{ cm}^4$$

$$\text{AN : } \rightarrow I_y \geq 1823 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un **IPE 200** dont $I_y = 1943 \text{ cm}^4$. Ses caractéristiques sont:

Tableau 3: Caractéristiques du profilé IPE 200

Profil	Poids	section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Calcul de la charge permanent G (avec **IPE 200**) :

$$G = 1330.2 + (P_{\text{profilé}} \times L_{\text{profilé}}) = 1330.2 + (22.4 \times 9.1)$$

$$G = 1534.04 \text{ daN} = 15.34 \text{ KN/ml}$$

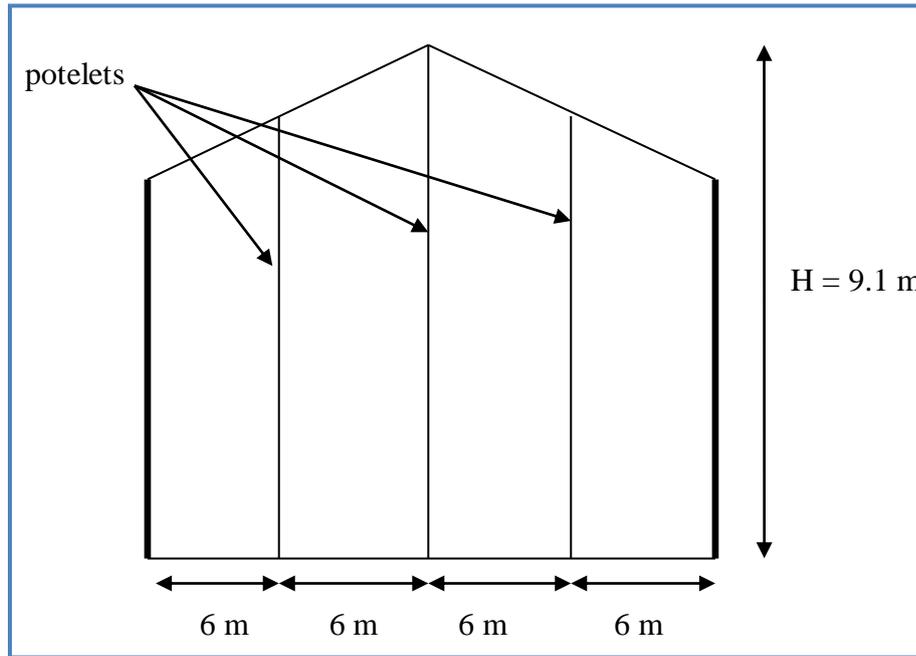


Figure 21: Disposition des potelets.

III.5.5. Vérification de la section à la résistance

a) Incidence de l'effort tranchant

$$\text{Si : } V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

$$q_{z,sd} = 1.5W = 1.5 \times 620.1 = 930.15 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{930.15 \times 9.1}{2} = 4232.18 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{14 \times (\frac{2350}{\sqrt{3}})}{1} = 19017.34 \text{ daN} = 190.17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 4232.18 \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 9508.67 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

b) Incidence de l'effort normal

$$\text{Si : } N_{sd} \leq \text{Min} (0.25 N_{pl,rd} ; 0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0}) .$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35 G = 1.35 \times 1534.04 = 2070.95 \text{ daN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(28.5 \times 2350)}{1} = 66975 \text{ daN} = 669.75 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl, Rd} = 16743.75 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 28.5 - 2 \times 10 \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5 A_w \cdot f_y / \gamma_{m0} = 0.5 \times 11.5 \times 2350 / 1 = 13512.5 \text{ daN} = 135.12 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2070.95 \leq \text{Min} (16743.75; 13512.5) \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

c) Vérification à la flexion

$$M_{y, sd} \leq M_{cy, rd}$$

• **Classe de la section**

– Classe de la semelle (semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 10\epsilon \text{ avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\Rightarrow \frac{(100 - 5.6 - 2 \times 12)/2}{8.5} = 4.14 \leq 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

– Classe de l'âme (flexion composée):

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

La section et de classe 1 : $M_{cy, rd} = M_{ply, rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

$$M_{ply, rd} = \frac{220.6 \times 23.5 \times 10^2}{1} = 518410 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q_z \cdot s_d \cdot l^2}{8} = \frac{930.15 \times 9.1^2}{8} = 77025.72 \text{ daN.m}$$

$$M_{y, sd} = 77025.72 \text{ daN.m} \leq M_{cy, rd} = 518410 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.5.6. Vérification de l'élément aux instabilités

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{z} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

Avec:

$$N_{sd} = 1.5 G = 1.5 \times 15.34 = \mathbf{23.01 \text{ KN}}$$

$$M_{s,dy} = \frac{1.5 \times q_w \cdot l^2}{8} = \frac{1.5 \times 6.2 \times (9.1)^2}{8} = 96.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{s,dy} = \mathbf{96.26 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sdz} = \mathbf{0}$$

➤ Calcul de la longueur de flambement

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme): le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement $l_{ky} = \mathbf{9.1m}$. Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement $l_{ky} = \mathbf{1m}$

Pour le IPE 200, les rayons de giration sont:

$$i_z = \begin{cases} i_y = 8.26 \text{ cm.} \\ 2.24 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ Calcul des élancements

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{910}{8.26} = 110.16$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{100}{2.24} = 44.64.$$

➤ **Calcul de l'élanement critique**

Acier S235: $\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

➤ **Calcul des élanements réduits**

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{110.16}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.17 > 0.2$ il ya un risque de flambement

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{44.64}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.47 > 0.2$ il ya un risque de flambement

Avec:

$\sqrt{\beta_w} = 1 \rightarrow$ IPE 200 est de classe 1

➤ **Calcul du coefficient de réduction**

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

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5.5.3 Eurocode 3:

Pour un IPE 200 :

$$\begin{cases} h = 200 \text{ mm.} \\ b = 100 \text{ mm.} \\ t_f = 8.5 \text{ mm.} \end{cases}$$

Donc : $h/b = 2 > 1,2$. Et $t_f = 8.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

Tableau 4: Coefficients de flambement correspondant à la section

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y-\acute{y}	a	$\alpha_y = 0.21$
z-\acute{z}	b	$\alpha_z = 0.34$

➤ **Calcul de facteur de réduction**

Suivant y-y :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \lambda_y^2]^{0.5}}$$

Avec: $\chi_y \leq 1$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0.5 [1 + 0.21(1.17 - 0.2) + 1.17^2] = 1.28 \quad \rightarrow \quad \chi_y = \mathbf{0.55}$$

Suivant z-z :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

Avec: $\chi_z \leq 1$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + 0.34 (0.47 - 0.2) + 0.47^2] = 0.65 \quad \rightarrow \quad \chi_z = \mathbf{0.91}$$

$$\chi_{\min} = \min (0.55; 0.91)$$

Donc : $\chi_{\min} = \mathbf{0.55}$

➤ Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT}^-

$$\lambda_{LT}^- = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}; \beta_A = 1 \text{ (section 1, 2 et 3) et } \lambda_1 = 93.9.$$

λ_{LT} : Elancement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{I_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{I_z}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend du le nature diagramme des moments = 1.132.

$$\text{Tel que: } i_z \text{ (rayon de giration)} = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{142.4}{28.5}} = 2.24 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{142.4}{2.24}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{142.4}{\frac{2.24}{8.5}} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{63.57}{1.14} = 55.76$$

$$\lambda_{LT}^- = \frac{55.76}{93.9} [\beta_A]^{0.5} = 0.59 > 0.4 \quad \rightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

Courbe a $\rightarrow \alpha = 0.21$

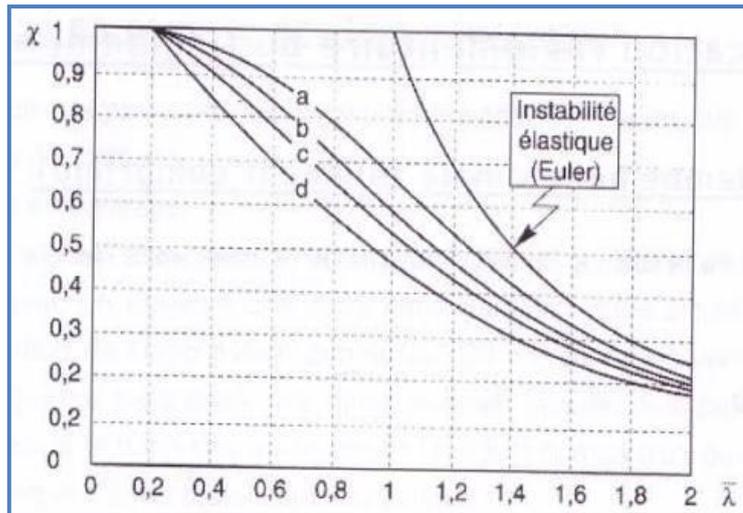


Figure 22: Les courbes du déversement. [1]

$\chi_{LT} = 0.9 < 1$ (D'après la figure).

➤ **Calcul du facteur d'amplification**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times f_y} \quad \text{et } K_y \leq 1.5$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent

$$\beta_{my} = \beta_{mq} = 1.3 \quad (\text{Charge de vent uniformément répartie})$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 1.17 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{220.6 - 194.3}{194.3} = -6.18 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{(-6.18) \times 2301}{0.55 \times 28.5 \times 2350} = 1.38 < 1.5$$

– β_{my} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

– Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{my} = 1.3$

$$\mu_{yLT} = \bar{0}.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.47 \times 1.3 - 0.15 = -0.05 < 1.5$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_{LT} \times A \times f_y}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.05 \times 2301}{0.9 \times 28.5 \times 2350} = 1$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{220.6 \times 23.5}{1.1} = 4712.81 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{28.5 \times 23.5}{1.1} = 608.86 \text{ KN}$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl;Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y;Rd}} = \frac{23.01}{0.55 \times 608.86} + \frac{1.38 \times 96.26}{4712.81}$$

$$0.06 + 0.02 = 0.08 < 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl;Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y;Rd}} = \frac{23.01}{0.91 \times 608.86} + \frac{1 \times 96.26}{0.9 \times 4712.81}$$

$$0.041 + 0.022 = 0.063 < 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion: l'IPE 200 convient comme potelet.

III.6. Etude de contreventement

III.6.1. Définition

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

III.6.2. Dispositions des contreventements

Nos contreventements sont disposés suivant les versants de la toiture dans les deux travées de rives, dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dues au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui joue le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation. [10]

III.6.3. Contreventements de toiture (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations. [12]

III.6.3.1. Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes:

- Les nœuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux nœuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des nœuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux). [12]

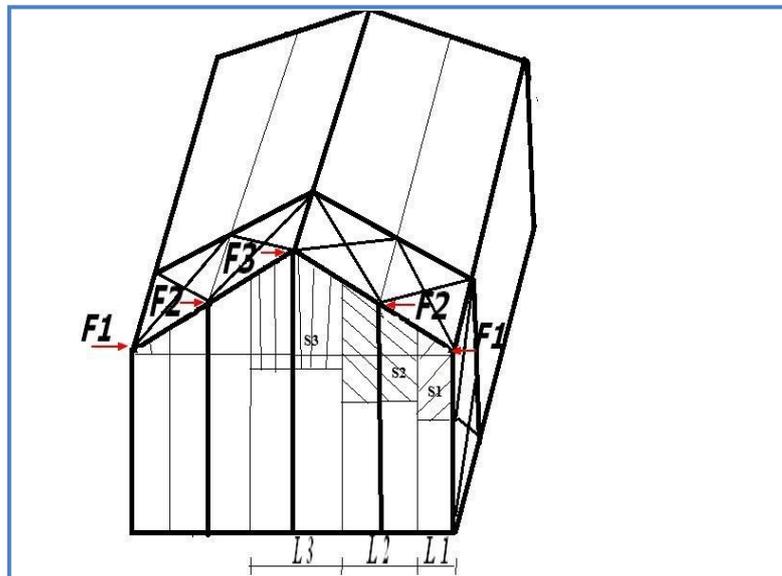


Figure 23: Vue en plan. [8, 9,10]

Remarque

- ✓ Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
- ✓ Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

III.6.3.2. Evaluation des efforts dans la poutre au vent

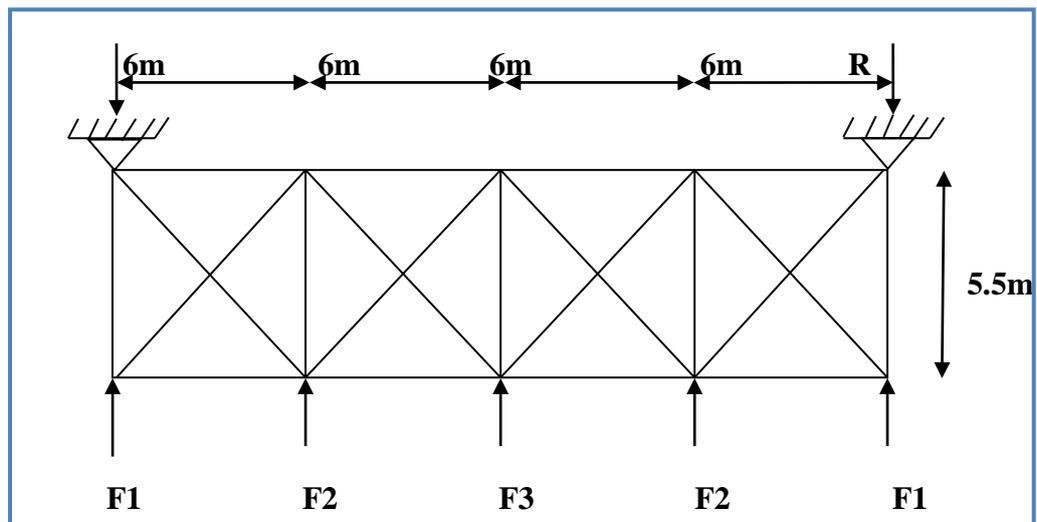


Figure 24: Schéma statique de la poutre au vent.

a) Les efforts appliqués sur la poutre au vent

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(1.033 \times \frac{7.5}{2} \times \frac{24}{8} \right) + \frac{85.217}{8} = 22.27 \text{ KN}$$

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(1.033 \times \frac{8.3}{2} \times \frac{24}{8} \right) + \frac{85.217}{8} = 47.02 \text{ KN}$$

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8} = \left(1.033 \times \frac{9.1}{2} \times \frac{24}{8} \right) + \frac{85.217}{8} = 53.03 \text{ KN}$$

b) Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale. [10]

Par la méthode des coupures

On établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit: $F_d \cos \alpha + F_1 = R$

Avec:

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1 + F_2) + F_3}{2} = \frac{2(22.27 + 47.02) + 53.03}{2}$$

$$R = 95.80 \text{ KN}$$

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{6}{5.5} \right) \Rightarrow \alpha = \arctg \left(\frac{6}{5.5} \right) = 47.46^\circ$$

$$\tan^{-1} \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{6}{5.5} \right) \Rightarrow \alpha = \arctg \left(\frac{6}{5.5} \right) = 47.46^\circ$$

D'où:

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_B - F_1}{\cos \alpha}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_B + F_1 + F_d \cos \alpha = 0$$

$$\Rightarrow F_d = \frac{R_B - F_1}{\cos \alpha} = \frac{95.8 - 22.27}{\cos 7.4} = 74.14 \text{ KN}$$

$$F_d = 74.14 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = F_d \Rightarrow N_{sd} = 74.14 \text{ KN}$$

c) Section de la diagonale

- o Calcul de la section nette A:

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{74.14 \times 1}{23.5} = 3.15 \text{ cm}^2$$

On opte pour une cornière isolée de **L60 × 60 × 6** d'une section $A = 5.42 \text{ cm}^2$ avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

$$\text{Section nette : } A_{nette} = A - A_t$$

A_t : Surface générée par le trou du boulon

$$\rightarrow A_t = (d+1) \times t = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{nette} = 3.79 - 0.65 = 3.14 \text{ cm}^2$$

III.6.3.3. Vérification à la résistance ultime de la section nette

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_y}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 3.14 \times 36}{1.25} = 81.38 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 74.14 \text{ KN} < N_{u,rd} = 81.38 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

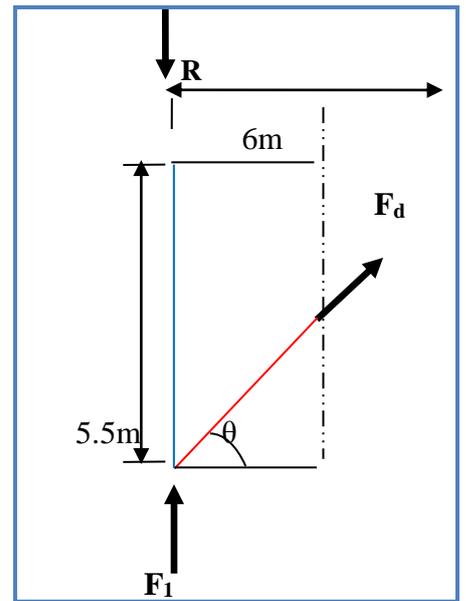


Figure 25: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Conclusion

Le cornière isolée de **L60×60×6** avec un boulon de 12 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

III.6.4. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée [10,12]. Les formules de vérification sont les suivantes:

a) Flexion composée déviée (bi axiale)○ **Vérification de la section à la résistance**

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

Avec: $\alpha = 2$, $\beta = 5n \geq 1$

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

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{20.1 \times 235}{1} = 472.35 \text{ KN}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26.10 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 6.133 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123.9 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 29.116 \text{ KN.m}$$

○ **Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire****Flexion déviée: (calcul des pannes chapitre)**

$$G = 0.45 \text{ KN/m}$$

$$S = 0.49 \text{ KN/m}$$

Compression: (calcul des contreventements)

$$V = F3 = 53.03 \text{ KN}$$

Combinaisons de charges

$$q_{sd} = 1.35G + 1.5S$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35F3$$

Donc:

$$q_{sd} = 1.35 \times 0.45 + 1.5 \times 0.49 = 1.342 \text{ KN/m}$$

$$q_{z,sd} = q_{sd} \times \cos \alpha = 1.342 \times \cos (7.4^\circ) = 1.331 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times l^2}{8} \times = \frac{1.331 \times 6^2}{8} = 5.989 \text{ KN.m}$$

$$q_{y,sd} = q_{sd} \times \sin \alpha = 1.342 \times \sin (7.4^\circ) = 0.172 \text{ KN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_{y,sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{0.172 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = 0.193 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35 (53.03) = 71.59 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = \frac{71.59}{472.35} = 0.15 \quad \text{donc: } \beta = 5n = 5(0.15) = 0.75$$

b) Vérification s'il y a présence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \min (0.25 N_{pl,Rd} ; 0.5A_w .f_y / \gamma_{m0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 71.59 \text{ KN}$$

$$0,25 N_{pl,rd} = 0.25 \times 472.35 = 118.08 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2 \times b \times t_f) = (20.1 - 2 \times 8.2 \times 0.74) = 7.964 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 7.964 \times \frac{23.5}{1} = 93.57 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 71.59 \text{ KN} < \min (93.57 ; 118.08) \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

⇒ Il y'a pas interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$M_{N_y,rd} = M_{p_{ly},rd}$$

$$M_{N_z,rd} = M_{p_{lz},rd}$$

La formule de vérification est la suivante:

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{p_{ly},rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{p_{lz},rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$$\left[\frac{5.989}{29.116} \right]^2 + \left[\frac{0.193}{6.133} \right]^{0.75} = 0.1 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

III.6.5. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

➤ Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser, vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement. [10]

➤ Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent du soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle est libre tout au long de sa portée. [10]

➤ **Combinaisons à l'ELU :**

$$q_u = G + 1.5W$$

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5Wz$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha$$

$$N_{sd} = 1.5 F_3 = 1.5(53.03) = 79.54 \text{ KN}$$

Avec :

G = 0.45 KN/m: Charge permanente,

W = -2.848 KN/m: Vent de soulèvement,

V = $F_3 = 53.03\text{KN}$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire.

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes:

1. Flexion déviée composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

2. b) Flexion déviée composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\chi_{LLT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$M_{pl,z,Rd} = 6.133\text{KN.m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = 29.116\text{KN.m}$$

➤ **Charge de flexion: (chapitre 2 calcul des pannes : vérification au déversement)**

$$q_{uz,sd} = G \cos \alpha + 1.5Wz = 0.45 \cos (7.4^\circ) - 1.5 \times 2.848 = -3.776 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{3.776 \times 6^2}{8} = 16.992 \text{ KN.m}$$

$$q_{uy,sd} = 1.35G \sin \alpha = 1.35 \times 0.45 \times \sin (7.4^\circ) = 0.078 \text{ KN/m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{q_{y, sd} \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{0.078 \times (\frac{6}{2})^2}{8} = 0.087 \text{ KN.m}$$

➤ **Charge de compression: (calcul des contreventements)**

$$N_{sd} = 1.5F3 = 79.54 \text{ KN}$$

a) Vérification au flambement :

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl, rd}} + \frac{K_y \times M_{y, sd}}{M_{ply, rd}} + \frac{K_z \times M_{z, sd}}{M_{plz, rd}} \leq 1 \dots\dots\dots [\text{03. (5. 52. Art. 5. 5. 4.)}]$$

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \times N_{sd}}{\chi_{y,z} \times A \times f_y} \quad \text{mais } k_{y,z} \leq 1,5$$

$$\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \times (2\beta_{M_{y,z}} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \quad \text{mais } \mu_{y,z} \leq 0.90$$

β_{M_{y,z}}: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

On a: $N_{pl, rd} = 472.35 \text{ KN}$

$$M_{ply, rd} = 29.116 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz, rd} = 6.133 \text{ KN.m}$$

Calcul de coefficient de réduction χ_{min}

Avec: $\chi_{min} = \min (\chi_y; \chi_z)$

a.1) Flambement par rapport à l’axe fort y-y (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y]^{0.5}}$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^{-2}]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^6}{2350} \right]^{0.5} = 93.9$$

α: Facteur d’imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau **5.5.1** de l’EC3.

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{6.58} = 91.185$$

$$\lambda_y^- = \frac{91.185}{93.9} = 0.97 \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \Rightarrow \text{La courbe (a) Axe de flambement } y-y \\ t_f = 7.4\text{mm} < 40 \end{array} \right.$$

On a aussi $\alpha_y = 0.21 \Rightarrow$ donc: $\varphi_y = 1.05$

$$\Rightarrow \chi_y = 0.688$$

$$\mu_y = \lambda_y^- \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{m,y} = 1.3$

$$\mu_y = 0.97 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{123.9 - 108.7}{108.7} \right) \Rightarrow \mu_y = -1.218 < 0.9 \quad OK$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.218 \times 79.54}{0.688 \times 20.1 \times 23.5} = 0.29 < 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

a.2) Flambement par rapport à l'axe faible z-z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \lambda_z^-]^2}^{0.5}$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\lambda_z^- - 0.2) + \lambda_z^-^2] ; \quad \lambda_z^- = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{300}{1.84} = 163.04$$

$$\lambda_z^- = \frac{163.04}{93.9} = 1.73 \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1.95 > 1.2 \\ t_f = 7.4\text{mm} < 40 \Rightarrow \text{La courbe (b) Axe de flambement } z-z \end{array} \right.$$

On a aussi $\alpha_z = 0.34 \Rightarrow$ donc: $\varphi_z = 2.25$

$$\Rightarrow \chi_z = 0.27$$

$$\mu_z = 1.73 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{26.10 - 16.66}{16.66} \right) \Rightarrow \mu_z = -1.85 < 0.9 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.85 \times 58.10}{0.27 \times 20.1 \times 23.5} = 0.15 < 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{79.54}{0.27 \times 472.35} + \frac{0.29 \times 16.992}{29.116} + \frac{0.15 \times 0.078}{6.133} = 0.78 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\chi_{LLT} \times M_{ply,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots [EC_0(5. 52Art. 5. 5. 4)]$$

Avec: $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$ mais : $K_{LT} \leq 1$

$\mu_{LT} = 0.15 \times \lambda_z^- \times \beta_{M,LT} - 0.15$ mais $\mu_{LT} \leq 0.90$

$\beta_{M,LT}$: Un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

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

$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT}^- - 0.2) + \lambda_{LT}^-^2]$

$\lambda_{LT}^- = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5}$

Avec :

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$: Pour les sections laminées.

$\beta_A = 1$: Pour les sections de classe 1 et 2.

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis à vis au déversement; pour les profilés laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L_z}{i_z}}{(c_1)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{i_z}{h} \times \frac{L_z}{i_z}\right]^2\right]^{0.25}} = \frac{\frac{300}{1.84}}{(1.132)^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left[\frac{300}{\frac{1.84}{160}} \times \frac{1.84}{7.4}\right]^2\right]^{0.25}} = 110.16$$

$\lambda_{LT}^- = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times [\beta_A]^{0.5} = 1.17 > 0.4$

On tenir compte du risque de déversement :

$\phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.21 \times (1.82 - 0.2) + 1.82^2] = 1.28$

$\chi_{LT} = \frac{1}{1.274 + [1.274^2 - 1.16^2]^{0.5}} = 0.56$

Calcul de coefficient K_{LT} :

$\mu_{LT} = 0.15 \times \lambda_z^- \times \beta_{M,LT} - 0.15$

$\beta_{M,LT} = 1.3$: Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie.

$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.82 \times 1.3 - 0.15 = 0.2 < 0.9 \dots\dots\dots$ Vérifiée

$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.2 \times 58.10}{0.27 \times 20.1 \times 23.5} = 0.9 < 1 \dots\dots\dots$ Vérifiée

La vérification :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\chi_{LLT} \times M_{pl,y,rd}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \leq 1$$

$$\frac{79.54}{0.27 \times 472.35} + \frac{0.29 \times 16.992}{0.56 \times 29.116} + \frac{0.15 \times 0.078}{6.133} = 0.92 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion

Le profilé **IPE160** est adéquat comme panne de toiture.

III.6.6. Calcul de la palée de stabilité en long pans

Les palées de stabilités devant reprendre les efforts du vent sur le pignon transmis par le Contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent. [10]

III.6.6.1. Dimensionnement de la palée de stabilité de rive

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues ce faite par la méthode des coupures.

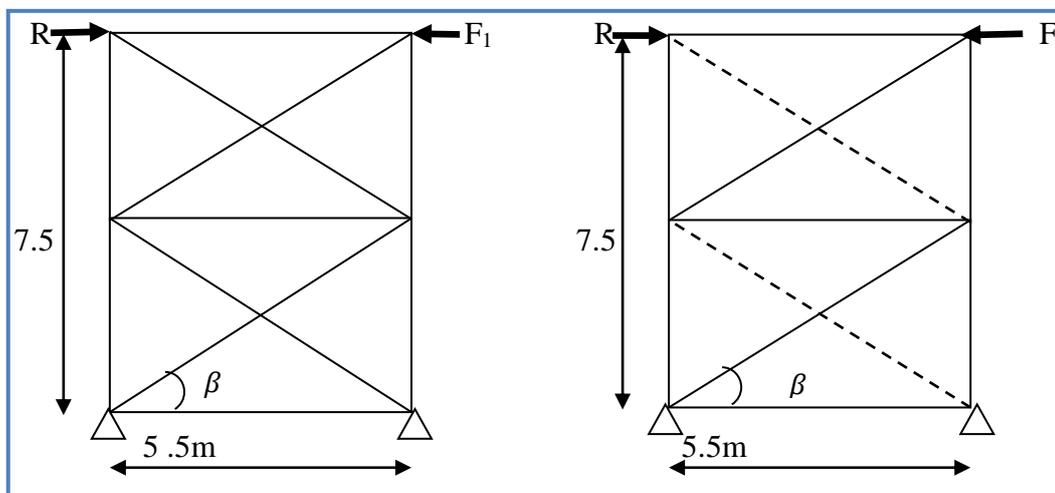


Figure 26: Schéma statique de Palée de stabilité long pan.

Par la méthode des coupures :

a) Effort de traction dans la diagonale tendue :

On a: $N \cos \beta + F_1 - R = 0$

Avec: $R = F_d \cdot \cos \theta + F_1 = 74.14 \cos (7.4^\circ) + 22.27$

R = 95.82 KN

$$\tan\beta = \frac{7.5}{5.5} = 0.681 \Rightarrow \beta = 34^\circ$$

$$\Rightarrow N = \frac{R - F_1}{\cos\beta} = \frac{95.82 - 22.27}{\cos(34^\circ)} = 88.71 \text{ KN}$$

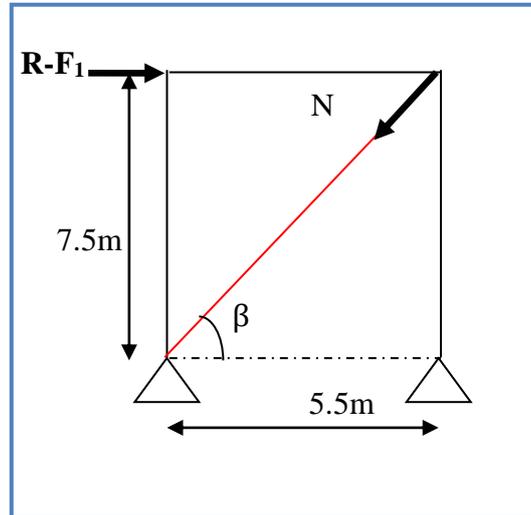


Figure 27 : Schéma statique de la palée de stabilité de rive

b) Section de la diagonale :

- Calcul de la section brute A

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1.5N = 1.5 (88.71) = 133.06 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{133.06 \times 1}{23.5} = 5.66 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 50×50×6 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

Soit une cornière isolée de **L 50x 50 x6** ($A = 5.69 \text{ cm}^2$).

Section nette : $A_{net} = A_1 + \varepsilon + A_2$

$$A_1 = [(5 \times 0.6) - (1.3 \times 0.6)] = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0.6) \times 0.6 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.716$$

$$A_{net} = 2.22 + 0.716 + 2.64 = 5.57 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section:

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{plrd} = \frac{0.9 \times 5.57 \times 36}{1.25} = 144.37 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 133.06 \text{ KN} \leq N_{plrd} = 144.37 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc on adopte une corni\u00e8re L50 \times 50 \times 6.

III.6.7. Pr\u00e9-dimensionnement de la poutre sabli\u00e8re

La poutre sabli\u00e8re est consid\u00e9r\u00e9e comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise \u00e0 un effort horizontal et \u00e0 son propre poids, d'o\u00f9 la v\u00e9rification va se faire en flexion compos\u00e9e.

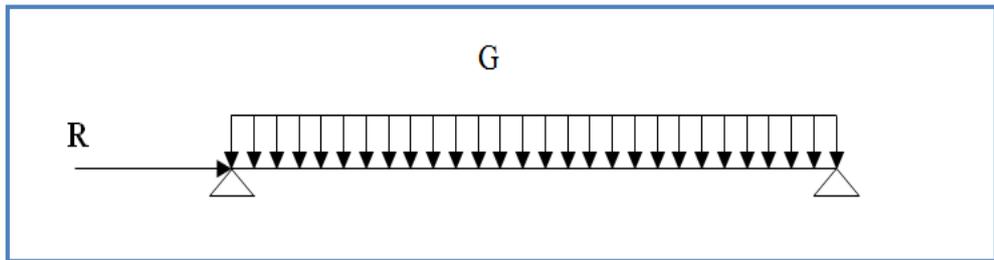


Figure 28: Sch\u00e9ma statique de la poutre sabli\u00e8re. [3]

La poutre sabli\u00e8re de rive re\u00e7oit la r\u00e9action de poutre au vent de long-pan calcul\u00e9 pr\u00e9c\u00e9demment et l'effort F₁.

$$F_1 = 22.27 \text{ KN}$$

$$R = 95.82 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } N_{max} = R - F_1 = 73.55 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq N_{max} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{73.55 \times 1}{23.5} = 3.12 \text{ cm}^2$$

On adopte profil\u00e9 de type **HEA 100**.....A= 21.24cm²

III.7.7.1. V\u00e9rification de l'\u00e9l\u00e9ment aux instabilit\u00e9s

La v\u00e9rification aux instabilit\u00e9s est donn\u00e9e par les formules suivantes:

Flexion compos\u00e9e avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de r\u00e9duction minimal pour le flambement χ_{min}

$$\text{On a: } \chi_{min} = (\chi_y ; \chi_z)$$

- L'élanement par rapport à l'axe y-y (hors plan du portique):

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{550}{4.06} = 135.46$$

- L'élanement réduit :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{135.46}{93.9} = 1.44$$

- Courbe de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{96}{100} = 0.96 \leq 1.2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 40 \end{array} \right. \quad \text{Axe de flambement } y-y \rightarrow \text{La courbe (b)} \Rightarrow \chi_y = 0.48$$

- Calcul de coefficient k:

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \beta_{m,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 1.44 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{83.01 - 72.76}{72.76} \right) = -1.87$$

Avec $\mu_y \leq 0.9$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{1.87 \times 79.54}{0.48 \times 21.24 \times 23.5} = 0.38 < 1.5 \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

On a $N_{sd} = 79.54 \text{ KN}$

$$M_{y,sd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{16.7 \times 5.5^2}{8} = 63.14 \text{ daN. m} = 0.631 \text{ KN. m}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{21.24 \times 23.5}{1} = 499.14 \text{ KN}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{83.01 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 19.5 \text{ KN. m}$$

- Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,rd}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \leq 1$$

$$\frac{79.54}{0.48 \times 499.14} + \frac{0.38 \times 0.631}{19.5} = 0.34 < 1 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

L'HEA 100 est adéquat pour la poutre sablière

Conclusion

Les dimensionnements que nous avons effectués dans ce chapitre nous a permis de déterminer des types des profilés qui sont capables de résister leurs poids propre et toutes les efforts du vent. Et après les vérifications nécessaires de tous les éléments on a retenus les types suivant :

- ✓ Les pannes : IPE 160 avec des liernes de 8 mm.
- ✓ Les lisses de bardages: UP 140 pour toutes les lisses avec des suspentes de 8 mm.
- ✓ Les potelets: IPE 200.
- ✓ L'échantignole: épaisseur de $e = 11$ cm.
- ✓ Les liernes de la toiture: barre ronde de diamètre $\phi = 8$ mm
- ✓ les barres de contreventement de la poutre au vent: L60×60×6
- ✓ la poutre sablière: HEA 100
- ✓ la palée de stabilité de rive: L50×50×6

Pré dimensionnement des éléments principaux

III.7. Calcul des traverses

III.7.1. Définition

Les traverses sont les éléments porteurs horizontaux ou parfois inclinés, constituant la partie des cadres de halle supportant la toiture. Leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la toiture. En cas de nœuds traverse-poteau rigides, les traverses transmettent également aux poteaux les forces horizontales dues au vent ou au séisme. Elles sont constituées généralement en profils IPE ou HEA.

III.7.2. Evaluation des charges et surcharge

a) Charge permanentes G

- Couvertures panneaux (sandwichs)12kg/m²
- Accessoire de pose.....5kg/m²
- Les pannes IPE 160.....15.8kg/ml

$$G = (P_{\text{Couvertures}} + P_{\text{accessoire}}) \times (l_{\text{traverses}}) + P_{\text{panne}}$$

$$G = (12 + 5) \times 12.1 + 15.8 = 221.5 \text{ Kg/m}$$

$$G = 2.215 \text{ KN/m}$$

b) Surcharges d'entretien P

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées à 1/3 de la portée de la panne surcharge d'entretien P_{eq} (kg/m²).

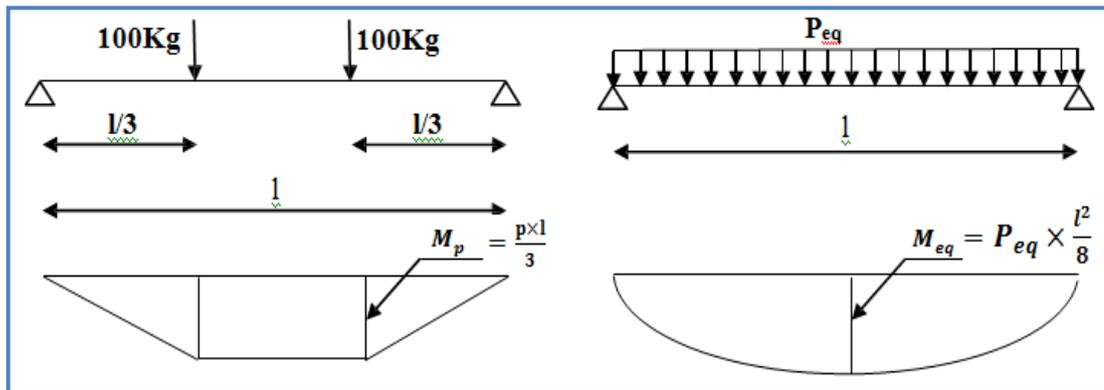


Figure 29: Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{max} = M_{eq}$$

$$P \times \frac{l}{3} = \frac{P_{eq} \times l^2}{8} \Rightarrow P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{p}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{5.5} = 48.48 \text{ kg/m}$$

$$P_{eq} = 0.484 \text{ KN/m}$$

c) Surcharge climatique du vent (perpendiculaire au vent)

La zone la plus chargée est F dont $C_{pi} = 0.17$

$$W = -q_i \times l = -1.656 \times 12.1 = -20.037 \text{ KN/m}$$

d) Surcharge climatique de la neige (par projection horizontale)

$$S = 0.49 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.49 \cos \alpha \times 12.1 = 4.559 \text{ KN/m}$$

III.7.3. Combinaisons des charges les plus défavorables

III.7.3.1. Les charges et surcharges appliquée

$$G = 2.215 \text{ KN/m}$$

$$Q = 0.484 \text{ KN/m}$$

$$W = -20.037 \text{ KN/m}$$

$$S = 5.879 \text{ KN/m}$$

III.7.3.2. Décomposition des charges

➤ Suivant l'axe z-z :

$$G_z = G \cos\alpha = 2.215 \times \cos(7.4^\circ) = 2.196 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = P_{eq} \cos\alpha = 0,484 \times \cos(7.4^\circ) = 0.479 \text{ KN/m}$$

$$W_z = W = -20.037 \text{ KN/m}$$

$$S_z = S \cos\alpha = 5.879 \times \cos(7.4^\circ) = 5.830 \text{ KN/m}$$

➤ Suivant l'axe y-y :

$$G_y = G \sin\alpha = 2.215 \times \sin(7.4^\circ) = 0.285 \text{ KN/m}$$

$$Q_y = P_{eq} \sin\alpha = 0,484 \times \sin(7.4^\circ) = 0.062 \text{ KN/m}$$

$$W_y = 0$$

$$S_y = S \sin\alpha = 5.879 \times \sin(7.4^\circ) = 0.757 \text{ KN/m}$$

III.7.3.3. Combinaisons d'actions

$$q_{sz} = G_z + Q_z = 2.675 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = G_z + S_z = 8.026 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = G_z + W = -17.841 \text{ KN/ml}$$

Selon l'axe z, les charges maximales à l'ELS revenant à la traverse la plus sollicitée :

$$\Rightarrow q_{\max} = G_z + W = -17.841 \text{ KN/ml}$$

III.7.4. Vérification de la flèche à L'ELS

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{1210}{200} = 6.05 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{s,z} \times L^4}{384 \times EI} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{s,z} \times L^4}{384 \times E \times f_{adm}} = \frac{5 \times 17.841 \times 1210^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 60.5} = 39194.46 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 39194.46 \text{ cm}^4 \quad \text{On prend IPE 500 (} I_y = 48200 \text{ cm}^4 \text{)}$$

Tableau 5: Caractéristiques du profilé IPE 500

Profilé	h cm	b cm	t _w cm	t _f cm	A cm ²	I _y cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE500	50	20	1.02	1.6	116	48200	2194	335.9

Poids propre réel G = chargement + poids propre de l'IPE500

$$G = 219.6 + 90.7 = 310.3 \text{ Kg/m}$$

$$G = 3.103 \text{ KN /m}$$

$$G_z = G \cos\alpha = 3.103 \times \cos(7.4^\circ) = 3.077 \text{ KN/m}$$

$$G_y = G \sin\alpha = 3.103 \times \sin(7.4^\circ) = 0.399 \text{ KN/m}$$

❖ **Condition de la résistance avec poids propre inclus**

1) A L'ELU:

Suivant l'axe z-z

$$Q_z = G_z + 1.5W_z = - 29.656 \text{ KN/m}$$

$$q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z = 4.872 \text{ KN/m}$$

$$q_z = 1.35G_z + 1.5S_z = 12.898 \text{ KN/ m}$$

On remarque que la 1^{ère} combinaison est la plus défavorable et le risque de Déversement de la semelle inférieure doit être vérifié pour cette combinaison où le vent agit seul.

Suivant l'axe y-y

$$q_y = G_y + 1.5W_y = 0.399 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.631 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 1.35G_y + 1.5S_y = 1.674 \text{ KN/ m}$$

Selon l'axe z, les charges maximales à l'ELU revenant à la traverse la plus Sollicitée :

$$q_{z,\max} = - 29.656 \text{ KN/m}$$

$$q_{y,\max} = 1.674 \text{ KN/m}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{plrd} \dots\dots\dots [\text{EC3 Art 5.4.6}]$$

$$V_{plrd} = \frac{q_{max} \times L}{2} = \frac{29.656 \times 12.1}{2} = 179.41 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 116 - 2 \times 20 \times 1.6 + (1.02 + 2 \times 2.1) \times 1.6 = 107.648 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{107.648 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1} = 1460.539 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 179.41 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 730.269 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérier}$$

▪ **Vérification de la condition de moment**

Le calcul est en plasticité : $\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right]^\beta \leq 1 \dots\dots\dots [\text{EC03 Art 5.4.8.1}]$

La section est de classe 1

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2194 \times 23.5}{1} = 51559 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{335.9 \times 23.5}{1} = 7893.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{29.656 \times 12.1^2}{8} = 542.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = \frac{qy \times (l/2)^2}{8} = \frac{1.674 \times 6.05^2}{8} = 7.65 \text{ KN.m}$$

Alors: $\left[\frac{542.74}{51559} \right]^2 + \left[\frac{7.65}{7893.65} \right]^1 = 0.001 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Vérier}$

❖ **Condition de la flèche avec poids propre inclus**

$$f_z \leq f_{adm}$$

Flèche verticale (suivant z-z) :

$$q_{sz} = G_z + Q_z = 3.556 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = G_z + S_z = 6.229 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = G_z + W = -16.96 \text{ KN/ml}$$

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{1}{200} = \frac{1210}{200} = 6.05 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{s,z} \times L^4}{384 \times EI_z} = \frac{5 \times 16.96 \times 10^{-2} \times 1210^4}{384 \times 21000 \times 48200} = 4.70 \text{ cm}$$

$$f_z = 4.67 \text{ cm} \leq f_{adm} = 6.05 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Flèche horizontal (suivant y-y) :

$$q_{sy} = G_y + Q_y = 0.461 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 1.156 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + W = 0.399 \text{ KN/ml}$$

$$f_z \leq f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{605}{200} = 3.025 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{s,y} \times (\frac{L}{2})^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times 1.156 \times 10^{-2} \times 605^4}{384 \times 21000 \times 2142} = 0.44 \text{ cm}^4$$

$$f_z = 0.44 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3.025 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

III.7.5. Vérification au déversement

La semelle supérieure de la traverse ne peut pas déverser, sous moment positif car elle est immobilisée latéralement bloquée par les pannes.

Par contre la semelle inférieure peut déverser sous moment négatif du au vent (soulèvement de la toiture).

Conclusion :

Le profile choisi **IPE 500** est adéquat pour les traverses.

III.8. Calcul des poteaux

III.8.1. Définition

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiments qui transmettront les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations. Les poteaux sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage. [8]

III.8.2. Efforts dans les poteaux

Les poteaux doivent avoir des dimensions suffisantes pour pouvoir résister aux efforts suivantes :

- Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, des pannes et de la ferme) et aux surcharges climatiques (action du vent et de la neige).
- Efforts de flexion due à la poussée horizontale du vent et aux réactions horizontales des chemins de roulements.

a. Action du vent

Elle est déterminée par les règles N.V.65. Elle exerce normalement aux surfaces des parois des pressions et des dépressions extérieurs et intérieures, (voir étude au vent CH 1).

b. Action des ponts roulants

Ceux-ci transmettent à la charpente, par l'intermédiaire des galets de roulement des efforts verticaux dynamiques et des efforts transversaux et longitudinaux de freinage. Ceux-ci ont respectivement de l'ordre de 1/7 et de 1/10 des poids déplacés. [8]

III.8.3. Calcul des poteaux

Dans le calcul des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs énumérés ci-dessus, on tient compte de la nature de leurs liaisons aux fermes ou aux traverses et au massif de fondations. En principales les poteaux peuvent être encastés sur les massifs et articulés sous les fermes.

Plus généralement ils sont d'une part encastés, aux fermes et d'autre part, soit articulés, soit encastés sur les massifs de fondation. On doit vérifier que la plus grande contrainte d'un poteau sous l'action de charges combinées de compression et de flexion est inférieure à la limite élastique et que les déformations demeurent acceptables. [8]

Les contraintes sont dues aux efforts suivants :

a. Efforts de compression

Il provient principalement des poids et des efforts de renversement.

b. Efforts transversaux

Ils proviennent des forces horizontales et des variations de températures pour les bâtiments de plus de 50 m de longueur sans joint.

c. Moments fléchissant

Il provient des encastremets des poteaux aux poutres fléchies par les charges verticales, ou de la résistance aux efforts horizontaux, tels ceux dus au vent. [8]

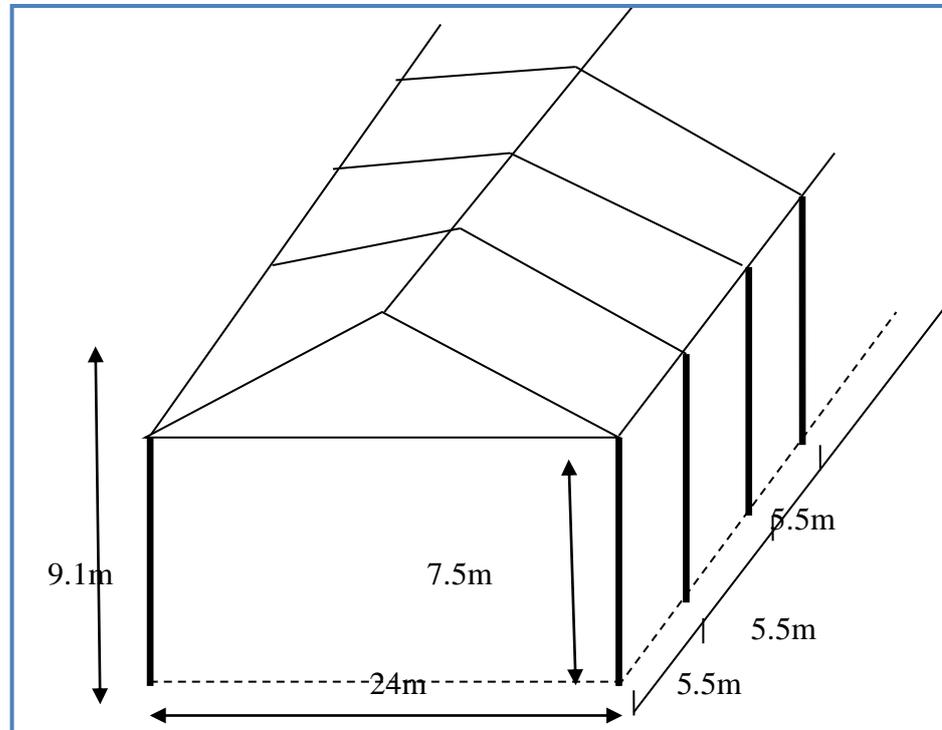


Figure 30: Dimension du portique

III.8.4. Evaluation des charges et surcharge**a) Charge permanente**

Surface d'influence : $s = 12.1 \times 5.5 = 66.55 \text{ m}^2$

- Couvertures (panneaux sandwichs)..... $0.12 \times 66.55 = 7.99 \text{ KN}$
- Accessoire de pose..... $0.05 \times 66.55 = 3.327 \text{ KN}$
- La panne IPE 160..... $0.158 \times 5.5 = 0.87 \text{ KN}$
- Traverse IPE 500..... $0.907 \times 12.1 = 10.97 \text{ KN}$
- Poids de poteaux HEA 300 (estimée)..... $0.883 \times 7.5 = 6.62 \text{ KN}$

b) Sur charge climatique de neige

$$S = 0.49 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.49 \times 66.55 = 32.585 \text{ KN}$$

$$\text{Donc la charge de la neige: } S = S \times \cos \alpha = 32.585 \times \cos (7.4^\circ) = 32.313 \text{ KN.}$$

c) Sur charges d'exploitations

- Charges d'entretien (Q)..... $0,484 \times 12.1 = 5.856$ KN

Donc la charge d'entretien: $Q = Q \times \cos \alpha = 5.856 \times \cos (7.4^\circ) = 5.807$ KN

III.8.5. Détermination de la $N_{\max 1}$ descente de charges

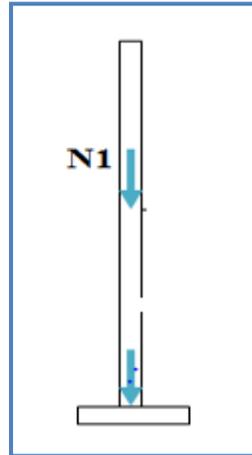


Figure 31 : La distribution des efforts pour chaque poteau. [3]

Charges permanentes $N_{\max 1}$

$$G_{\text{toiture}} = (G_{\text{couverture}} + G_{\text{accessoir}} + G_{\text{panne}} + G_{\text{travers}}) \times \cos \alpha + G_{\text{poteau}}$$

$$G_{\text{toiture}} = (7.99 + 3.327 + 0.87 + 9.39) \times \cos (7.4^\circ) + 6.62 = 28.01 \text{ KN.}$$

Calcul de $N_{\max 1}$

➤ A l'ELU:

$$N_{\max 1} = \max (N_{u1}; N_{u2}; N_{u3})$$

$$N_{u1} = 1.35G + 1.5 (Q + S) = 1.35 \times 28.01 + 1.5(5.807 + 32.313) = 94.993 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = 1.35G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 28.01 + 1.5 \times 5.807 = 46.524 \text{ KN}$$

$$N_{u3} = 1.35G + 1.5 \times S = 1.35 \times 28.01 + 1.5 \times 32.313 = 86.283 \text{ KN}$$

$$N_{\max 1} = \max (94.993; 46.524; 86.283)$$

$$\Rightarrow N_{\max 1} = 94.993 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

N_{\max} : Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité.

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{94.993 \times 1 \times 10}{235} = 4 \text{ cm}^2$$

On choisit un HEA 300

III.8.6. Vérifications aux flambements

On doit vérifier la condition suivante:

$$N_{\max} \leq \frac{\beta A \times A \times f_y \times \chi_{\min}}{\gamma_{m0}}$$

- Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_i$:

$$l_{ky} = 0.7 \times 7.5 = 5.25 \text{ m}$$

$$l_{kz} = 0.7 \times 7.5 = 5.25 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{5.25}{0.1186} = 44.27$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_y} = \frac{5.25}{0.07} = 75$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} \times \sqrt{\beta a} = \frac{44.27}{93.9} \times 1 = 0.47$$

Autour de $y y'$ → Courbe a $\Rightarrow \chi_y = 0,935$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} \times \sqrt{\beta a} = \frac{75}{93.9} \times 1 = 0.79$$

Autour de $z z'$ → Courbe b $\Rightarrow \chi_z = 0,731$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0.731$$

$$N_{\max} = \frac{\beta A \times A \times f_y \times \chi_{\min}}{\gamma_{m0}} = \frac{1 \times 11250 \times 235 \times 0.731}{1} = 1932.581 \text{ KN}$$

$N_{\max} = 94.993 \text{ KN} < N_{\max} = 1932.581 \text{ KN} \Rightarrow$ poteau vérifier au flambement

Conclusion: On choisit pour tous les poteaux un **HEA 300**

Conclusion

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments principaux qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes de vent.

Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

- ✓ Les traverses: IPE 500
- ✓ Les poteaux: HEA 300

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de **règles parasismiques** actuelles "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable). C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul:

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

IV.1. La méthode statique équivalente

IV.1.1. Principe de la méthode

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente, le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H = 9.1 < 65\text{m}$) et sa régularité en plan ($\frac{55}{24} = 2 < 4$) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives d'ont les effets sont considérer équivalent à ceux de l'action sismique.

• **Caractéristiques du hangar étudié :**

- Wilaya d'implantation: Mila.
- Zone IIa: sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 2: Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiments industriels).
- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

IV.1. 2. Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

a) Coefficient d'accélération de zone (A):

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

Dans notre cas:

⇒ La structure est située en Zone **IIa**

⇒ Groupe d'usage **2**

Nous trouverons: **A = 0.15**

b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta ((T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₁, T₂: Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S3) : **T₁ (sec) = 0,15s T₂ (sec) = 0,50s.**

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où : ξ (%): est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donnée par le tableau **4.2 du RPA99 V2003**:

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

\Rightarrow Donc $\xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1,08 > 0,7$

$\eta = 1,08$

Estimation de la période fondamentale de la structure T:

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

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

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), **$h_N = 9.1m$** .

C_T : Coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

On a: Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie

D'où: **$C_T = 0,085$**

\Rightarrow Donc: $T = 0.085 \times (9.1)^{3/4} \Rightarrow T = 0.445 \text{ s}$

$0 \leq T = 0.445 \text{ s} \leq T_2 = 0.5 \text{ s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale:

$$D = 2.5\eta$$

$$D = 2.5 (1.08)$$

$$D = 2,4$$

c) Coefficient de comportement global de la structure (R):

R: Coefficient de comportement global de la structure, la valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement. Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques auto stables ordinaires.

$$\Rightarrow R = 4$$

Pour le sens transversal (sens-Y) la structure est contreventée par palées triangulées en X.

$$\Rightarrow R = 4$$

d) Facteur de qualité (Q):

Le facteur de qualité de la structure il est en fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments,
- La régularité en plan et en élévation,
- La qualité du contrôle de la construction,
- La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

P_q: La pénalité à retenir selon le critère de qualité q " satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/Version2003).

- Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q

Tableau 1: Valeurs des pénalités P_q.

Critère q	P _q	valeurs
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observé	0.05
2. Redondance en plan	Non observé	0.05
3. Régularité en plan	Observé	0.05
4. Régularité en élévation	Observé	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0
$\sum P_q$	0.2	

On aura :

$$\Rightarrow Q = 1 + \sum P_q = Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0$$

$$\Rightarrow Q = 1.2$$

e) Calcul de poids de la structure (W) :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W: Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids des charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Valeurs du coefficient de pondération β

$$\beta = 0.4 \text{ (Entrepôts, hangars)}$$

1. Calcul des charges permanentes W_{Gi} de tous les éléments qui constituent notre hangar:

Tableau 2: Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure.

Élément	IPE utilisé	Poids propre (Kg/m)	Nombre de chaque élément	La longueur de l'élément (m)	La charge W (KN)
Panne	IPE 160	15.8	16	55	139.04
Lisse	UPN120	13.4	140	5.5	103.18
Poteau	HEA300	88.3	22	7.5	145.69
Traverse	IPE 500	90.7	22	12.1	241.443
Potelet du milieu	IPE 200	22.4	2	9.1	4.076
Potelet	IPE 200	22.4	4	8.3	7.436
Palé de stabilité	50×50×6	4.47		6.65	0.297

Poutre au vent	60×60×6	5.42		8.17	0.442
Élément		Poids propre (Kg/m)	Nombre	Surfaces (m²)	La charge W (KN)
Couverture du versant de toiture	Panneau (12+5)	17	2	665.5	226.27
Couverture du long pan	Panneau (12+5)	17	2	412.5	140.25
Couverture du pignon	Panneau (12+5)	17	2	199.2	67.72
Σ W_{Gi}					1075.40

2) Calcul des charges permanente W_{Qi} de tous les éléments qui constituent notre hangar :

$$W_{Qi} = P \times L$$

$$W_{Qi} = 0.484 \times 55$$

$$W_{Qi} = 26.62 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\Rightarrow W = 1075.4 + 0.4 \times 26.62$$

$$\Rightarrow W = 1086.04 \text{ KN}$$

Détermination de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.4 \times 1.2}{4} \times 1086.04$$

$$V_x = 117.29 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.4 \times 1.2}{4} \times 1086.04$$

$$V_y = 117.29 \text{ KN}$$

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:

$$V = F_i + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_i : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_i) \times w_i \times h_i}{\sum_{j=0}^n W_j \times h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant à chaque niveau i ,

W_i, W_j : Poids revenant aux plancher i, j ,

V : La force sismique totale,

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i ,

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas $V = F_i$

Donc:

➤ **Sens longitudinal sens X:**

$$F_{ix} = 117.29 \text{ KN}$$

➤ **Sens transversal sens Y :**

$$F_{iy} = 117.29 \text{ KN}$$

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon)

$$V = 156.6 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V = 156.6 \times S_{\text{toiture}}$$

$$V = 156.6 \times 1331$$

$$V = 208434.6 \text{ daN} = 2084.346 \text{ KN}$$

$$V > V_x$$

$$V > V_y$$

Conclusion

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

CHAPITRE V

VERIFICATION DE L'OSSATURE

V. Introduction

Après avoir un pré-dimensionnement des éléments effectué au chapitre III et la modélisation de la structure en 3D par Robot au chapitre précédent en y appliquant les différents cas de chargement du vent et de la neige, des charges permanentes et surcharges d'exploitation ainsi que l'introduction de l'effort sismique, sous différents combinaisons; on passe alors aux différentes vérifications (traction, flambement...etc.) des différents éléments dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel Robot.

V.1. Dimensionnement des poteaux

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel **Robot** sont :

- $N_{sd} = 49.12 \text{ KN.}$ → ELU : $1.35G + 1.35Q + W$
- $M_{sd} = 132.93 \text{ KN.m.}$ → ELU : $1.35G + 1.5Q + W$

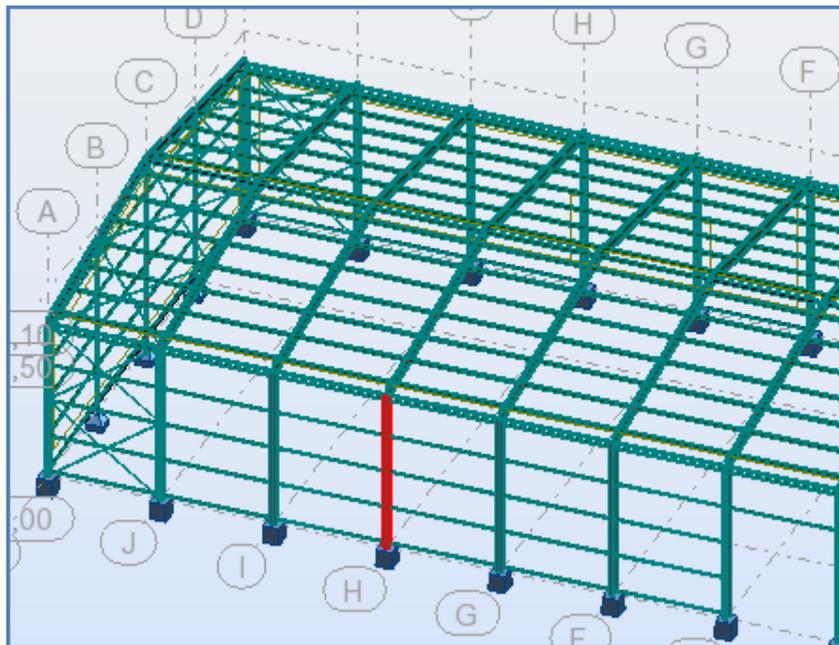


Figure 1: Le poteau le plus sollicité.

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

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

Avec:

$$M_{pl,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 1383 \times 10^3 \times \frac{235}{1}. \quad \text{Avec: } \gamma_{m0} = 1$$

$$M_{plrd} = 325005 \times 10^3 \text{ N. mm}$$

$$N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 112.5 \times 10^2 \times \frac{235}{1}$$

$$N_{plrd} = 26437.5 \times 10^2 \text{ N}$$

Le profile choisie doit satisfaire le plus convenablement possible la condition de résistance :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}}\right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}\right)^2 \quad \Leftrightarrow \quad \left(\frac{132.93 \times 10^6}{325005 \times 10^3}\right)^1 + \left(\frac{49.12 \times 10^3}{26437.5 \times 10^2}\right)^2$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{132.93 \times 10^6}{325005 \times 10^3}\right)^1 + \left(\frac{49.12 \times 10^3}{26437.5 \times 10^2}\right)^2 = 0.43 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc le profilé **HEA 300** est vérifié

Tableau 1 : Caractéristiques du profilé HEA 300.

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 300	88.3	112.5	290	300	14	8.5	18260	6310	1383	641.2	7.49	12.7

VI.1.1. Classe de la section transversale

a. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon.$$

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$d = h - 2 \times (t_f + r) \quad \Leftrightarrow \quad d = 290 - 2 \times (14 + 27) = 208 \text{ mm}$$

$$\frac{208}{8.5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \Leftrightarrow \quad 24.47 \leq 72 \quad (\text{L'âme est de classe I})$$

b. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \frac{b_f}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}}$$

$$\Rightarrow \frac{\frac{300}{2}}{14} = 10.72 > 10 \sqrt{\frac{235}{235}}$$

$$10.72 < 11 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad (\text{La semelle est de classe II})$$

Donc la section de poteau est de classe II

VI.1.2. Vérification de flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augment progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme.[1]

Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement. On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd}$$

N_{sd}: Effort de compression.

N_{b,rd}: La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale á :

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec

βA = 1 pour les sections de classe 1, 2,3.

γ_{m1} = 1,1

χ: Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$

λ : Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\epsilon}$$

λ : Calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{290}{300} = 0.96 < 1.2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Axe de flambement} \left\{ \begin{array}{l} (y-y) \\ (z-z) \end{array} \right. \\ \text{Courbe de flambement} \left\{ \begin{array}{l} b \\ c \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Courbe de flambement	A	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

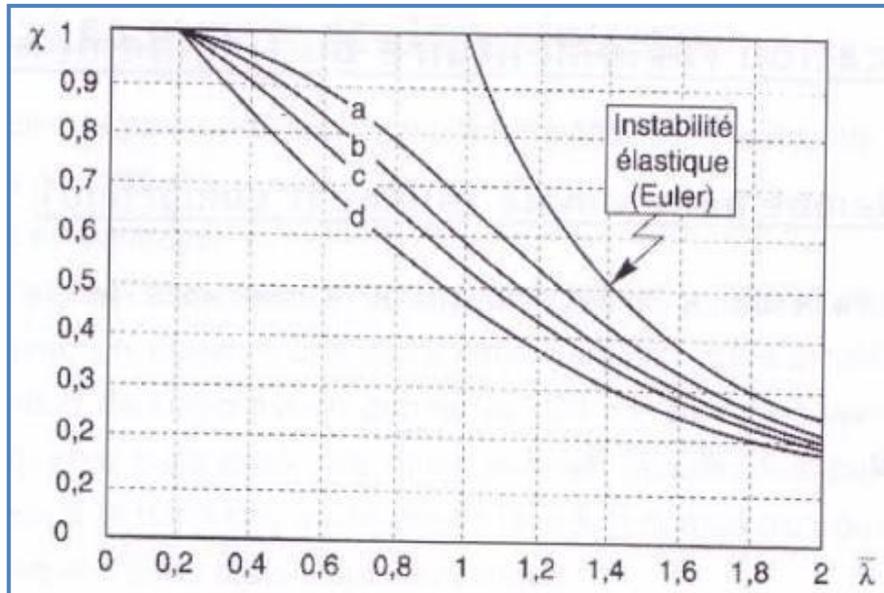


Figure 2: Les courbes de flambement.

a. Longueur de flambement

$$L_f = 0.5 \times L_0 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} L_f = 0.5 \times 7.5 \\ L_f = 3.75 \text{ m} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

Axe (y-y) \Rightarrow courbe (b) $\Rightarrow \quad \alpha = 0,34$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{375}{7.49} = 50.06 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} = \frac{50.06}{93.9} = 0.53$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) \Rightarrow courbe (c) $\Rightarrow \quad \alpha = 0,49$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{375}{12.7} = 29.52 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} = \frac{29.52}{93.9} = 0.31$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \max(0.53, 0.31)$$

$$\bar{\lambda} = 0.53$$

b. Détermination de coefficient de flambement χ

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

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.34(0.53 - 0.2) + 0.53^2] \quad \phi = 0.69$$

$$x = \frac{1}{(0.69 + \sqrt{0.69^2 - 0.53^2})} = 0.88 \leq 1$$

$$N_{b,rd} = \frac{0.88 \times 1 \times 112.5 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 211.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 49.12 \text{ KN} < N_{b,rd} = 211.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Conclusion : Le profilé choisi **HEA 300** est adéquat comme poteau.

V.2. Contreventement

V.2.1. Introduction

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales: vent, effets de séismes, chocs. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants «poutres au vent » et contreventement «en ciseaux», et en façade « palée de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués sur les pignons que sur les long pans.

V.2.2. Les différents types de contreventements

V.2.2.1. Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur les lisses

Remarque :

Dans les bâtiments de grande longueur, comportant des joints de dilatation, il est bon de prévoir au moins une travée de contreventement entre deux joints de dilatation.

V.2.2.1.1. Vérification de poutre au vent

❖ **Pignon (CAE 60×6)**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°589**)

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel Robot sont :

- $N = -37.85 \text{ KN.} \rightarrow \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$

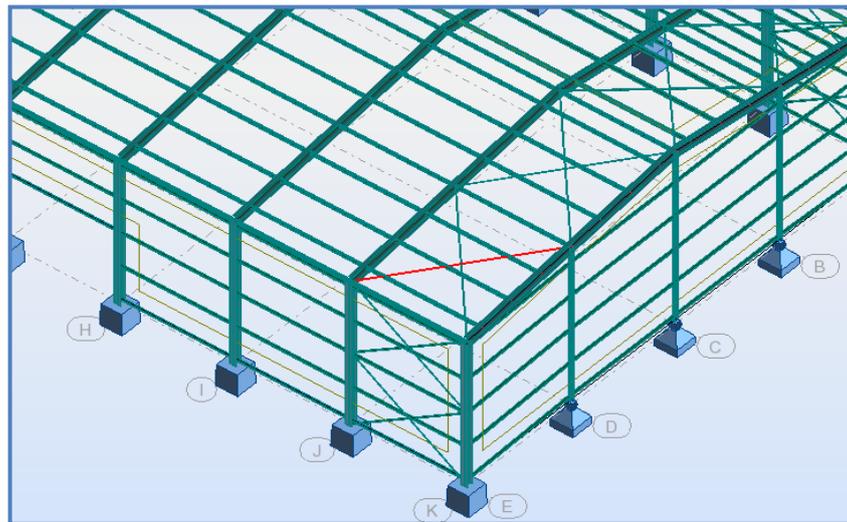


Figure 3: La poutre au vent la plus sollicité.

V.2.2.1.2. Choix de profil

Tableau 2 : Caractéristique géométrique de profile CAE 60×6.

Profil	Poids	Section	Caractéristiques								
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Y _s Mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ely} cm ³	W _{elz} cm ³	i _y cm	i _z cm
CAE 60×6	5.42	6.91	60	60	1.69	22.7	22.7	5.29	5.29	1.8	1.8

V.2.2.1.3. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 5.42 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{5.42 \times 23.5}{1} = 127.37 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 37.85 \text{ KN} \leq N_{rd} = 127.37 \text{ KN}$ Vérifiée.

V.2.2.1.4. Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

➤ Calcul des élancements réduits

$$\lambda_y = \bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_{Cr}} \times \sqrt{\beta_w} \right]$$

$$L_k = 817 \text{ cm}$$

$$I_y = I_z = 22.7 \text{ cm}^4$$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{22.7}{5.42}} = 1.8 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{817}{1.8} = 453.88$$

Acier S235: $\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$

Donc : $\lambda_{cr} = 93.9 \varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda} = \left[\frac{453.88}{93.9} \times \sqrt{1} \right] = 4.83 > 0.2 \dots\dots\dots \text{Il ya un risque de flambement.}$$

➤ Calcul des élancements réduits

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Choix de la courbe **C** de flambement d'après le **tableau 5.5.3 Eurocode 3**, Donc : $\alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 (4.83 - 0.2) + 4.83^2] \implies \phi = 13$$

$$\chi = \frac{1}{13 + [13^2 - 4.83^2]^{0.5}} = 0.03$$

$$N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.03 \times 1 \times 5.42 \times \frac{23.5}{1} = 8 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 37.85 \text{ KN} > N_{rd} = 8 \text{ KN}$ Non vérifiée.

Conclusion : On observe et après les calculs que tout les profiles ne vérifient pas la condition de déversement. Alors la cornière choisi (2 CAE 60×6) est adéquate comme diagonale de contreventement de la poutre au vent.

V.2.2.2. Contreventement de façades : (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

V.2.2.2.1. Vérification des diagonales de la palée de stabilité

❖ **Rive : (CAE 50×6)**

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°575**).

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel Robot sont :

- $N = 8.37 \text{ KN.} \quad \rightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$

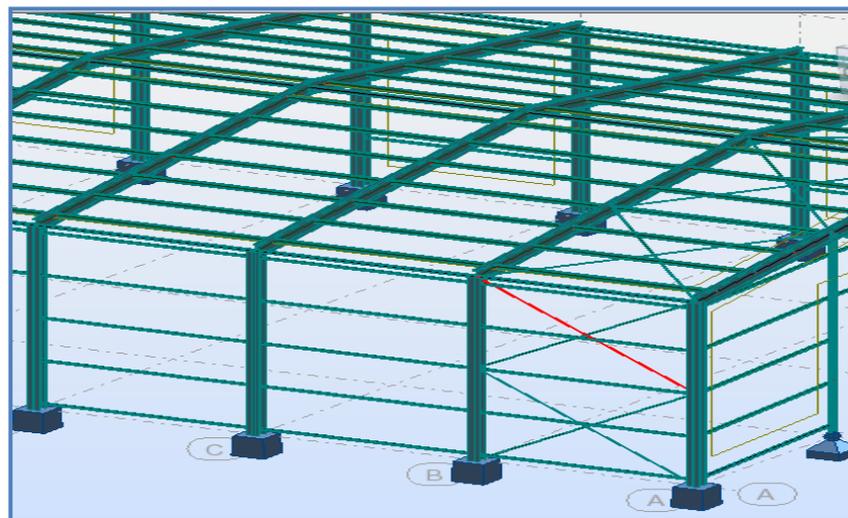


Figure 4: La palée de stabilité le plus sollicité.

V.2.2.2.2. Choix de profil

Tableau 3 : Caractéristique géométrique de profile CAE 50×6.

Profil	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	y _s mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
CAE 50×6	4.47	5.69	50	50	14.5	12.84	12.84	15.3	15.3	15	15

V.2.2.2.3. Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a: $A = 5.69 \text{ cm}^2$

$$N_{rd} = \frac{5.69 \times 23.5}{1} = 133.71 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 8.37 \text{ KN} \leq N_{rd} = 133.71 \text{ KN}$ Vérifiée.

V.2.2.2.4. Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

➤ **Calcul des élancements réduits**

$$\lambda_y = \bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_{Cr}} \times \sqrt{\beta_w} \right]$$

$L_k = 665 \text{ cm}$

$I_y = I_z = 12.84 \text{ cm}^4$

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{12.84}{5.6139}} = 15 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{665}{15} = 44.33$$

Acier S235:

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1$$

Donc $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda} = \left[\frac{44.33}{93.9} \times \sqrt{1} \right] = 0.47 > 0.2 \dots\dots\dots \text{Il ya un risque de flambement.}$$

➤ **Calcul des élancements réduits**

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Choix de la courbe **C** de flambement d'après le **tableau 5.5.3 Eurocode 3**, Donc : $\alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 (0.47 - 0.2) + 0.47^2] \Rightarrow \phi = 0.67$$

$$\chi = \frac{1}{0.67 + [0.67^2 - 0.47^2]^{0.5}} = 0.87$$

$$N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.87 \times 1 \times 5.69 \times \frac{23.5}{1.1} = 105.75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.37 \text{ KN} \leq N_{rd} = 105.75 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Conclusion :

La cornière choisi (2 CAE 50×6) est adéquate comme diagonale de contreventement de la palée de stabilité de rive.

V.3. Calcul des traverses

Justification des traverses (IPE 500) Charges réparties sur la traverse :

- Poids du panneau isolant
- Poids de la tôle ondulée
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

La vérification se fait pour la traverse la plus sollicitée ; dans notre cas ; la traverse la plus sollicitée est la N°254 et de longueur **L =12.1 m**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par le logiciel Robot sont :

$$N_{sd} = 28.71 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q$$

$$V_{sd} = 3.19 \text{ KN.} \quad \rightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$M_{sd} = 118.22 \text{ KN.m.} \quad \rightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

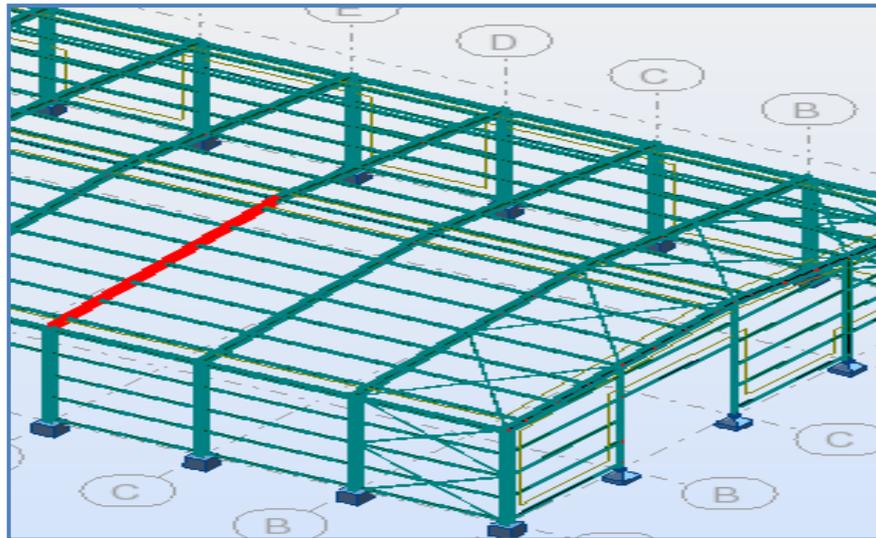


Figure 5: La traverse le plus sollicité.

V.3.1. Caractéristiques de la traverse

V.3.1.1. Choix de profil

Tableau 4 : Caractéristique géométrique de profile IPE 500.

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 500	90.7	116	500	200	16	10.2	48200	2142	2194	335.9	20.43	20.4

V.3.1.2. Classe de la section transversale

- **Classe de l'âme fléchie** □

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

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{426}{10.2} = 41.76 \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad 41.76 \leq 72 \quad (\text{L'âme est de Classe I})$$

• **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{b_f}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}}$$

$$\frac{200}{16} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad 6.25 < 10 \quad \text{(La semelle est de classe I)}$$

Donc la section globale est de classe I.

a. Condition de résistance

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma M_0$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_v = 11600 - 2 \times 200 \times 16 + (10.2 + 2 \times 21) \times 16 = 59.87 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_{pl,Rd} = 5987(235 / \sqrt{3}) / 1 = 812.3 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 3.19 \text{ KN} < 50\% V_{pl,Rd} = 0.5 \times 812.3 = 406.15 \text{ KN}.$$

Donc on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

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

Avec: $M_{plrd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma M_0} = 2194000 \times \frac{235}{1} = 515.59 \text{ KN.m}$

$$N_{plrd} = A \times \frac{f_y}{\gamma M_0} = 11600 \times \frac{235}{1} = 2726 \text{ KN}$$

D'où:

$$\left(\frac{118.22}{515.59} \right)^1 + \left(\frac{28.71}{2726} \right)^2 = 0.22 \leq 1 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.3.1.3. Résistance de la traverse au déversement

❖ Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$\beta_w = 1$: Section de classe I,

χ_{lt} : Le facteur de réduction pour le déversement.

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}, \quad \chi = \chi_{lt}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply^2}}{I_z \cdot I_w} \right]^{0.25}}{C_1 \cdot 0.5 \left[\frac{L^2 \cdot G_{lt}}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}}$$

$c_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie).

$$G = \frac{E}{2(1-\varepsilon)} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \varepsilon = 0.3 \end{cases} \quad \Rightarrow \quad G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 82.29 \text{ cm}^4$),

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 1249 \text{ cm}^6$);

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible d'inertie ($I_z = 2142 \text{ cm}^4$).

$$\lambda_{lt} = \frac{1210 \left[\frac{2194^2}{2142 \times 1249} \right]^{0.25}}{1.132 \cdot 0.5 \left[\frac{1210^2 \times 8.08 \times 10^6}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 1249} \right]^{0.25}} = 50.95$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{50.95}{93.9} \right] \cdot \sqrt{1} = 0.54$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] = 0.5 \times [1 + 0.21(0.54 - 0.2) + 0.54^2] \quad \Rightarrow \quad \phi = 0.68.$$

$$x_{lt} = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2})} \leq 1$$

$$x_{lt} = \frac{1}{(0.68 + \sqrt{0.68^2 - 0.54^2})} = 0.91 \leq 1$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profile laminés,

$$D'où : M_{bRd} = \frac{0.91 \times 1 \times 2194 \times 10^3 \times 235}{1} = 464.03 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{bRd} = 464.03 \text{ KN.m} > M_{ysd} = 118.22 \text{ KN.m}$Vérifiée.

Conclusion :

Le profilé choisi IPE 500 est adéquat comme traverse.

V.4. Justification des poutres sablières

V.4.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière

Tableau 4 : Caractéristique géométrique de profile HEA 100.

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 100	16.7	21.24	96	100	8	5	349.2	133.8	83.01	41.14	4.06	2.51

V.4.2. Efforts sollicitant

La vérification à faire est de vérifier l'élément le plus sollicité (**barre N°482**)

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel Robot sont :

$$N_{sd} = 12.44 \text{ KN.} \quad \rightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$V_{sd} = 0.03 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$M_{sd} = 0.09 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$



Figure 6: La poutre sablière la plus sollicitée.

V.4.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière**a. Classe de l'âme fléchie**

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

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\frac{56}{5} = 11.2 \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 11.2 \leq 72 \quad (\text{L'âme est de Classe I})$$

b. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{\frac{b_f}{2}}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow \frac{100}{8} = 6.25 \leq 10 \quad (\text{La semelle est de classe I})$$

Donc la section transversale de la poutre sablière est de classe I.

V.4.4. Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

Avec :

$$\delta = 0.2 \text{ cm (calculé par logiciel de calcul)}$$

$$\delta_{\max} = l/200 = 550/200 = 2.75 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.2 \text{ cm} \leq \delta_{\max} = 2.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquence la section ne sera réduite.

V.4.5. Résistance de la poutre au déversement

❖ Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}}$$

$B_w = 1$: Section de classe I,

χ_{lt} : Le facteur de réduction pour le déversement,

$$F_y = 235 \text{ N/mm}^2,$$

$$\gamma_{m0} = 1.$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante:

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$K = 0.5$ donc $C = 0.712$ (Encastrement parfait).

$$G = \frac{E}{2(1-\varepsilon)} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E = 21 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 & \Rightarrow G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \varepsilon = 0.3 \end{cases}$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 5.24 \text{ cm}^4$),

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 2.58 \text{ cm}^6$),

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible d'inertie ($I_z = 133.8 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 0.712 \times 3.14^2 \times \frac{21 \times 10^6 \times 133.8}{550^2} \sqrt{\frac{2.58}{133.8} + \frac{550^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 5.24}{3.14^2 \times 21 \times 10^6 \times 133.8}}$$

$$M_{cr} = 1402047.77 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{1 \times 83.01 \times 235 \times 10^2}{1402047.77}} = 1.17$$

On calcul:

$$x^{lt} = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2})} \leq 1$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \lambda^2]$$

$\alpha_{lt} = 0.21$ pour les profile laminés.

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.21(1.17 - 0.2) + 1.17^2] = 1.28$$

$$x^{lt} = \frac{1}{(1.28 + \sqrt{1.28^2 - 1.17^2})} = 0.55 \leq 1$$

Donc :

$$M_{b,rd} = \frac{0.55 \times 1 \times 83.01 \times 10^3 \times 235}{1} = 10.72 \text{ KN.m}$$

$M_{brd} = 10.72 \text{ KN.m} > M_{sd} = 0.09 \text{ KN.m}$Vérifiée.

Le profilé choisi HEA 100 est adéquat comme poutre sablière.

Conclusion

L'étude que nous avons faite nous a permet de déterminer toutes les sollicitations agissants sur notre structure, dont on a utilisé dans le calcul des éléments porteuses, et des assemblages.

Après le calcul avec robot on a trouvé que :

- ✓ Pour les poteaux **HEA300**
- ✓ Pour les traverses **IPE 500**
- ✓ Pour les poutres sablières **IHEA 100**
- ✓ Pour les contreventements de la poutre au vent **2 CAE 60×60×6**
- ✓ Pour les contreventements de la palée de stabilité de rive **2CAE 50×50×6**

Famille : 2 poteau							
367 poteau3673	OK	HEA 300	ACIER	104.59	104.20	0.49	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 4 traverse							
254 poteau2542	OK	IPE 500	ACIER	59.27	281.16	0.42	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 8 poutre sablière							
482 poteau4824	OK	HEA 100	ACIER E24	135.64	219.13	0.09	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 9 palé de stabilité de rive							
575 poteau5755	OK	CAE 50x6	ACIER	443.14	443.14	0.11	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 10 poutre au vent							
589 poteau5895	OK	CAE 60x6	ACIER	450.35	450.35	0.29	8 EFF/1=1*1.33 + 7*

CHAPITRE VI

ETUDE DES ASSEMBLAGES

VI.1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction, Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les Composants en présence. [1]

VII.2. Fonctionnement des Assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le rivetage

Ce méthode d'assemblage a été le premier mis en œuvre de manière généralisée par la construction métallique, il est aujourd'hui pratiquement abandonné au profit des assemblages boulonnés. [1]

b) Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance (HR), il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

On distingue deux types de boulons qui se différencient caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance. [1]

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.

Boulons	Classe de qualité	F_{yb} [N/mm ²]	F_{ub} [N/mm ²]
ordinaire	4.6	240	400
	5.6	300	500
à haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

c) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler. [1]

d) Le coulage

C'est le type d'assemblage le moins utilisé dans la charpente métallique. Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il y a lieu de distinguer. Parmi l'assemblage:

- **Les assemblages articulés** : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettront en outre les divers moments.

Tableau 2: Principales caractéristiques géométrique des boulons.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
As (mm²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
φ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
φ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10.14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	> 120	-	-

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : Diamètre nominal du trou.

A : Section nominale du boulon.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

VI.3. Assemblage poteau-traverse

- 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.

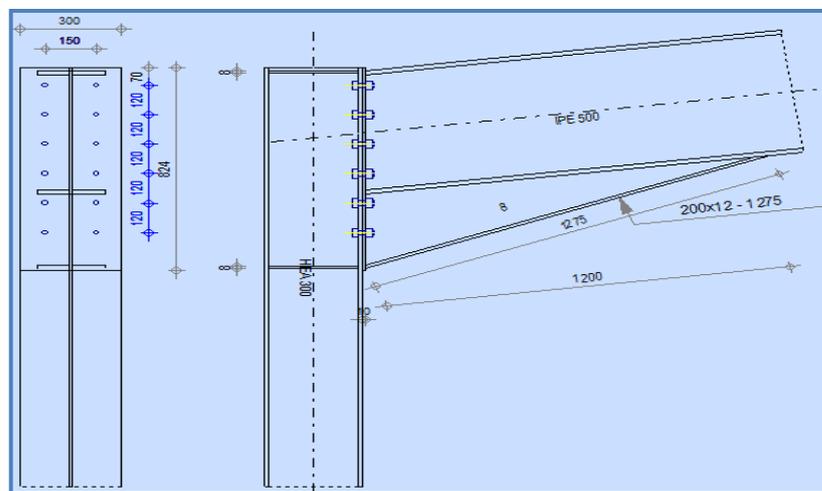


Figure 1 : Représentation de l'assemblage Poteau-traverse.

- **La disposition constructive des boulons**

On choisit des boulons M18 de diamètre $\varnothing 18$ de classe HR 8.8.

- ✓ Nombre de boulons = 12,
- ✓ Nombre de files : $n = 2$,
- ✓ Poteau HEA 300,
- ✓ Traverse: IPE 500.

- **Efforts de calcul**

$$V_{sd} = 46.71 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$M = 129.75 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{\max} = -28.02 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

VI.3.1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$\begin{cases} d_1 = 738 \text{ mm.} \\ d_2 = 618 \text{ mm} \\ d_3 = 498 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$\sum d^2 = (738)^2 + (618)^2 + (498)^2 = 1.17 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{Msd \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{129.75 \times 0.738}{1.17} = 81.84 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{129.75 \times 0.618}{1.17} = 68.53 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{129.75 \times 0.498}{1.17} = 55.22 \text{ KN}$$

VI.3.2. Détermination des efforts dans les boulons

Il faut vérifier que : $N_i < n \times F_p$

Avec: $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{ub} \times n} = \frac{81.84 \times 10^3}{0.7 \times 800 \times 2} = 70.07 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow \quad A_s = 70.07 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons M18

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 20 \text{ mm}$; de classe 8.8 ; $A_s = 192 \text{ mm}^2$; $A = 254 \text{ mm}^2$

VI.3.3. Condition de résistance des boulons

- Distance entre axe des boulons

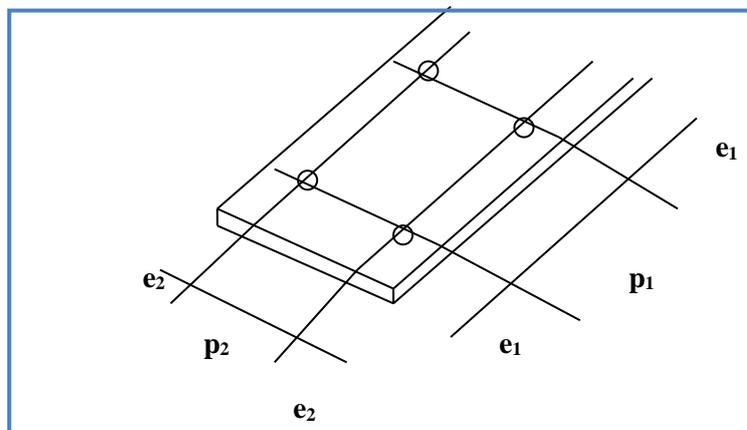


Figure 2 : Représentation d'espacement des boulons

Avec : $d_0 = 20$ mm (tableau 6.1 Eurocode 3)

$$P_1 \geq 2,2d_0.$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 120$ mm

• **Pince longitudinale**

$$e_1 \geq 1,2 d_0.$$

$$e_1 \geq 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm.}$$

On prend : $e_1 = 75$ mm.

$$P_2 \geq 3d_0$$

$$P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 150$ mm

• **Pince transversale**

$$e_2 \geq 1,5 d_0$$

$$e_2 \geq 1,5 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 70$ mm

VI.3.4. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 10^{-3} \times 192 = 107,52 \text{ KN par boulon,}$$

Et $107,52 \times 2 = 215,04 \text{ KN}$ pour les autres rangers à deux boulons.

$$M_R = \frac{215,04 \times 1,17}{0,738} = 340,91 \text{ KN.m} > M_{sd} = 129,75 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

VI.3.5. Vérification

VI.3.5.1. Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0,8 F_{t, sd})}{\gamma M_s}$

Avec :

μ : Coefficient de frottement qui est pris égale à 0,3,

$K_s = 1$: Coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de perçage pour les trous à tolérance normale,

$$\gamma M_s = 1,25,$$

n : Nombre d'interfaces de frottement = 1.

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 10^{-3} \times 192 = 107,52 \text{ KN}$$

$$F_{t, sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{28,02}{2} = 14,01 \text{ KN.}$$

- Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{v\ sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{46.71}{12} = 3.89 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction.

$$F_{v\ sd} \leq F_{VR} = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8 F_{t\ sd})}{\gamma M_s}$$

$$F_{VR} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (107.52 - 0.8 \times 14.01)}{1.25} = 23.11 \text{ KN}$$

$$F_{v\ sd} = 3.89 \text{ KN} < F_{VR} = 23.11 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

VI.3.6. Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $B_{prd} > F_{t\ sd}$

$$B_{prd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma M_b}$$

$$d_m = 29.1 \text{ mm}$$

$$t_f = 14 \text{ mm (} t_f \text{ de poteau HEA 300)}$$

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

$$D'où: B_{prd} = 0.6 \times 3.14 \times 2.91 \times 1.4 \times \frac{36}{1.5} = 184.2 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } B_{prd} = 184.2 \text{ KN} > F_{t\ sd} = 14.01 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

VI.3.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{t\ Rd}$

Avec:

$$F_{t\ Rd} = t_w \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma m_0}$$

Où :

$F_{t\ Rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_w : Epaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: Entraxe des rangées de boulons ($P=120 \text{ mm}$).

$$\text{Donc : } F_{t\ Rd} = 0.85 \times 12 \times \frac{23.5}{1} = 239.7 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \dots\dots\dots \text{(EC03-1-8 art 6.2.6.7)}$$

$$F_V = \frac{129.75}{0.29 - 0.014} = 470.1 \text{ KN} \geq F_{t,Rd} = 239.7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 8 mm).

VI.3.8. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

On doit vérifier que : $F_{Vrd} = 470.1 \text{ KN} \leq F_{crd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$

$$b_{eff} = t_f + 2t + 5(t_p + r)$$

Avec:

t_w : Epaisseur de l'âme du poteau = 8.5mm,

t_f : Epaisseur de la traverse = 16 mm,

t : Epaisseur de la platine = 10 mm,

t_p : Epaisseur de la semelle du poteau = 14 mm,

$r = 27 \text{ mm}$.

$$b_{eff} = 16 + 2 \times 10 + 5(14 + 27) = 241 \text{ mm.}$$

$$F_{crd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{23.5 \times 0.85 \times 24.1}{1} = 481.39 \text{ KN.}$$

$$F_{Vrd} = 470.1 \text{ KN} < F_{crd} = 481.39 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

VI.3.9. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

On doit vérifier que : $F_V \leq F_{t,Rd}$

$$F_{VR} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{VR} = 0.58 \times 23.5 \times 50 \times \frac{0.85}{1} = 579.27 \text{ KN.}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{129.75}{0.29 - 0.014} = 470.1 \text{ KN} < F_{t,Rd} = 579.27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Notre assemblage calculé satisfait les conditions de calcul.

VI.3.10. Assemblage platine traverse

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure

➤ **Epaisseur de la platine**

Soit $e = 10 \text{ mm}$

➤ **Gorge reliant l'âme**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10.2 \quad \rightarrow \quad a = 3.5 \text{ mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5t_f \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 16 \quad \rightarrow \quad a = 8 \text{ mm}$$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons**

• **Cordon âme platine**

Chaque cordon reprend : $V / 2 = 46.71 / 2 = 23.35 \text{ KN}$

• **Cordon semelle**

$$L = 2b - t_w = 2 \times 200 - 8.5 = 391.5 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 129.75 / 0.391 = 331.84 \text{ KN}$$

VI. 3.11. Vérification

• **Cordon semelle platine**

$$L = \frac{N \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{a \times f_u} \quad (\text{EC3 Art 6.6.5.3})$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25

f_u : Valeur normal de la résistance = 360 MPa.

$$L = \frac{331.84 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{8 \times 36} = 1.99 \text{ cm}$$

$L = 39.15 \text{ cm} > 1.99 \text{ cm}$Vérifiée.

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait

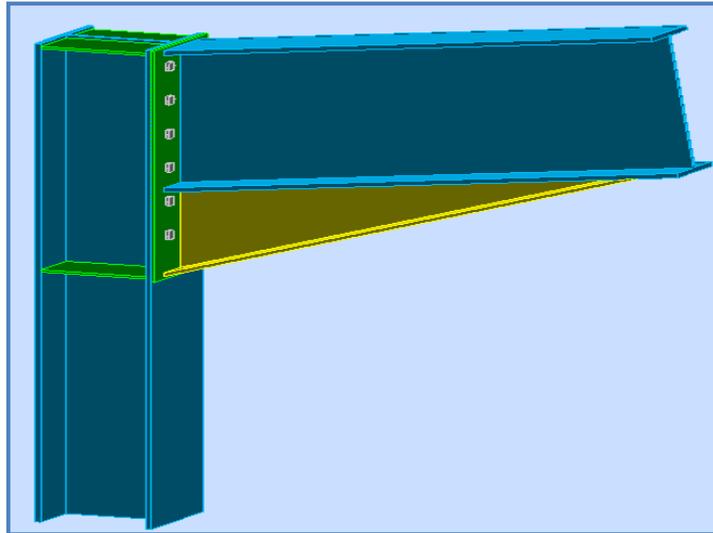


Figure 3 : Vue de l'assemblage poteau – Traverse.

VI.4. Assemblage traverse-traverse

❖ Traverse IPE 500-IPE 500

- L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée.
- Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ 16 m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

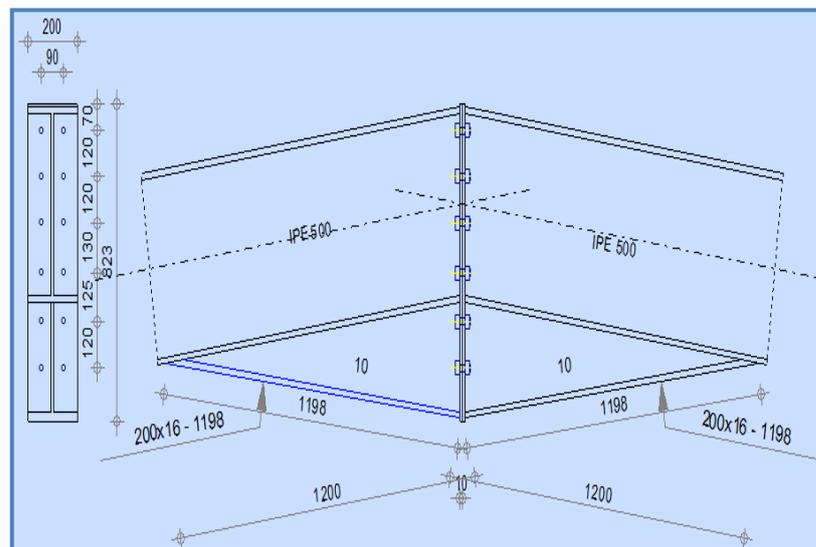


Figure 4 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

- **La disposition constructive des boulons :**

On choisit des boulons M18 de diamètre $\varnothing 18$ de classe HR 8.8,

Nombre de boulons = 12,

Nombre de files : $n = 2$.

Traverse: IPE 500

- **Efforts de calcul**

$$V_{sd} = 30.9 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$M = 259.92 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{\max} = 550.39 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

VI.4.1. Détermination des efforts dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les 3 rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 736 \text{ mm},$$

$$d_2 = 616 \text{ mm},$$

$$d_3 = 496 \text{ mm},$$

$$\sum d^2 = (736)^2 + (616)^2 + (496)^2 = 1.16 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{259.92 \times 0.736}{1.16} = 164.91 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{259.92 \times 0.616}{1.16} = 138.02 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{259.92 \times 0.496}{1.16} = 111.13 \text{ KN}$$

VI.4.2. Dimensionnement des boulons

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n \times F_p$$

Avec: $F_p = 0.7 \times F_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times F_{ub} \times n} = \frac{164.91 \times 10^3}{0.7 \times 800 \times 2} = 147.24 \text{ mm}^2$$

On choisit un boulon M18

Soit des boulons de diamètre $d_0 = 20$ mm; de classe 8.8 ; $A_s = 192\text{mm}^2$; $A = 254\text{mm}^2$

VI.4.3. Condition de résistance des boulons

➤ Distance entre axe des boulons

- **Entre axe des boulons**

Avec : $d_0 = 20$ mm (**tableau 6.1 Eurocode 3**)

$$P_1 \geq 2,2 d_0.$$

$$P_1 \geq 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm}$$

On prend : $P_1 = 120$ mm

- **Pince longitudinale**

$$e_1 \geq 1.2 d_0.$$

$$e_1 \geq 1.2 \times 20 = 24 \text{ mm.}$$

On prend : $e_1 = 70$ mm.

$$P_2 \geq 3 d_0$$

$$P_2 \geq 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

On prend : $P_2 = 90$ mm

- **Pince transversale**

$$e_2 \geq 1.5 d_0$$

$$e_2 \geq 1.5 \times 20 = 30 \text{ mm}$$

On prend : $e_2 = 55$ mm

VI. 4.4. Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_R = \frac{F_p \times \sum d_i^2}{d_1} < M_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 192 = 107.52 \text{ KN par boulon,}$$

$$\text{Et. } 107.52 \times 2 = 215.04 \text{ KN pour chaque rangers.}$$

$$M_R = \frac{215.04 \times 1.16}{0.736} = 338.92 \text{ KN.m} < M_{sd} = 259.92 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

VI.4.5. Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction

Il faut vérifier que : $F_{Vsd} \leq F_{VR} = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8 F_{t, sd})}{\gamma_{Ms}}$

Avec : $\mu = 0,3$, $K_s = 1$, $\gamma_{ms} = 1,25$, $n = 1$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 192 = 107.52 \text{ KN}$$

$$F_{t, sd} = \frac{N_{sd}}{2} = \frac{550.39}{2} = 275.19 \text{ KN}$$

- Effort de cisaillement sollicitant par boulon

$$F_{v\ sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{30.9}{12} = 2.57 \text{ KN}$$

- Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction.

$$F_{VR} = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8 F_{t\ sd})}{\gamma M_s}$$

$$F_{VR} = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (107.52 - 0.8 \times 275.19)}{1.25} = 27.03 \text{ KN}$$

$F_{v\ sd} = 2.57 \text{ KN} < F_{VR} = 27.03 \text{ KN}$Vérifiée.

VI.4.6. Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que :

$$B_{\text{prd}} > F_{t\ sd}$$

$$B_{\text{prd}} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{F_u}{\gamma M_b}$$

$$d_m = 29.1 \text{ mm},$$

$$t_p = 16 \text{ mm (} t_f \text{ de traverse IPE 500),}$$

$$f_u = 360 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } B_{\text{prd}} = 0.6 \times 3.14 \times 2.91 \times 1.6 \times \frac{36}{1.25} = 252.63 \text{ KN}$$

Donc $B_{\text{prd}} = 252.63 \text{ KN} < F_{t\ sd} = 275.19 \text{ KN}$ non vérifiée.

D'où la nécessité d'un raidissage : (raidisseur d'épaisseur 8 mm).

VI.4.7. Assemblage platine traverse

Cette liaison se fera au moyen de cordon de soudure :

- **Epaisseur de la platine**

Soit $e = 10 \text{ mm}$

- **Gorge reliant l'âme**

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_w \quad \rightarrow \quad 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10.2 \quad \rightarrow \quad a = 3.5 \text{ mm}$$

➤ **Gorge reliant la semelle**

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times t_f \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 16 \rightarrow a = 8 \text{ mm}$$

➤ **Distribution des efforts sur les différents cordons**

- **Cordon âme platine**

Chaque cordon reprend : $V/2 = 30.9 / 2 = 15.45 \text{ KN}$

- **Cordon semelle**

$$L = 2b - t_w = 2 \times 200 - 10.2 = 389.8 \text{ mm}$$

$$N = M / L = 259.92 / 0,389 = 668.17 \text{ KN}$$

VI.4.8. Vérification

- **Cordon semelle platine**

$$L = \frac{N \times \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{a \times f_u} \dots\dots\dots \text{(EC3 Art 6.6.5.3)}$$

β_w : Coefficient de corrélation = 0.8,

γ_{mw} : Coefficient de sécurité = 1.25,

f_u : Valeur normal de la résistance = 360MPa.

$$L = \frac{668.17 \times \sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25}{8 \times 36} = 4.01 \text{ cm}$$

$L = 38.9 \text{ cm} > 4.01 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait.

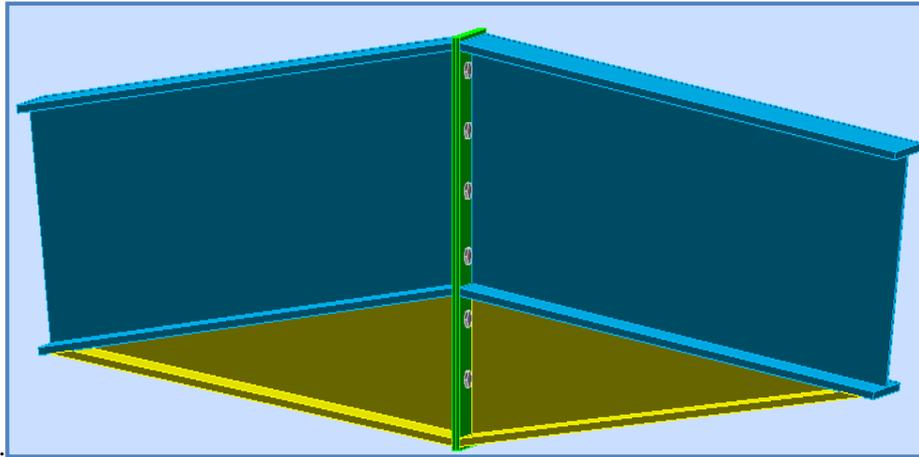


Figure 5 : Vue de l'assemblage Traverse – Traverse.

VI.5. Assemblage poteau-poutre sablière

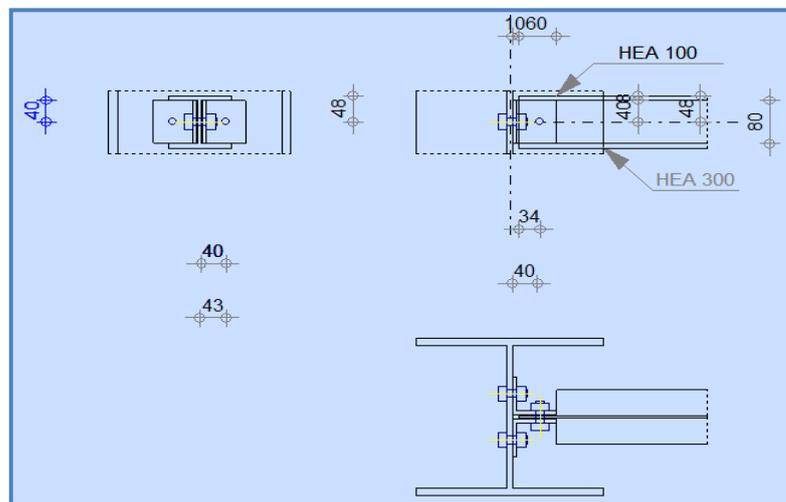


Figure 6: Représentation de l'assemblage poteau-poutre sablière.

➤ Efforts

$$N = 26.02 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$V = 0.88 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

a. Dimensionnements des boulons

✓ Boulons assemblant le poteau à la cornière

Le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon

Classe : Classe du boulon = 8.8,

d : Diamètre du boulon = 14 [mm],

d_0 : Diamètre du trou de boulon = 15 [mm],

A_s : Aire de la section efficace du boulon = 1,15 [cm²],

A_v : Aire de la section du boulon = 1,54 [cm²],

f_{ub} : Résistance à la traction = 800 [MPa],

K : Nombre de colonnes des boulons = 2,

W : Nombre de rangés des boulons = 1,

e_1 : Niveau du premier boulon = 40 [mm],

p_1 : Entraxe = 80 [mm].

✓ Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon

Classe : Classe du boulon = 8.8,

d : Diamètre du boulon = 14 [mm],

d_0 : Diamètre du trou de boulon = 15 [mm],

A_s : Aire de la section efficace du boulon = 1,15 [cm²],

A_v : Aire de la section du boulon = 1,54 [cm²],

f_{ub} : Résistance à la traction = 800 [MPa],

K : Nombre de colonnes des boulons = 2,

W : Nombre de rangés des boulons = 1,

e_1 : Niveau du premier boulon = 40 [mm],

p_1 : Entraxe = 80 [mm].

✓ Disposition des boulons

$$\left\{ \begin{array}{ll} e_1 \geq 1.2 d_0 = 1.2 \times 15 = 18\text{mm} & \text{Soit } e_1 = 40\text{mm} \\ p_1 \geq 2.2 d_0 = 2.2 \times 15 = 33\text{mm} & \text{Soit } e_1 = 80\text{mm} \end{array} \right.$$

On a des boulons HR mm $\phi = 14$ mm de classe 8.8 $\Rightarrow F_{ub} = 800$ MPa ; $d_0 = 15$ mm

b. Vérification de l'assemblage soumis simultanément au cisaillement et à la traction

Selon (EC3- 6.6), il faut vérifier que :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{v, sd} = \frac{V}{n} = \frac{0.88}{2} = 0.44 \text{ KN}$$

$$F_{t, sd} = \frac{N}{n} = \frac{26.02}{2} = 13.01 \text{ KN}$$

- Résistance d'un boulon à la traction

$$F_{t, Rd} = 0.9 \times f_u \times A_s / \gamma_{Mb} = 0.9 \times 800 \times 115 \times 10^{-3} / 1.5 = 55.2 \text{ KN.}$$

- Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v, Rd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{M2} = 0.6 \times 800 \times 115 \times 10^{-3} / 1.25 = 44.16 \text{ KN}$$

$$\frac{0.44}{44.16} + \frac{13.01}{1.4 \times 55.2} = 0.73 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{v, sd} \leq F_B$$

On a : $F_{v, sd} = 0.44 \text{ KN}$

$$F_B = 2.5 \times \alpha \times d \times t \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] = \min \left[\frac{40}{3 \times 15} ; \frac{80}{3 \times 15} - \frac{1}{4} ; \frac{800}{360} ; 1 \right] = 0.88$$

$$F_B = 2.5 \times 0.88 \times 1.4 \times 1 \times \frac{36}{1.25} = 88.7 \text{ KN}$$

$$F_{v, sd} = 0.44 \text{ KN} \leq F_B = 88.7 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait

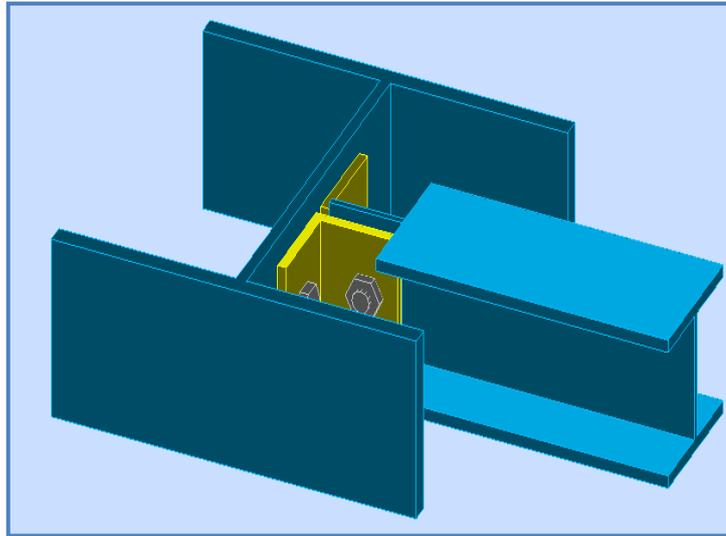


Figure 7 : Vue de l'assemblage poteau-poutre sablière.

VI.6. Assemblage du contreventement (Palées de stabilités)

VI.6.1. Palées de stabilités de rive

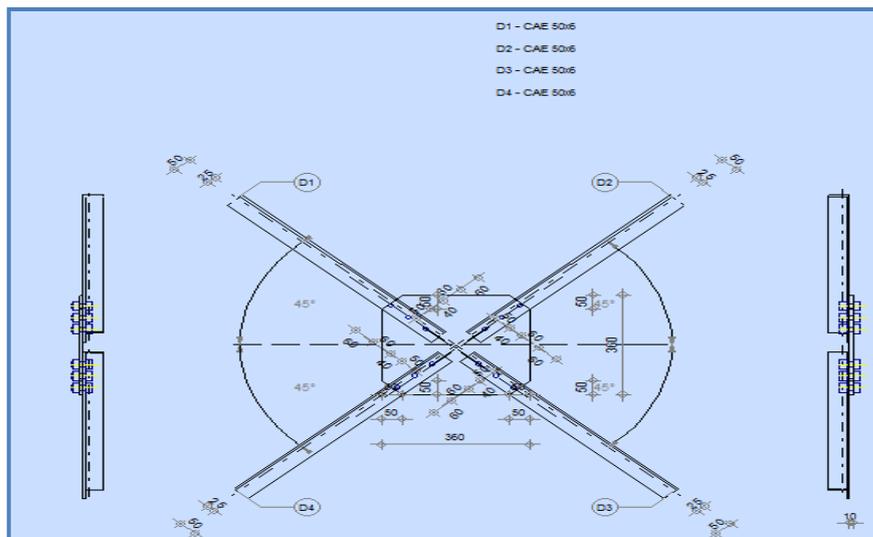


Figure 8: Représentation de l'assemblage diagonale de rive.

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t,Sd} = 8.62 \text{ KN}$. \longrightarrow ELU : $1.35G + 1.5Q$

VI.6.1.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset

➤ Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, il est donné par tableau suivant :

Tableau 3 : L'épaisseur du gousset en fonction d'effort appliqué

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Dans ce genre d'assemblage, les boulons sont sollicités en cisaillement seul, les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N = 8.62 \text{ KN} \leq 200 \text{ KN} \quad \text{d'où } e = 8 \text{ mm}$$

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe HR 8.8, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times F_{ub}}{\gamma_{ms}} \times A_s$$

Avec: $F_{ub} = 800 \text{ MPa}$ (**Tableau 3.3 CCM97**),

γ_{ms} : Coefficient de sécurité = 1,25.

VI.6.1.2. Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{Vsd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{8.62}{3 \times 2} = 1.43 \text{ KN}$$

Avec : p : Nombre de plan de cisaillement = 2,

n : Le nombre de boulons pris arbitrairement = 3.

VI.6.1.3. Dimensionnement des boulons

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times F_{ub}}{\gamma_{ms}} \times A_s$$

Avec : $F_{ub} = 800 \text{ MPa}$. (**Tableau 3.3 CCM97**),

γ_{ms} : Coefficient de sécurité = 1,25.

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{Vsd}}{0.5 \times F_{ub}} = \frac{1.25 \times 1.43 \times 10^3}{0.5 \times 800} = 4.46 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 18 \text{ mm}$.

VI.6.1.4. Disposition géométrique

Cornière L*(50*50*6) $t = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} 1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \end{cases} \quad \text{d'où.} \quad \begin{cases} 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \\ 39.6 \leq p_1 \leq 140 \\ 27 \leq e_2 \end{cases}$$

Soit $e_1 = 4 \text{ cm}$, $P_1 = 5 \text{ cm}$ et $e_2 = 2.5 \text{ cm}$

VI.6.1.5. Vérifications

➤ **Vérification de l'Assemblage trop long**

$$L = (n-1) P_1 = (3-1) \times 5 = 10 \text{ cm}$$

$$L < 15.d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$$

$L = 10 \text{ cm} < 15 d = 24 \text{ cm}$; Donc l'assemblage est long.

VI.6.1.6. Vérification à la pression diamétrale

$$F_{p.rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min \left(\frac{40}{3 \times 18}; \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right) = 0.67$$

$$F_{p.rd} = 2.5 \times 0.67 \times 1.6 \times 1 \times \frac{36}{1.25} = 77.18 \text{ KN}$$

$$F_{p.rd} = 77.18 > F_{v.sd} = 1.43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{-vérifiée.}$$

Y'a pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

VI.6.1.7. Vérification de la rupture de la section nette

$$N_{uRd} = 0.9 \times A_{\text{net}} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v.sd}$$

$$A_{\text{net}} = A_1 + \epsilon A_2$$

$$A_1 = (5 \times 0.6) - (1 \times 0.6) = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (5 - 0.6) \times 0.6 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\epsilon = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 2.4}{3 \times 2.4 + 2.64} = 0.73$$

$$A_{\text{net}} = 2.4 + (0.73 \times 2.64) = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$N_{uRd} = 0.9 \times 4.33 \times \frac{36}{1.25} = 112.23 \text{ KN} \geq F_{v.sd} = 1.43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait

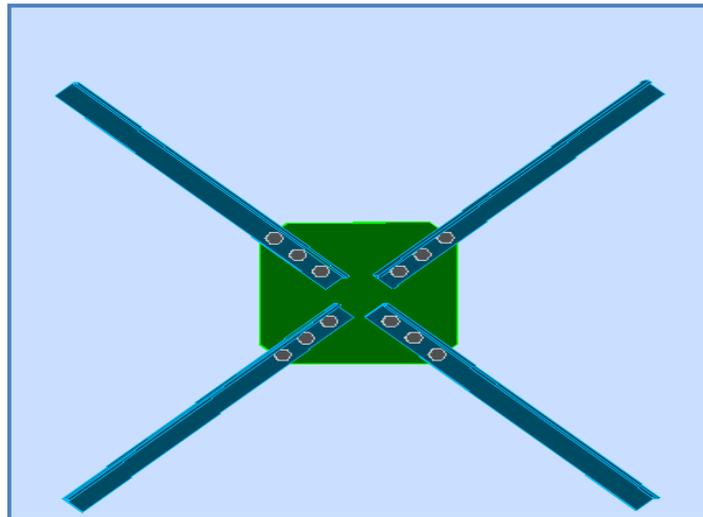


Figure 9 : Vue de l'assemblage diagonale de rive.

VI.7. Contreventements horizontaux poutre au vent

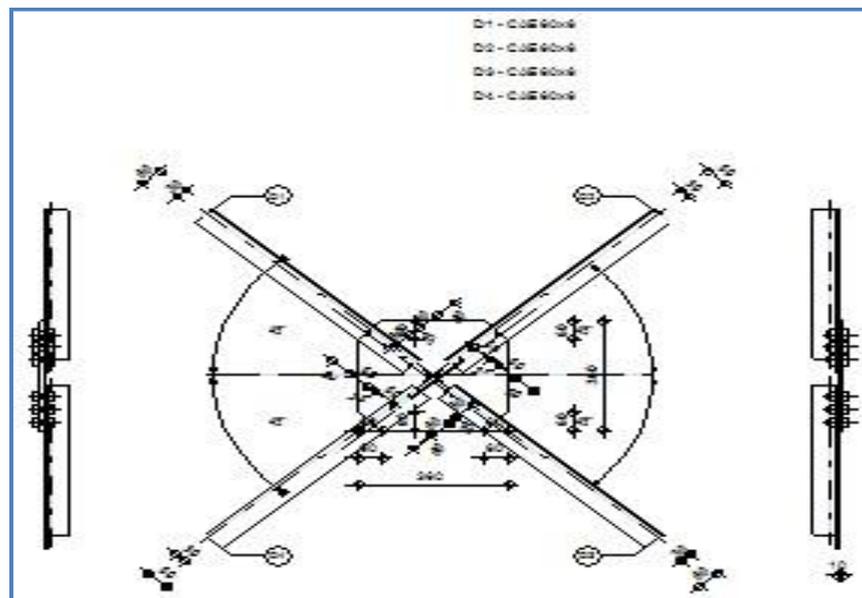


Figure 10 : Représentation assemblage des diagonales.

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction :

$$N_{t,Ed} = 38.20 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

.VI.7.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset

➤ Pré dimensionnement du gousset

$$N = 30.20 \text{ KN} \leq 200 \text{ KN} \quad \text{d'où } e = 8\text{mm}$$

L'assemblage est réalisé par des boulons ordinaires de classe HR 8.8, dont la résistance au glissement par cisaillement est donnée comme suit :

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times F_{ub}}{\gamma_{ms}} \times A_s \quad ; \text{ avec. } F_{ub} = 800 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Tableau 3.3 CCM97)}$$

➤ **Distribution de l'effort normale sur les boulons**

$$F_{Vsd} = \frac{N_{max}}{n.p} = \frac{30.20}{3 \times 2} = 6.36 \text{ KN}$$

Avec : **p** : Nombre de plan de cisaillement = 2,

n : Le nombre de boulons pris arbitrairement = 3.

VI.6.2. Dimensionnement des boulons

$$F_{vrd} = \frac{0.5 \times F_{ub}}{\gamma_{ms}} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{Vsd}}{0.5 \times F_{ub}} = \frac{1.25 \times 6.36 \times 10^3}{0.5 \times 800} = 19.87 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M16 avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$ et $d_0 = 18 \text{ mm}$.

VI.7.3. Disposition géométrique

Cornière L (40*40*5) $t = 8 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} 1.2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ 1.5 d_0 \leq e_2 \end{array} \right\} \text{ d'où. } \left\{ \begin{array}{l} 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \\ 39.6 \leq p_1 \leq 140 \\ 27 \leq e_2 \end{array} \right.$$

Soit $e_1 = 4 \text{ cm}$; $P_1 = 4 \text{ cm}$ et $e_2 = 2 \text{ cm}$.

VI.7.4. Vérifications

- **Vérification de l'Assemblage trop long**

$$L = (n-1) P_1 = (3-1) \times 4 = 8 \text{ cm},$$

$$L < 15.d = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm},$$

$L = 8 \text{ cm} < 15 d = 24 \text{ cm}$; Donc l'assemblage est long.

VI.7.5. Vérification à la pression diamétrale

$$F_{p,rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min \left(\frac{40}{3 \times 18}; \frac{40}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{800}{360}; 1 \right) = 0.49$$

$$F_{p,rd} = 2.5 \times 0.49 \times 1.6 \times 1 \times \frac{36}{1.25} = 56.44 \text{ KN}$$

$$F_{p,rd} = 56.44 \text{ KN} > F_{v,sd} = 6.36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Y'a Pas risque de rupture par pression diamétrale pour la cornière.

VI.7.6. Vérification de la rupture de la section nette

$$N_{uRd} = 0.9 \times A_{net} \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}} \geq F_{v,sd}$$

$$A_{net} = A_1 + \varepsilon A_2$$

$$A_1 = (6 \times 0.6) - (0.8 \times 0.6) = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (6 - 0.6) \times 0.6 = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{3A_1}{3A_1 + A_2} = \frac{3 \times 3.12}{3 \times 3.12 + 3.24} = 0.74$$

$$A_{net} = 3.12 + (0.74 \times 3.24) = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$N_{uRd} = 0.9 \times 5.51 \times \frac{36}{1.25} = 142.81 \text{ KN.}$$

$$N_{uRd} = 142.81 \text{ KN} \geq F_{v,sd} = 6.36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Conclusion : L'assemblage calculé est satisfait

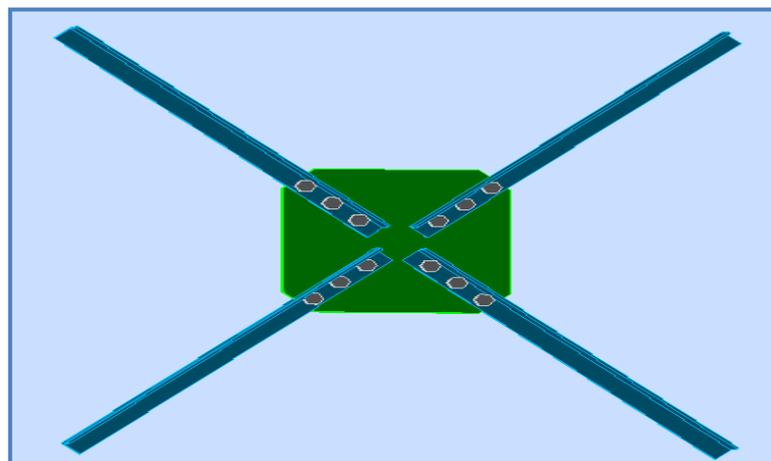


Figure 11 : Vue de l'assemblage des diagonales.

VI.8. Calcul des pieds de poteaux (encasté)

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton. [1]

VI.8.1 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux

Les tiges seront dimensionnées avec

L'effort : $N_t = - 21.04 \text{ KN}$ → ELU : $1.35G + 1.5Q$

Un moment : $M_y = - 0.09 \text{ KN.m}$ → ELU : $1.35G + 1.5Q$

Un effort tranchant : $V = - 4.79 \text{ KN}$ → ELU : $1.35G + 1.5Q$

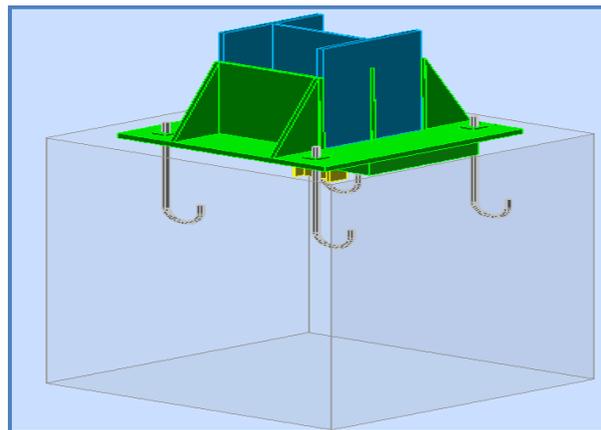


Figure 12: Tige d'encrage du pied du poteau.

$$b = h + 2c$$

h : La hauteur de la section HEA 300. → $h = 290 \text{ mm}$

c : Le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

On prend : $c = 100 \text{ mm}$

D'où : $a = h + 2c = 290 + 2 \times 100 = 490 \text{ mm}$

$b = h + 2c = 290 + 2 \times 100 = 590 \text{ mm}$

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (N_{st})

$$F = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{3P2} = \frac{21.04}{4} + \frac{0.09 \times 10^2}{3 \times 48} = 5.32 \text{ KN}$$

n: L'encrage est réaliser par 4 tiges

N_t : Effort sollicitant de traction.

$$F \leq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \times f_y$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times F}{\pi \times f_y}}$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 5.32}{3.14 \times 23.5}} = 0.53 \text{ cm}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 20 \text{ mm}$.

VI.8.2. Vérifications

VI.8.2.1. Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq F$$

$$l_1 = 20\phi = 20 \times 2 = 40 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 2 = 4 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 3 \times 2 = 6 \text{ cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

N_a : Effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5}\right)^2} (40 + 6.4 \times 6 + 3.5 \times 4) = 32.51 \text{ KN} \geq F = 5.32 \text{ KN} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

VI.8.2.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{0.09 \times 10^3}{21.04} = 420 \text{ mm}$$

$$e = 420 \text{ mm} > \frac{D}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ mm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée.

$$A = \frac{2\pi \times R^2}{2} = \frac{2 \times 3.14 \times 2^2}{2} = 12.56 \text{ cm}^2 \text{ (A: aire de la section 2 tiges à gauche du poteau).}$$

$$l = e + h/2 + c/2 = 42 + 29/2 + 10/2 = 61.5 \text{ cm}$$

$$h = h_p + d_1 + d_1/2 = 60 + 5 + 5/2 = 67.5 \text{ cm}$$

$$b = 2d_1 + h_p = 2 \times 5 + 60 = 70 \text{ cm}$$

Avec: $h_p = 60 \text{ cm}$

$$n = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

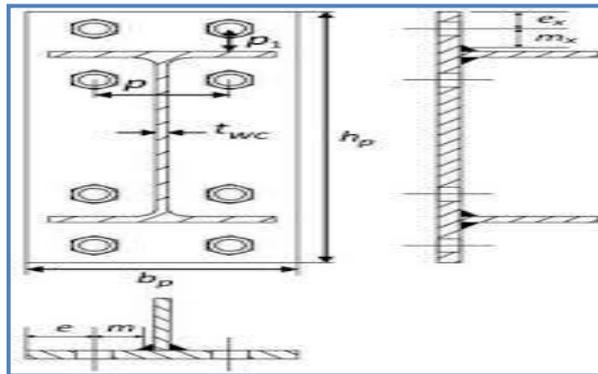


Figure 13 : Représentation d'espacement des boulons.

$$h'^3 + 3(1 - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{1}{b} h = 10 \text{ cm}$$

$$h'^3 + 3(61.5 - 67.5)h'^2 + 90 \times 12.56 \times \frac{61.5}{70} h' - 90 \times 12.56 \times \frac{61.5}{70} h = 10 \text{ cm}$$

$$h'^3 - 18h'^2 + 993.13h' - 67036.27 = 10 \text{ cm}$$

$$h' = 20.47 \text{ cm}$$

e à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

VI.8.2.3. Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec $\gamma_b = 1.5$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{ub} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 21.04 \times 61.5}{70 \times 20.47 (67.5 - \frac{20.47}{3})} = 0.2976 \text{ KN/cm}^2 = 2.97 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 2.97 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.16 \text{ MPa}$Vérifiée

VI.8.2.4. Vérification des contraintes dans l'acier

On doit vérifier que :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l-h+\frac{h'}{2}}{h-\frac{h'}{3}} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{21.04}{12.56} \times \frac{61.5-67.5+\frac{20.47}{2}}{67.5-\frac{20.47}{3}} = 0.1165 \text{ KN/cm}^2 = 1.16 \text{ MPa.}$$

$\sigma_a = 1.16 \text{ MPa} \leq f = 235 \text{ MPa}$Vérifiée.

VI.8.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

- **Vérification dans la section 1-1:**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

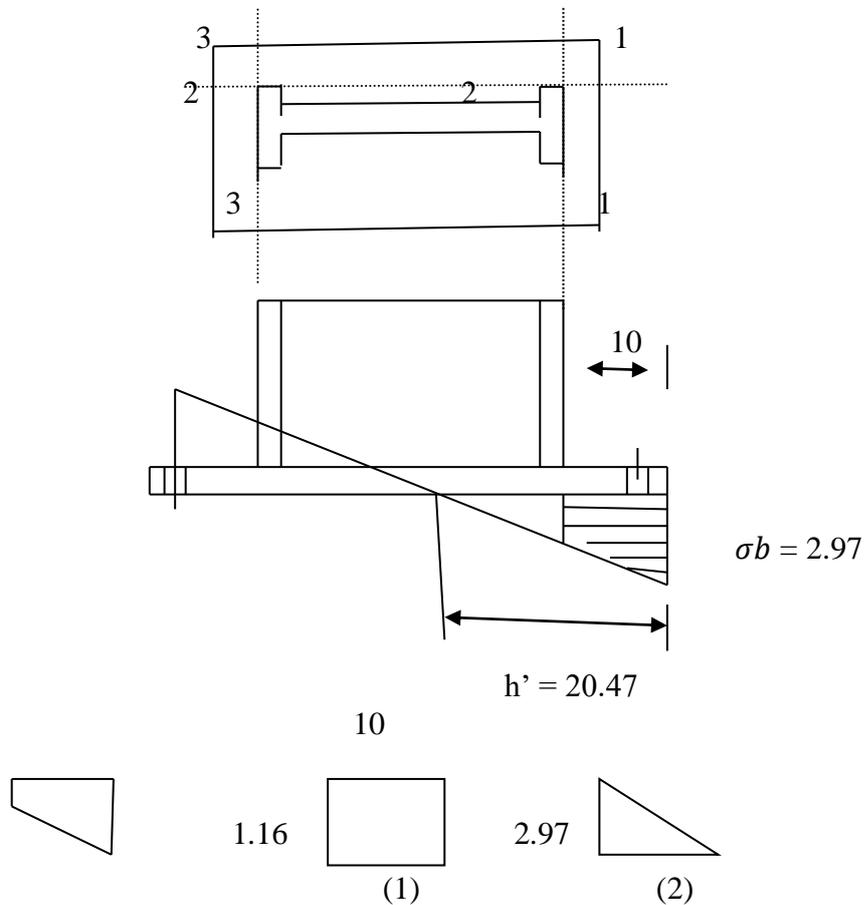


Figure 14: Vérification dans la section 1-1.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 10 \times 1.16 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.058 \text{ KN.m} \\ M_2 = \left(10 \times \frac{2.97}{2}\right) \frac{2 \times 10}{3} \times 10^{-3} = 0.099 \text{ KN.m} \end{array} \right. \implies M = M_1 - M_2 = -0.041 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$ est : $\frac{I}{V} = \frac{(b \times t^3)/12}{\left(\frac{t}{2}\right)} = \frac{b \times t^2}{6}$

La contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \quad t \geq \sqrt{\frac{0.041 \times 6}{23.5}} = 0.1 \text{ cm}$$

$t = 0.1 \text{ cm}$

- **Contrainte de flexion dans la section 2-2**

Le même raisonnement on aura le moment maximal:

$$M = M_1 = 0.058 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où: } t \geq \sqrt{\frac{0.058 \times 6}{23.5}} = 0.12 \text{ cm}$$

$t = 0.12 \text{ cm}$

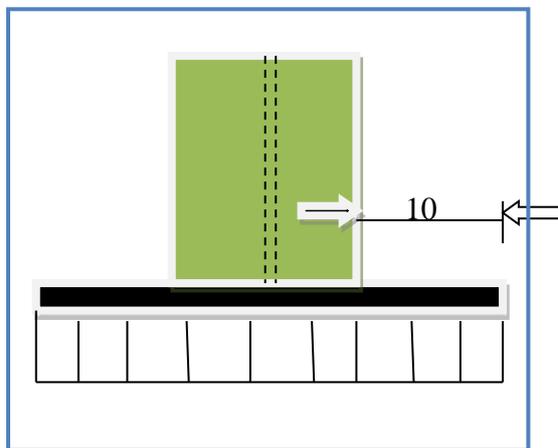


Figure 15 : Vérification dans la section 2 – 2. [1]

- **Vérification dans la section 3 - 3**

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment $M = 0.1T$

$$T = A \times \sigma_a = 12.56 \times 1.16 \times 10^{-1} = 1.45$$

$$M = 0.1 \times 1.45 = 0.14 \text{ KN.m}$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

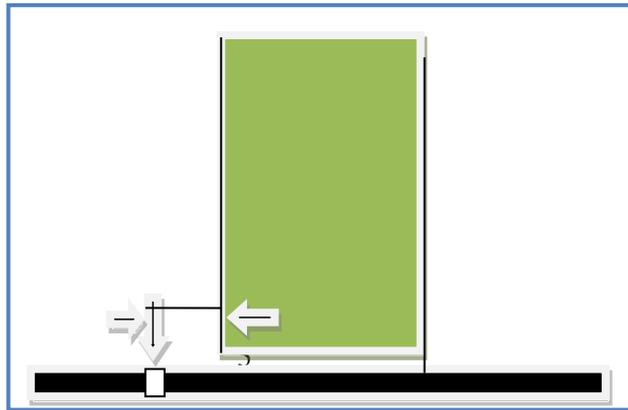


Figure 16 : Vérification dans la section 3 – 3. [1]

Il faut vérifiée que :

$$\frac{M \times 6}{50t^2} \leq f_y \quad t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{0.14 \times 6}{50 \times 23.5}} = 0.026 \text{ cm}$$

$$t \geq 0.026 \text{ cm}$$

Conclusion : on prendra une platine d'épaisseur : $t = 10 \text{ mm}$.

VI.9. Dimensionnement de la tige d'ancrage des potelets

Le pied des potelets sont articulé

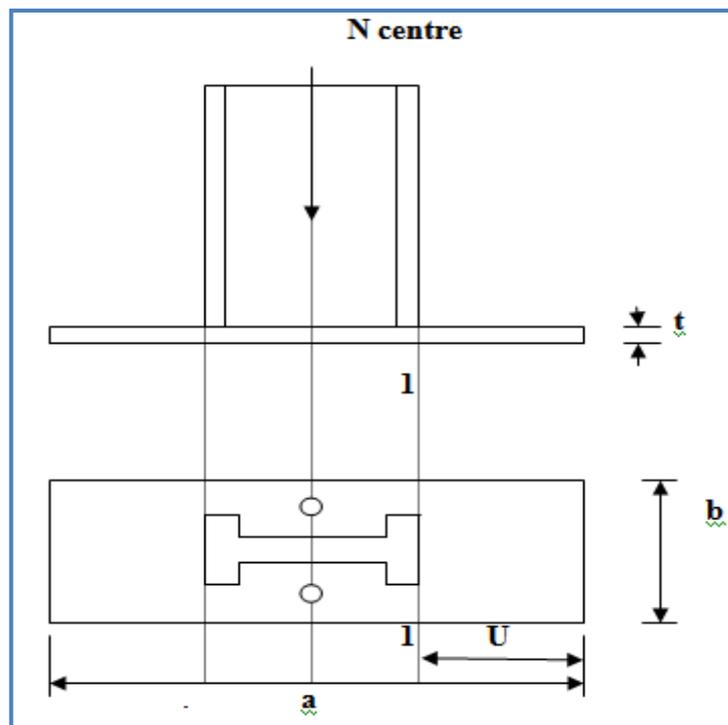


Figure 17: pied de poteau articulé.

$N_t = 12.29 \text{ KN} \longrightarrow \text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$

h : La hauteur de la section IPE 200. $\Rightarrow h = 200 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 ; 150) \text{ mm}$

On prend : $c = 100 \text{ mm}$

D'où : $a = h + 2c = 200 + 2 \times 100 = 400 \text{ mm}$

$b = b + 2c = 100 + 2 \times 100 = 300 \text{ mm}$

L'ancrage est réalisé par deux tiges

$$\frac{N_t}{2} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{2N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\Phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 12.29}{3.14 \times 23.5}} = 0.57 \text{ cm.}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 2 \text{ cm}$.

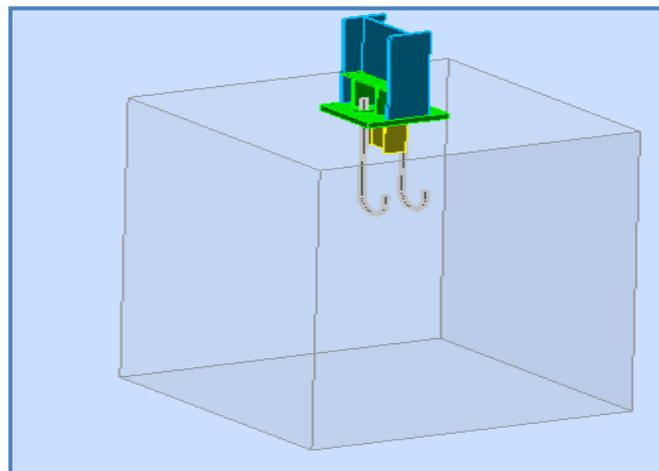


Figure 18: Tige d'ancrage des potelets.

VI.9.1. Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est par la règle suivante

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7gc}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{a_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_t}{6} \dots \dots \dots \text{(CCM.97)}$$

$l_1 = 20\phi = 20 \times 2 = 40 \text{ cm}$

$$l_2 = 2\phi = 2 \times 2 = 4 \text{ cm}$$

$$r = 3\phi = 3 \times 2 = 6 \text{ cm}$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

N_a : Effort normal résistant par scellement d'une tige.

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5} \right)^2} (40 + 6.4 \times 6 + 3.5 \times 4) = 32.51 \text{ KN} \geq \frac{12.29}{6} = 2.04 \text{ KN} \dots \text{Vérfiée}$$

VI.9.2. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle de la fondation

$L_p = 30 \text{ cm}$ (longueur de la platine),

$B_p = 40 \text{ cm}$ (largeur de la platine).

$$\sigma = \frac{N_t}{L_p \times B_p} = \frac{12.29 \times 10^3}{300 \times 40} = 0.1 \text{ MPa} < f_{ub} = 14.16 \text{ MPa}$$

VI.9.3. Détermination de l'épaisseur de la platine

Il faut vérifiée que :

$$\sigma \cdot b \cdot \frac{\mu^2}{2} \leq f_y \cdot \frac{b \cdot t^2}{6} \quad \text{Soit.} \quad t \geq \mu \times \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 0.1}{235}} = 1.78 \text{ mm} \quad \text{On prend : } t = 10 \text{ mm}$$

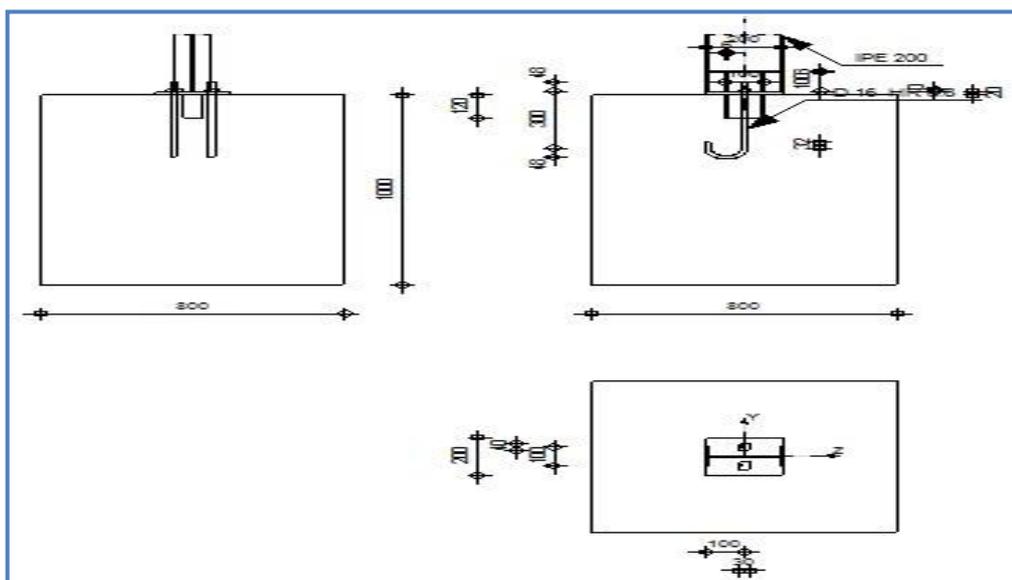


Figure 19 : Représentation Assemblage des pieds des potelets.

CHAPITRE VII

ETUDE FONDATION

VII.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Rappelle

❖ Les types des fondations

-Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;

-Fondation profonde : (Semelle sous pieux).

VII.2. Choix des fondations

- Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.
- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
 - La nature et le poids de la superstructure,
 - La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction,
 - La qualité du sol de fondation.

Donc sont calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du $\sigma_{\text{sol}} = 1.5$ bars).

VII.3. Etude des semelles

a. Semelle isolée

Dans ce type de semelle on doit faire l'étude de 3 cas :

- ✓ Semelle de coin
- ✓ Semelle intermédiaire
- ✓ Semelle central

- Sollicitations

Tableau 1. Valeurs des efforts donnés par le logiciel ROBOT

Sollicitation	Situation durable	Valeur
$N_{sd}(\text{KN})$	E.L.U : (1.35G+ 1.5Q)	69.24
	E.L.S : (G+ Q)	49.83
$M_z (\text{KN.m})$	E.L.U : (1.35G+ 1.5Q)	-11.07
	E.L.S : (G+ Q)	-7.85
$M_y (\text{KN.m})$	E.L.U : (1.35G+ 1.5Q)	-0.29
	E.L.S : (G+ Q)	-0.21

VII.3.1. Pré dimensionnement de la semelle de poteau

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($h*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($H*B$).

h et b : Dimension du poteau considéré. (HEA 300),

H et B : Dimension de la semelle,

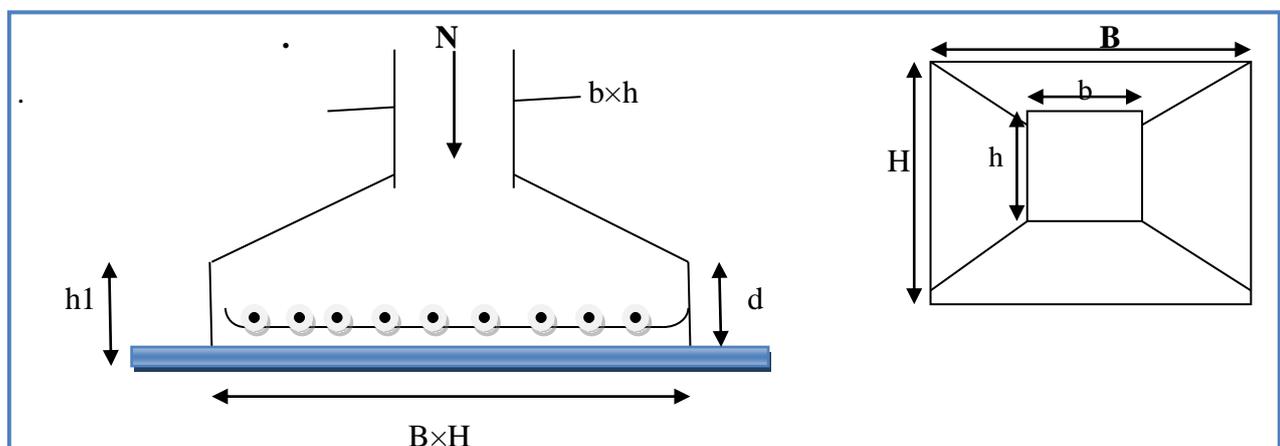


Figure 1: Dimension de la semelle.[12]

$h_1 : d + c$; avec $c = 5$ cm. (Béton de propreté).

d : Hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91-ch 15.III-Art1.2}) \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right.$$

1. Critère de non poinçonnement

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$: Situation accidentelle,
- $\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$: Situation durable.

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$h = b = 50$ cm

$$\frac{h}{b} = \frac{B}{H} \quad \rightarrow \quad B = H$$

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés. (**Voir chapitre 06 calculs des assemblages- pieds de poteau**).

VII.3.2. Dimensionnement de la semelle

- **Situation accidentelle** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}.$$

Avec : $e_0 = \frac{My}{N} = \frac{-0.29}{69.24} = - 0.004$ m

$2\sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300$ KN/m²

$$\sigma_M = \frac{69.24}{B \times \left(\frac{0.5 \times B}{0.5} \right)} \left(1 + \frac{6 \times 0.004}{\left(\frac{0.5 \times B}{0.5} \right)} \right) \leq 300 \text{ KN/m}^2$$

$300B^3 + 69.24B + 1.6 \geq 0$ $B = 1.75$ m

Soit $B = 1.8$ m et $H = 1.8$ m

- **Situation durable** $\sigma_M < 1.33\sigma_{sol}$

$$\sigma_M = \frac{N}{H \times B} \left(1 + x d \frac{6 \times e_0}{H}\right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = \frac{N}{B \times \left(\frac{h \times B}{b}\right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{h \times B}{b}\right)}\right) \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\sigma_M = \frac{69.24}{B \times \left(\frac{0.5 \times B}{0.5}\right)} \left(1 + \frac{6 \times 0.004}{\left(\frac{0.5 \times B}{0.5}\right)}\right) \leq 199.5 \text{ KN/m}^2$$

$$199.5B^3 + 69.24B + 1.6 \geq 0 \quad B = 2.18 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles $B = 2.2\text{m}$ et $H = 2.2\text{m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{H-h}{4} \end{array} \right. \rightarrow d = \frac{2.2-0.5}{4} = 0.425 \text{ m}$$

On prend $d = 45 \text{ cm}$

$$h_1 = d + c = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

l_1 : Hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2 - h_1 = 2 - 0.5 = 1.5 \text{ m}$$

✓ **Poids de la semelle**

$$P = H \times B \times h_1 \times \gamma. \quad \text{Avec : } \gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$P = 2.2 \times 2.2 \times 0.5 \times 25 = 60.5 \text{ KN}$$

VII.3.3. Vérification des contraintes

$$\text{Sens B} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{H \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) \quad \text{avec } e_0 = \frac{Mz}{N} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 2\sigma_{sol} : \text{Situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} : \text{Situation durable} \end{array} \right.$$

$$\text{Sens H} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{H \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{H}\right) \leq \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{H \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{H}\right) \quad \text{avec } e_0 = \frac{My}{N} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 2\sigma_{sol} : \text{Situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} : \text{Situation durable} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau 2 : Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation durable	ELU	Sens H	-0.004	$0.7 < 1.99$	0.67	$0.35 < 1.5$
		Sens B	-0.15	$1.31 < 1.99$	0.69	$0.81 < 1.5$
	ELU	Sens H	-0.004	$0.51 < 1.99$	0.48	$0.26 < 1.5$
		Sens B	-0.15	$0.94 < 1.99$	0.49	$0.58 < 1.5$

Les contraintes moyennes sont toutes vérifiées donc : $B = 2.2\text{m}$ et $H = 2.2\text{m}$

VII.3.4. Détermination des armatures de la semelle

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{b}{6} & \rightarrow \text{Sens B} \\ e_0 < \frac{h}{6} & \rightarrow \text{Sens H} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{B}{24} & \rightarrow \text{Sens B} \\ e_0 < \frac{H}{24} & \rightarrow \text{Sens H} \end{cases}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \rightarrow \text{sens B}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H}\right) \rightarrow \text{sens H}$$

Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1 .

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left[\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right]^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

$$M_1 = (4 \times H + 0.3 \times h - 9 \times e_0) \left[\frac{\frac{H}{2} - 0.35 \times h}{\frac{H}{2} - e_0} \right]^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens H}$$

a) Situation durable

• A l'E.L.U :❖ Armatures parallèles à H = 2.2m

$$\begin{cases} e_0 = 0.004 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.08 \text{ m} \\ e_0 = 0.004 \text{ m} < \frac{H}{24} = \frac{2.2}{24} = 0.09 \text{ m} \end{cases}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H}\right) = 69.24 \left(1 + \frac{3 \times 0.004}{2.2}\right) = 69.61 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(H-h)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69.61 \times (2.2 - 0.5)}{8 \times 0.45 \times 348000} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.94 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures parallèles à B = 2.2 m

$$\begin{cases} e_0 = 0.15 \text{ m} > \frac{b}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.08 \text{ m} \\ e_0 = 0.15 \text{ m} > \frac{B}{24} = \frac{2.2}{24} = 0.09 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left[\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right]^2 \times \frac{N}{27}$$

$$M_1 = (4 \times 2.2 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.15) \left[\frac{\frac{2.2}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2.2}{2} - 0.15} \right]^2 \times \frac{69.24}{27} = 18.47 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \times f_{st}}$$

$$Z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.45 = 0.4 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{18.47 \times 10^{-3}}{0.4 \times 400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.15 \text{ cm}^2$$

• A l'E.L.S:❖ Armatures parallèles à H = 2.2 m

$$\begin{cases} e_0 = 0.004 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.08 \text{ m} \\ e_0 = 0.004 \text{ m} < \frac{H}{24} = \frac{2.2}{24} = 0.09 \text{ m} \end{cases}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{H}\right) = 49.83 \left(1 + \frac{3 \times 0.004}{2.2}\right) = 50.1 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(H-h)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{50.1 \times (2.2 - 0.5)}{8 \times 0.45 \times 348000} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.67 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures parallèles à B = 2.2 m**

$$\begin{cases} e_0 = 0.15 \text{ m} > \frac{b}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.08 \text{ m} \\ e_0 = 0.15 \text{ m} > \frac{B}{24} = \frac{2.2}{24} = 0.09 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \left[\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right]^2 \times \frac{N}{27}$$

$$M_1 = (4 \times 2.2 + 0.3 \times 0.5 - 9 \times 0.15) \left[\frac{\frac{2.2}{2} - 0.35 \times 0.5}{\frac{2.2}{2} - 0.15} \right]^2 \times \frac{49.83}{27} = 13.29 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \times f_{st}}$$

$$Z = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.45 = 0.4 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{13.29 \times 10^{-3}}{0.4 \times 400} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.83 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité

$$\text{Min } A_B = \text{Min } A_H = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 220 \times 50 = 13.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = \text{Min } A_H = 13.2 \text{ cm}^2$$

c) Dispositions constructives

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > H/4$ sens H et $l_s > B/4$ sens B)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : Longueur de scellement.

$$\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

Suivant H :

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} < \frac{H}{4} = \frac{220}{4} = 55 \text{ cm.}$$

Suivant B:

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32 \text{ cm} < \frac{B}{4} = \frac{220}{4} = 55 \text{ cm.}$$

Donc les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, sans crochets suivant les deux sens.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 3: Les armatures des semelles.

Armatures	Situation durable		A_{\min} (cm ²)	Nombre de barre	A_s (cm ²)	l_s	S_t (cm)
	ELU	ELS					
A_s (H)	0.94	0.67	7.24	6HA12	6.79	42.32	20
A_s (B)	1.15	0.83	7.24	6HA12	6.79	42.32	20

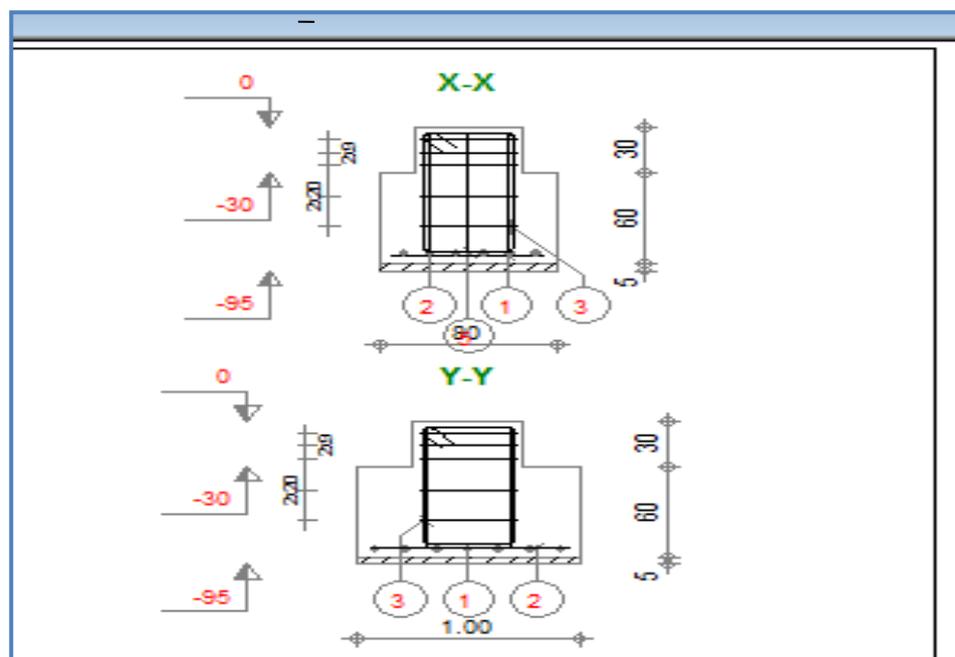


Figure 2: Schéma de ferrailage de la semelle des poteaux.

VII.4. Fondation sous potelet

Nous avons des potelets IPE 200, la surface de la platine du potelet S:

$$S = a \times b \quad \text{avec } L_p = 40\text{cm et } B_p = 30\text{cm}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \quad A = 1.33 \times B$$

- **Effort**

$$N_{sd} = 55.03 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A \times B} = \frac{N_{sd}}{A \times B^2} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$.

$$\sigma_c = \frac{55.03}{1.33 \times B^2} \leq \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2.$$

$$B = \sqrt{\frac{55.03}{1.33 \times 150}} = 0.52 \text{ m}.$$

Soit $B = 50\text{cm}$, d'où on prend $A = 60 \text{ cm}$

- **Hauteur de la semelle**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{60-40}{4} = 5\text{cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{50-30}{4} = 5\text{cm} \end{array} \right.$$

$$d \geq 5\text{cm}$$

On prend $d = 25 \text{ cm}$

- **L'encrage**

$$h_t = d + c = 25 + 5 = 30\text{cm} \quad \text{Avec } c = 5\text{cm}$$

$$\frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{3} \leq h_p \leq \frac{30}{2} = 10 \leq h_p \leq 15$$

Soit $h_p = 15 \text{ cm}$

On doit vérifier que:

$$\sigma_c = \frac{N_t}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $N_t = N_{sd} + 1.35P_s$

P_s : poids de la semelle,

$$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$P_s = A \times B \times h_1 \times \gamma$$

$$P_s = 0.3 \times 0.5 \times 0.6 \times 25 = 2.25 \text{ KN}$$

D'où:

$$N_t = 55.03 + 1.35 \times 2.25 = 58.06 \text{ KN}$$

$$\sigma_c = \frac{58.06}{50 \times 60} = 0.19 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 1.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ V\u00e9rifi\u00e9e.}$$

- **Calcul des armatures**

Calcul de ferrailage par la m\u00e9thode des bielles: la semelle se comporte en une semelle isol\u00e9e la transmission de N par des bielles.

$$F_x = \frac{N_t (A-a)}{8d} = \frac{58.06 (60-40)}{8 \times 25} = 5.8 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_t (B-b)}{8d} = \frac{58.06 (50-30)}{8 \times 25} = 5.8 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\sigma_s} = A_x = \frac{5.8 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F_y}{\sigma_s} = A_y = \frac{5.8 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = 0.16 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilit\u00e9**

$$A_x \geq A_{x \text{ min}}$$

$$A_y \geq A_{y \text{ min}}$$

Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$

$$A_{x \text{ min}} = 0.23 \times \left(\frac{f_{t28}}{f_c} \right) \times A \times d = 0.23 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) \times 60 \times 25 = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \text{ min}} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ min}} = 0.23 \times \left(\frac{f_{t28}}{f_c} \right) \times B \times d = 0.23 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) \times 50 \times 25 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ min}} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On: } \begin{cases} A_{x \text{ min}} = 1.81 > A_x = 0.16 \quad \Leftrightarrow \quad A_x = A_{x \text{ min}} = 1.81 \text{ cm}^2 \\ A_{y \text{ min}} = 1.5 > A_y = 0.16 \quad \Leftrightarrow \quad A_y = A_{y \text{ min}} = 1.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans le plan xx' , on prend $6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm entre deux barres. Dans le plan yy' , on prend $6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 20cm entre deux barres.

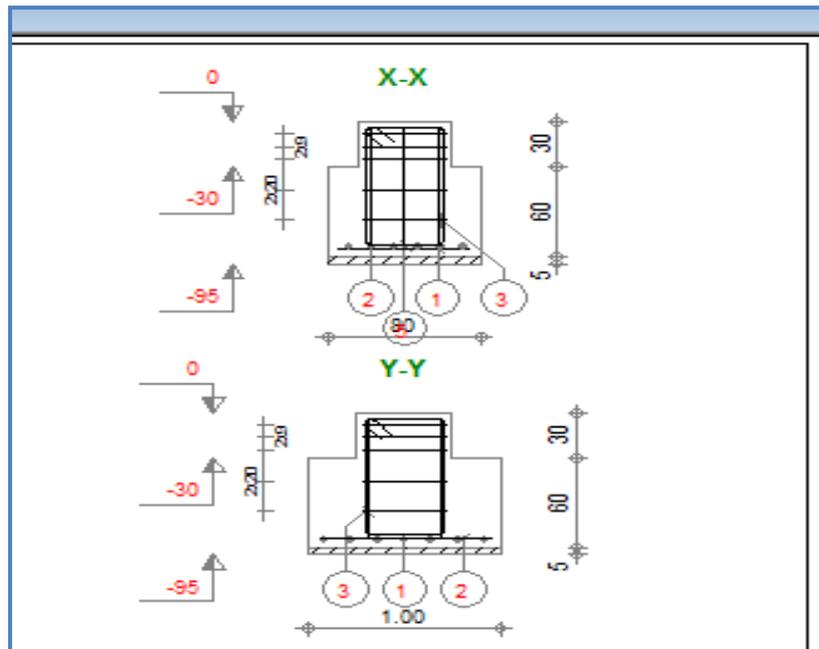


Figure 3: Schéma de ferrailage de la semelle des poteaux.

VII.5. Etudes des longrines

Longrines sont des éléments d'infrastructure ; qui ont pour rôle de relier les semelles elles sont sollicitées par un effort de traction estimé à l'effort normal.

VII.5.1. Dimensionnement des longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le PA99vs2003 sont :

- 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30 cm x 30 cm : sites de catégorie S4

On prend des longrines de dimensions (30×35) cm² juste pour renforcer la plateforme.

VII.5.2. Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots (\text{RPA99v2003.Art.10.1.1.b})$$

Avec :

N: Valeur maximale de charges verticales de la gravité apportée par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$\alpha = 12$ (zone IIa, site S3).

VII.5.3. Calcul de ferrailage

• **E.L.U**

$N_{u \max} = 65.87 \text{ KN}$

$F_u = \frac{65.87}{12} = 5.48 \text{ KN}$

$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{5.48 \times 10^3}{348} = 15.74 \text{ mm}^2$ Avec: $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$A_{st} = 0.15 \text{ cm}^2$

• **E.L.S**

$N_{s \max} = 46.60 \text{ KN}$

$F_s = \frac{46.60}{12} = 3.88 \text{ KN}$

$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{st}} = \frac{3.88 \times 10^3}{348} = 11.14 \text{ mm}^2$ Avec: $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$A_{st} = 0.11 \text{ cm}^2$

Le RPA 99 version 2003 exige une section minimale de 0,6 de la section du béton.

$A_{\min} = 0,6 \% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$

On prend: $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

VII.5.4. Condition de non fragilité

On prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$A_{st \min} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400}$

$A_{st \min} \geq 1,26 \text{ cm}^2$

$A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_{st \min} = 1,26 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

VII.5.5. Calcul des armatures transversales

$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_{\min} ; b/10)$

$$\Phi_t \leq \min (35/35 ; 1 ; 30/10)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

VII.5.6. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $S_t \leq (20\text{cm}; 15 \Phi_t)$

On prend des espacements de 10 cm.

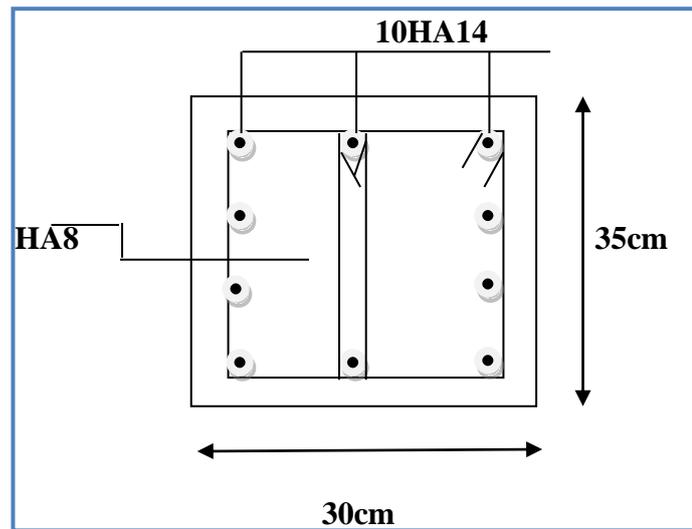


Figure 4: Schéma de ferrailage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte, notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Les conclusions générales qu'on peut tirer de cette analyse est la suivante :

- ✓ Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas toujours négligeable.
- ✓ L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques.
- ✓ L'utilisation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel, dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité.
- ✓ La nécessité que les profilés choisis doit être résister aux différents phénomènes d'instabilité.
- ✓ La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- ✓ Une attention particulière doit être accordée à la rigidité de l'assemblage permettant d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les traverse.
- ✓ En raison de son poids relativement léger et sa facilité de construction, Cette propriété fait de l'acier un matériau de structure très attractif pour les immeubles de grande hauteur et permettent à avoir des grandes portée

L'obtention d'un ouvrage conforme au règlement exigés est très nécessaire, qui sert à résister aux différent sollicitations et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support aux nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] *‘‘Etude d’un hangar en charpente métallique’’*; DEROUICHE Lydia et OUZAICH Moumen; mémoire Master 2, 2017, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA.
- [2] *‘‘Etude d’un hangar en charpente métallique avec Mezzanine’’*; Ouaret Lydia et Latbi Nassima; mémoire Master 2, 2015, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA.
- [3] *‘‘Etude d’un hangar en construction métallique à usage de fabrication mécanique’’*; AMMOUCHI Hanane et HAMMOUMA Hakima; mémoire Master2, 2015, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA.
- [4] *‘‘Etude d’un hangar en charpente métallique à usage de stockage avec un pont roulant’’*; AMRANE LYES; mémoire Master2, 2016, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA.
- [5] *‘‘ Etude d’un hangar en charpente métallique avec mezzanine’’*; BOUNAB ZAHIR BEKOUICHE HAMZA ; mémoire Master2, 2015, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA
- [6] *‘‘Étude d’un hangar industriel avec un pont roulant en construction métallique’’*; OUALI Mohand tayeb et HAMMOUDI Abdelkader ; mémoire Master2, 2014, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA
- [7] *‘‘Etude et dimensionnement d’un hangar a ouled mimoune (w- tlemcen)’’*; ARBAOUI FAWZIA ; mémoire Master2, 2017, Université Aboubakr Belkaid TLEMCEN
- [8] *‘‘Calcul des éléments résistants d'une construction métallique’’*; Lahlou Dahmani; mémoire Master2, 2004, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.
- [9] *‘‘Calcul des éléments résistants d'une construction métallique selon l'eurocode3’’*; JEAN MOREL.
- [10] *‘‘ Etude d’un hangar en construction métallique a usage de stockage’’*; CHERFA Rosa et DJAOUDI Lydia ; mémoire Master2, 2018, Université MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU.
- [11] *‘‘Etude de deux hangars en charpente métallique à usage industrielle’’*; AIT ALDJET Merieme et KHANOUCHE Louisa ; mémoire Master2, 2014, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA

[12] *‘‘Etude d’une salle de sport en charpente métallique’’*; BEKKOUR Walid et KERKOUR Samir ; mémoire Master2, 2015, Université Abderrahmane MIRA- BEJAIA.

[13] *‘‘Etude Et Dimensionnement d’un hall métallique’’* ; Maria YEZLI ; mémoire Master2, 2014, Université Aboubakr Belkaid TLEMCEN.

[14] *‘‘Etude d’un bâtiment industriel en charpente métallique’’* ; BENMESSAOUD Khaled ; mémoire Master2, 2012, Université Aboubakr Belkaid TLEMCEN.

[15] *‘‘Etude et dimensionnement d’un hangar métallique de stockage’’*; BENSALAH Hassen et LAHMER Islem ; mémoire Master2, 2017, Université Aboubakr Belkaid TLEMCEN

REGLEMENTATIONS

RPA99-V-2003: Règles parasismiques Algériennes ;

RNV99-V-2013: Règles définissant les effets de la neige et du vent ;

CCM 97: Règles de calcul des constructions en acier;

DTR C2.2: Document technique règlement (charges permanentes et d’exploitation.);

BAEL91.V.99: Béton armé aux états limite (J.P.Mougins, Ed. Eyrolles 2000) ;

EUROCODE 3: Calcul des structures métalliques

ANEXES

ANNEXES

ANNEXE 1 :

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§ 2.4.5.
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	§ 2.4.4
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau 2.1 : Étapes de calcul des actions dues au vent

ANNEXE 2 :

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$

ANNEXE 3 :

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

ANNEXE 4 :

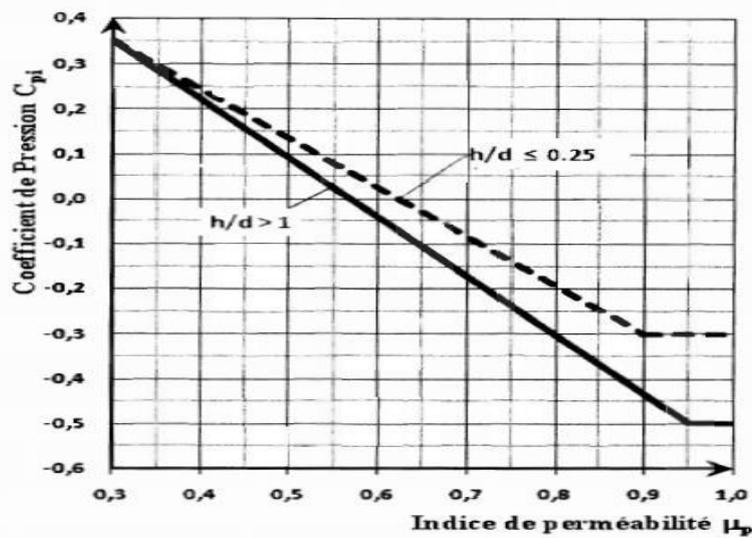
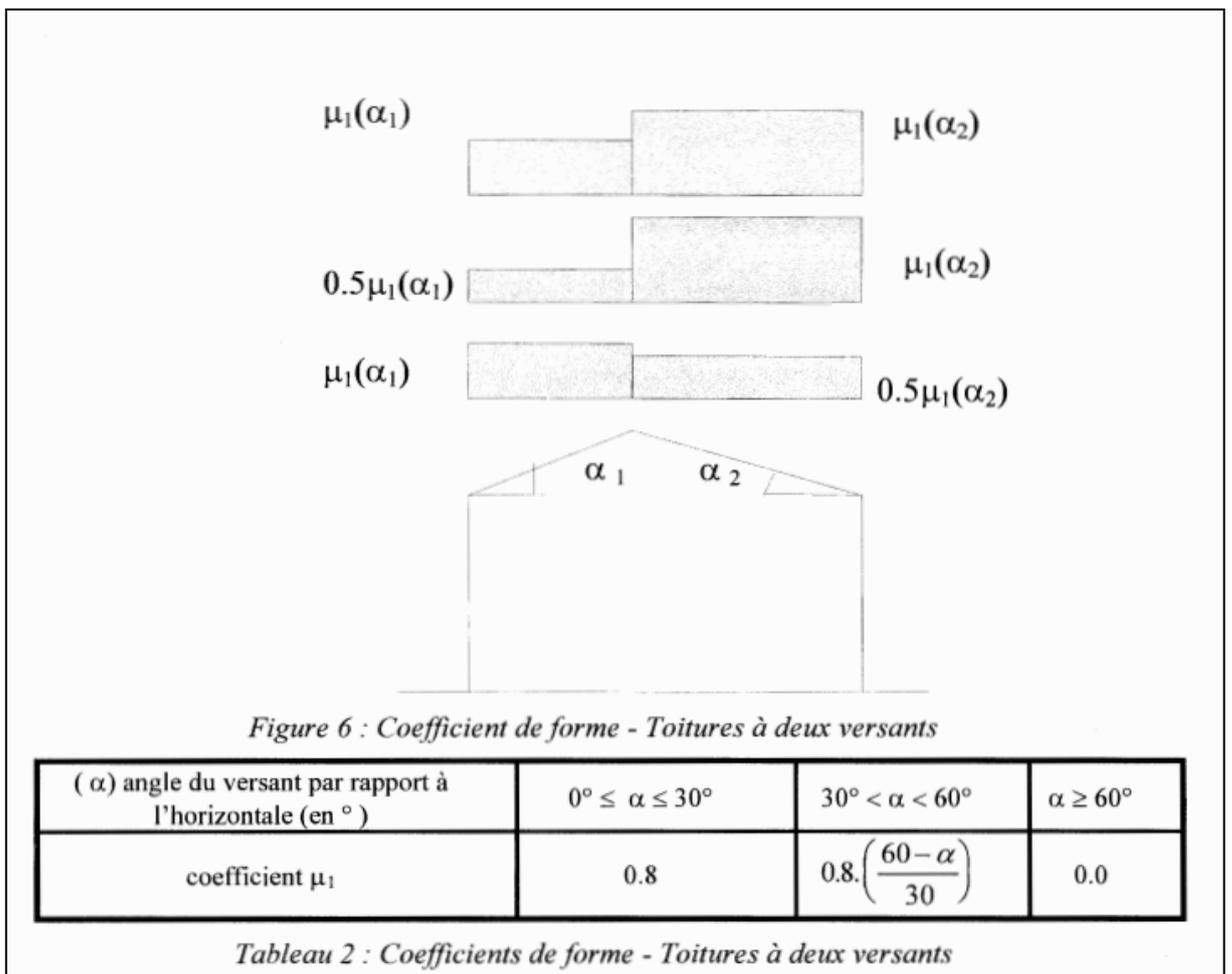
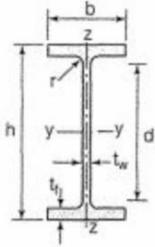


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

ANNEXE 5 :



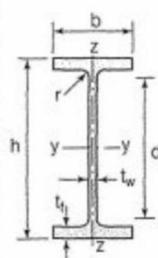
ANNEXE 6 : tableaux des profilés

Poutrelles									
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.								
IPE		Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	h ₁	P	A
		h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²
	IPE 80	80,0	46	3,8	5,2	5	59,6	6,0	7,6
	IPE 100	100,0	55	4,1	5,7	7	74,6	8,1	10,3
	IPE 120	120,0	64	4,4	6,3	7	93,4	10,4	13,2
	IPE 140	140,0	73	4,7	6,9	7	112,2	12,9	16,4
	IPE 160	160,0	82	5,0	7,4	9	127,2	15,8	20,1
	IPE 180	180,0	91	5,3	8,0	9	146,0	18,8	23,9
	IPE 200	200,0	100	5,6	8,5	12	159,0	22,4	28,5
	IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4
	IPE 240	240,0	120	6,2	9,8	15	190,4	30,7	39,1
	IPE 270	270,0	135	6,6	10,2	15	219,6	36,1	45,9
	IPE 300	300,0	150	7,1	10,7	15	248,6	42,2	53,8
	IPE 330	330,0	160	7,5	11,5	18	271,0	49,1	62,6
	IPE 360	360,0	170	8,0	12,7	18	298,6	57,1	72,7
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	331,0	66,3	84,5	
IPE 450	450,0	190	9,4	14,6	21	378,8	77,6	98,8	
IPE 500	500,0	200	10,2	16,0	21	426,0	90,7	115,5	
IPE 550	550,0	210	11,1	17,2	24	467,6	105,5	134,4	
IPE 600	600,0	220	12,0	19,0	24	514,0	122,4	156,0	

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-205
Tolérances : NF EN 10034



Caractéristiques de calcul

Moment d'inertie de torsion

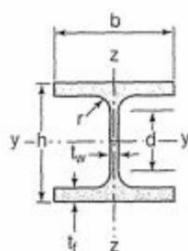
IPE (suite)

	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J	
	I_y	$W_{el,y}$	I_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}		I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²		cm ⁴
IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70	
IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20	
IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74	
IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45	
IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60	
IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79	
IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98	
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07	
IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88	
IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94	
IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12	
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15	
IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32	
IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08	
IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87	
IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29	
IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24	
IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42	

Poutrelles

MATIÈRE

Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.



Dimensions

Masse par mètre

Aire de la section

h	b	a	e	r	h ₁	P	A
h	b	t _w	t _f	r	d	P	A
mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²

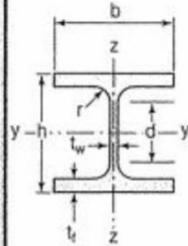
HEA

HEA 100	96	100	5,0	8	12	56	16,7	21,2
HEA 120	114	120	5,0	8	12	74	19,9	25,3
HEA 140	133	140	5,5	8,5	12	92	24,7	31,4
HEA 160	152	160	6,0	9	15	104	30,4	38,8
HEA 180	171	180	6,0	9,5	15	122	35,5	45,3
HEA 200	190	200	6,5	10	18	134	42,3	53,8
HEA 220	210	220	7,0	11	18	152	50,5	64,3
HEA 240	230	240	7,5	12	21	164	60,3	76,8
HEA 260	250	260	7,5	12,5	24	177	68,2	86,8
HEA 280	270	280	8,0	13	24	196	76,4	97,3
HEA 300	290	300	8,5	14	27	208	88,3	112,5
HEA 320	310	300	9,0	15,5	27	225	97,6	124,4
HEA 340	330	300	9,5	16,5	27	243	104,8	133,5
HEA 360	350	300	10,0	17,5	27	261	112,1	142,8
HEA 400	390	300	11,0	19	27	298	124,8	159,0
HEA 450	440	300	11,5	21	27	344	139,8	178,0
HEA 500	490	300	12,0	23	27	390	155,1	197,5
HEA 550	540	300	12,5	24	27	438	166,2	211,8
HEA 600	590	300	13,0	25	27	486	177,8	226,5
HEA 650	640	300	13,5	26	27	534	189,7	241,6
HEA 700	690	300	14,5	27	27	582	204,5	260,5
HEA 800	790	300	15,0	28	30	674	224,4	285,8
HEA 900	890	300	16	30	30	770	251,6	320,5
HEA 1000	990	300	16,5	31	30	868	272,3	346,8

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques

NORMES DE RÉFÉRENCE

Dimensions : NF A 45-201
Tolérances : NF EN 10034



Caractéristiques de calcul

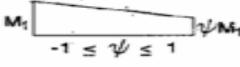
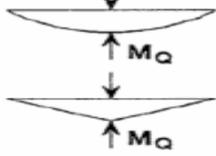
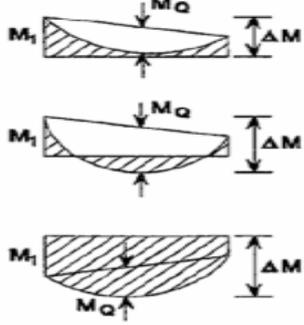
Moment d'inertie de torsion

**HEA
(suite)**

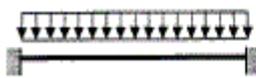
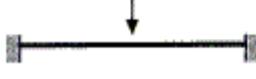
	I_x	I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J
	I_y	$W_{el,y}$	i_y	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	i_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t
	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴
HEA 100	349,2	72,8	4,06	83,0	7,6	133,8	26,8	2,51	41,1	16,9	5,24
HEA 120	606,2	106,3	4,89	119,5	8,5	230,9	38,5	3,02	58,9	20,1	5,99
HEA 140	1033,1	155,4	5,73	173,5	10,1	389,3	55,6	3,52	84,8	24,8	8,13
HEA 160	1673,0	220,1	6,57	245,1	13,2	615,5	76,9	3,98	117,6	30,1	12,19
HEA 180	2510,3	293,6	7,45	324,9	14,5	924,6	102,7	4,52	156,5	35,5	14,80
HEA 200	3692,2	388,6	8,28	429,5	18,1	1335,6	133,6	4,98	203,8	41,6	20,98
HEA 220	5409,7	515,2	9,17	568,5	20,7	1954,5	177,7	5,51	270,6	50,2	28,46
HEA 240	7763,2	675,1	10,05	744,6	25,2	2768,9	230,7	6,00	351,7	59,7	41,55
HEA 260	10455,0	836,4	10,97	919,8	28,8	3668,2	282,2	6,50	430,2	67,4	52,37
HEA 280	13673,3	1012,8	11,86	1112,2	31,7	4763,0	340,2	7,00	518,1	75,4	62,10
HEA 300	18263,5	1259,63	12,74	1383,3	37,3	6310,5	420,7	7,49	641,2	87,0	85,17
HEA 320	22928,6	1479,3	13,58	1628,1	41,1	6985,8	465,7	7,49	709,7	96,2	107,97
HEA 340	27693,1	1678,4	14,40	1850,5	45,0	7436,3	495,8	7,46	755,9	102,5	127,20
HEA 360	33089,8	1890,8	15,22	2088,5	49,0	7886,8	525,8	7,43	802,3	108,7	148,82
HEA 400	45069,4	2311,3	16,84	2561,8	57,3	8563,1	570,9	7,34	872,9	118,2	189,04
HEA 450	63721,6	2896,4	18,92	3215,9	65,8	9464,2	630,9	7,29	965,5	130,4	243,76
HEA 500	86974,8	3550,0	20,98	3948,9	74,7	10365,6	691,0	7,24	1058,5	142,7	309,27
HEA 550	111932,2	4145,6	22,99	4621,8	83,7	10817,2	721,1	7,15	1106,9	148,9	351,54
HEA 600	141208,1	4786,7	24,97	5350,4	93,2	11269,1	751,3	7,05	1155,7	155,2	397,81
HEA 650	175178,2	5474,3	26,93	6136,3	103,2	11721,3	781,4	6,96	1204,8	161,5	448,30
HEA 700	215301,4	6240,6	28,75	7031,8	117,0	12175,5	811,7	6,84	1256,7	168,0	513,89
HEA 800	303442,6	7682,1	32,58	8699,5	138,8	12634,7	842,3	6,65	1312,3	174,8	596,87
HEA 900	422075,0	9484,8	36,29	10811,0	163,3	13542,4	902,8	6,50	1414,5	187,4	736,77
HEA 1000	553846,2	11188,8	39,96	12824,4	184,6	13998,9	933,3	6,35	1469,7	193,7	822,41

Poutrelles												
MATIÈRE	Les nuances de base utilisées en construction métallique sont les aciers S 235, S 275 et S 355 d'après la norme NF EN 10025.											
UPN									Inclinaison des ailes : $h \leq 300 : 8 \%$ $h > 300 : 5 \%$			
	Profils	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section	Position du centre de gravité	
		h	b	a	e	r	r ₁	h ₁	P	A	d ₁	d ₂ = v _y
		h	b	t _w	t _f	r	r ₁	d	P	A	d ₁	d ₂ = v _z
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm	cm
	UPN 80	80	45	6,0	8,0	8,0	4,00	47	8,7	11,0	1,45	3,05
	UPN 100	100	50	6,0	8,5	8,5	4,50	64	10,6	13,5	1,55	3,45
	UPN 120	120	55	7,0	9,0	9,0	4,50	82	13,3	17,0	1,61	3,89
	UPN 140	140	60	7,0	10,0	10,0	5,00	98	16,0	20,4	1,76	4,24
	UPN 160	160	65	7,5	10,5	10,5	5,50	116	18,9	24,0	1,84	4,66
	UPN 180	180	70	8,0	11,0	11,0	6,00	133	21,9	27,9	1,92	5,08
	UPN 200	200	75	8,5	11,5	11,5	6,50	151	25,2	32,2	2,01	5,49
	UPN 220	220	80	9,0	12,5	12,5	6,50	167	29,4	37,4	2,14	5,86
UPN 240	240	85	9,5	13,0	13,0	7,00	185	33,2	42,3	2,23	6,27	
UPN 260	260	90	10,0	14,0	14,0	7,50	201	37,9	48,3	2,36	6,64	
UPN 280	280	95	10,0	15,0	15,0	8,00	216	41,9	53,4	2,53	6,97	
UPN 300	300	100	10,0	16,0	16,0	8,00	231	46,1	58,8	2,70	7,30	

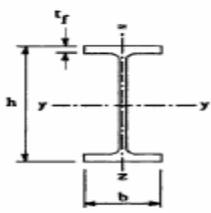
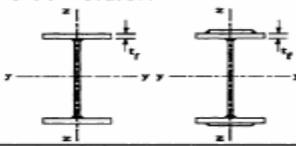
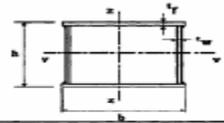
ANNEXE 7 :

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M	
Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p>  <p>M_Q M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p>  <p>M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = MaxM $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ max M + min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE 8:

Chargement et conditions d'appui dans le plan	Diagramme du moment fléchissant	C_1	C_2
		1,13	0,45
		2,57	1,55
		1,35	0,59
		1,89	1,50

ANNEXE 9:

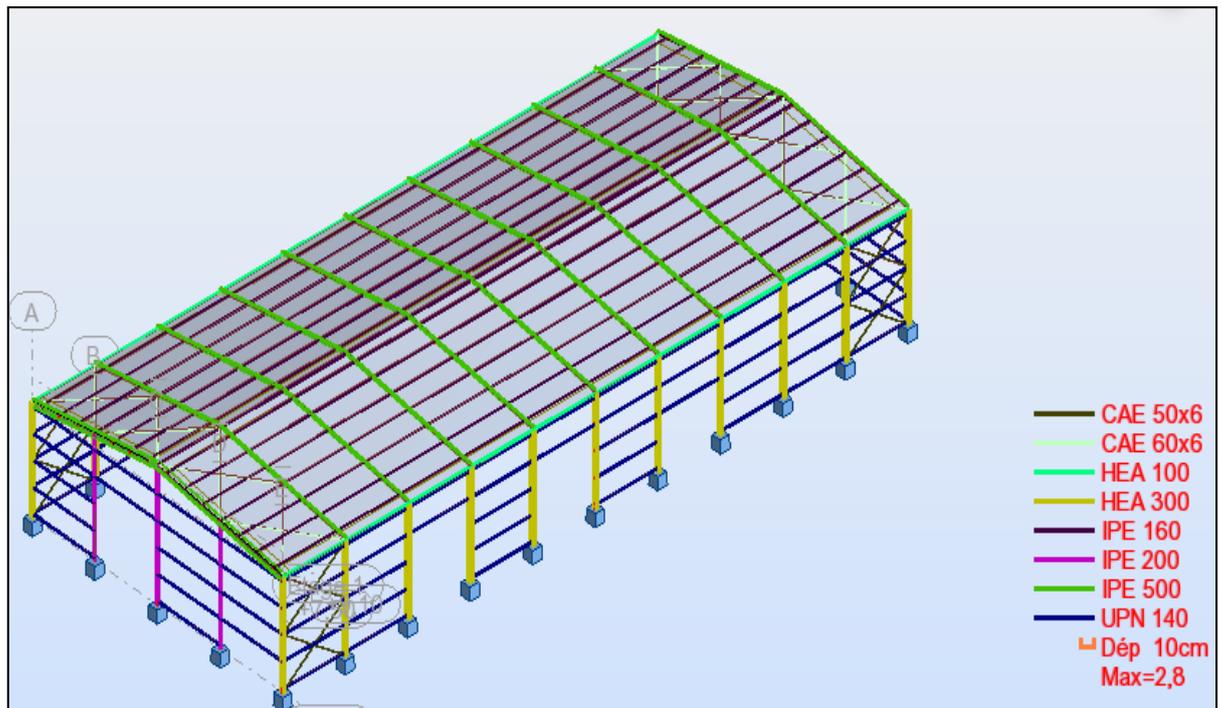
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et	quel qu'il soit	b
	$b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

ANNEXE 10 : étude des assemblages

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub} (N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

ANNEXE 11 : conception de la structure



ANNEXE 12 : cas des charges du vent

Cas de charge:

Numéro	Nom	Couleur	Ce	Ci	Ce - Ci	Delta	ks	qH	qr(z)	local/global
▶ 5427	Direction		0.800	0.300	0.500	1.000	0.800	0.47	0.24	local

Cas de charge:

Numéro	Nom	Couleur	Ce	Ci	Ce - Ci	Delta	ks	qH	qr(z)	local/global
▶ 5425	Direction		0.800	0.300	0.500	1.000	0.800	0.47	0.24	local

Cas de charge:

Numéro	Nom	Couleur	Ce	Ci	Ce - Ci	Delta	ks	qH	qr(z)	local/global
▶ 5424	Deux dire		0.800	0.300	0.500	1.000	0.800	0.47	0.24	local

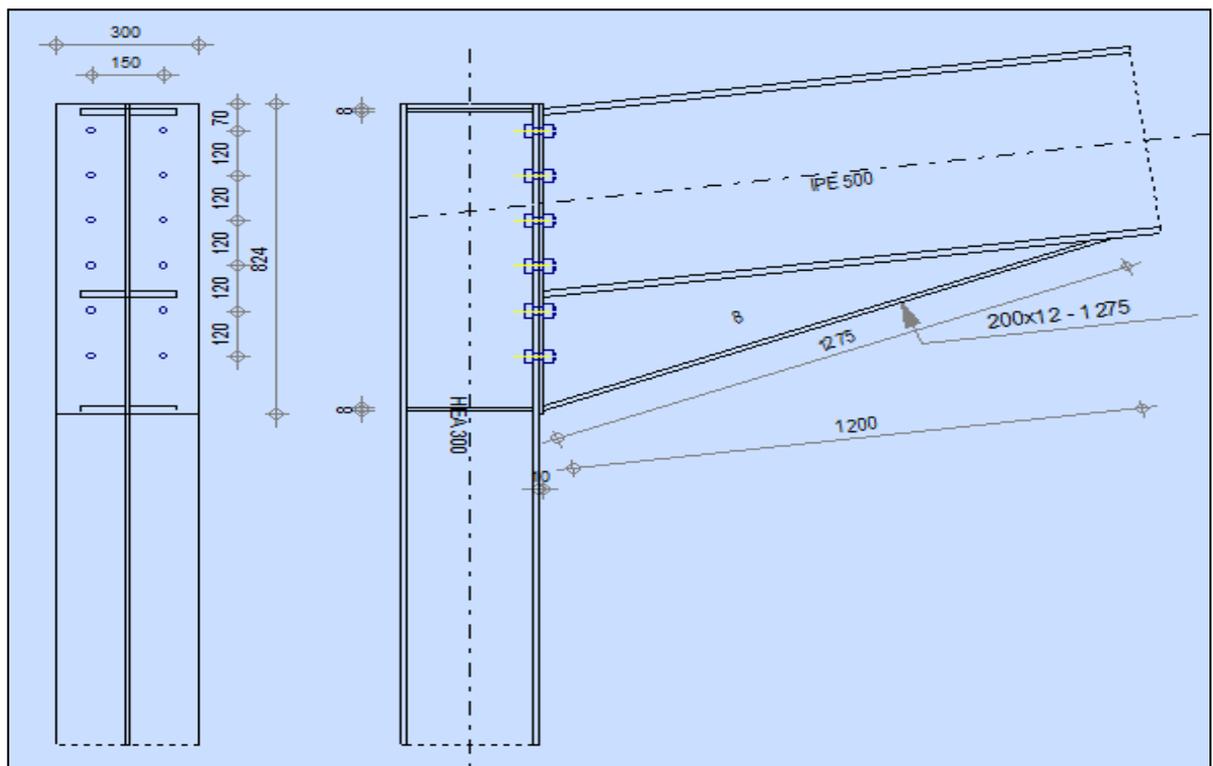
Cas de charge:

Numéro	Nom	Couleur	Ce	Ci	Ce - Ci	Delta	ks	qH	qr(z)	local/global
▶ 5428	Direction		0.800	0.300	0.500	1.000	0.800	0.47	0.24	local

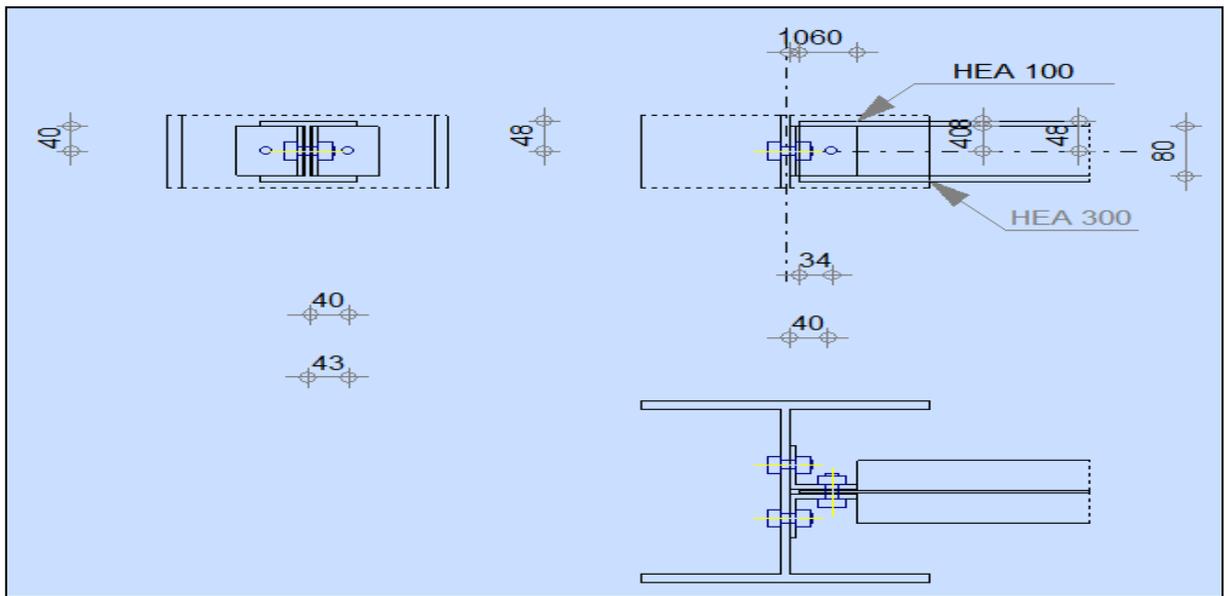
ANNEXE 13 : Vérification des familles

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteau de rive						
454 poteau4544	OK HEA 300	ACIER	110.28	104.20	0.05	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 2 poteau						
367 poteau3673	OK HEA 300	ACIER	104.59	104.20	0.49	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 4 traverse						
254 poteau2542	OK IPE 500	ACIER	59.27	281.16	0.43	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 8 poutre sablière						
495 poteau4954	OK HEA 100	ACIER E24	135.64	219.13	0.10	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 9 palé de stabilité de rive						
575 poteau5755	OK CAE 50x6	ACIER	443.14	443.14	0.11	8 EFF/1=1*1.33 + 7*
Famille : 10 poutre au vent						
589 poteau5895	OK CAE 60x6	ACIER	450.35	450.35	0.29	8 EFF/1=1*1.33 + 7*

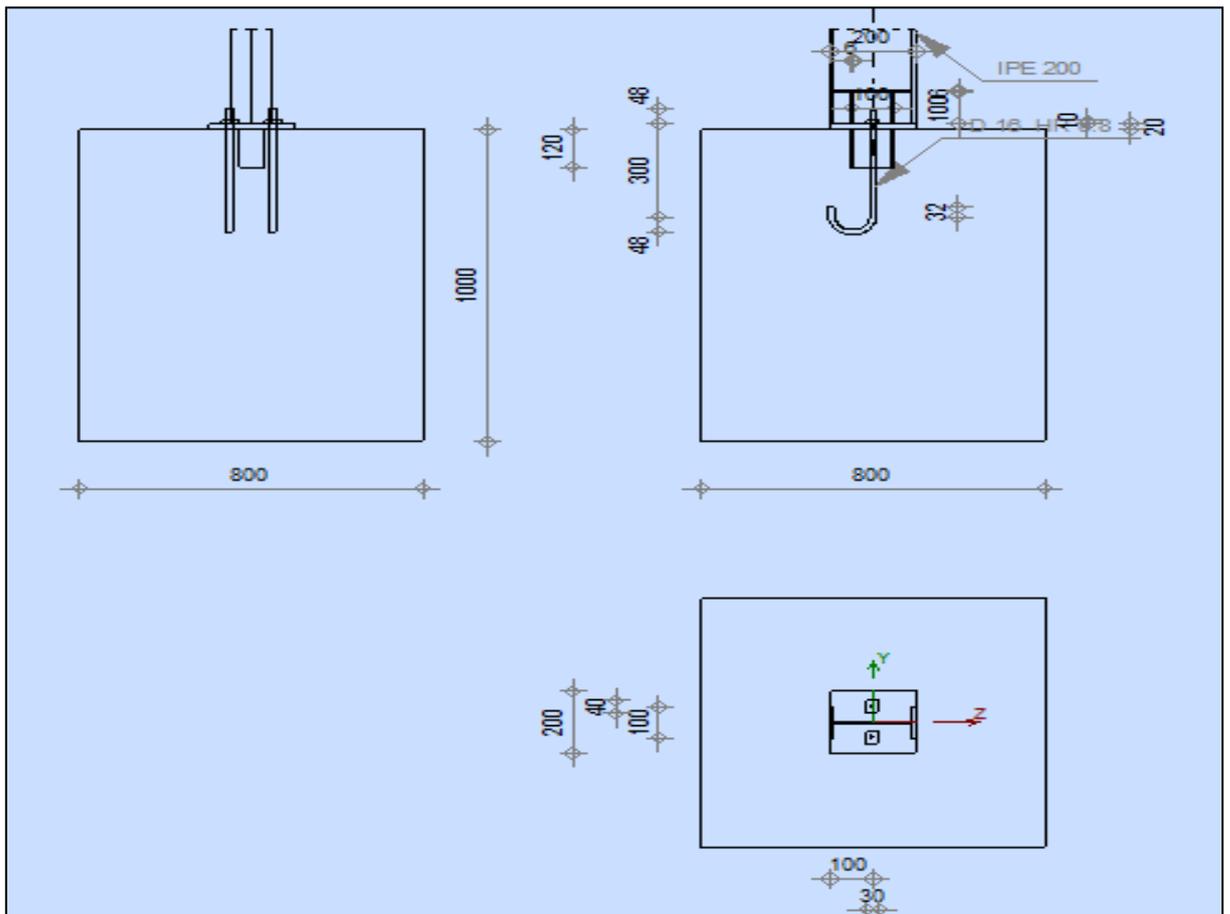
ANNEXE 14 : Assemblages poteau-traverse



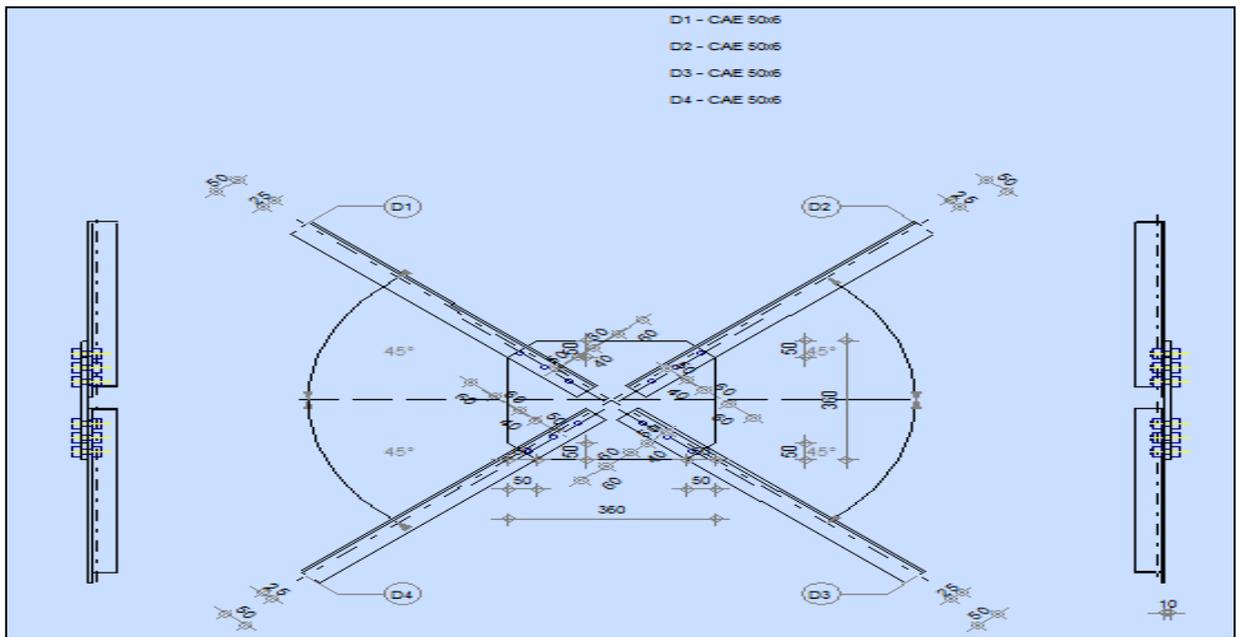
ANNEXE 17 : Assemblages poteau-poutre sablière



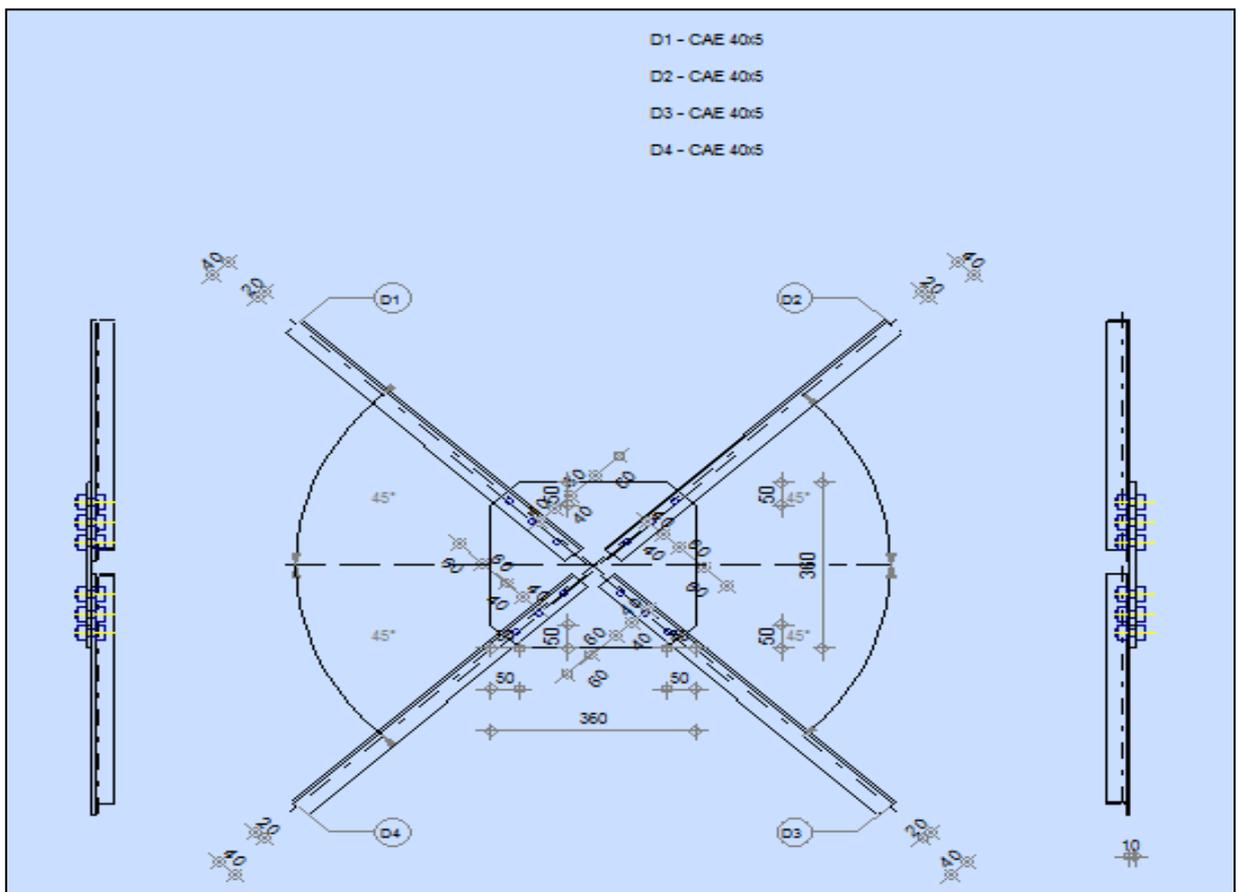
ANNEXE 18 : Assemblages pied de potelet



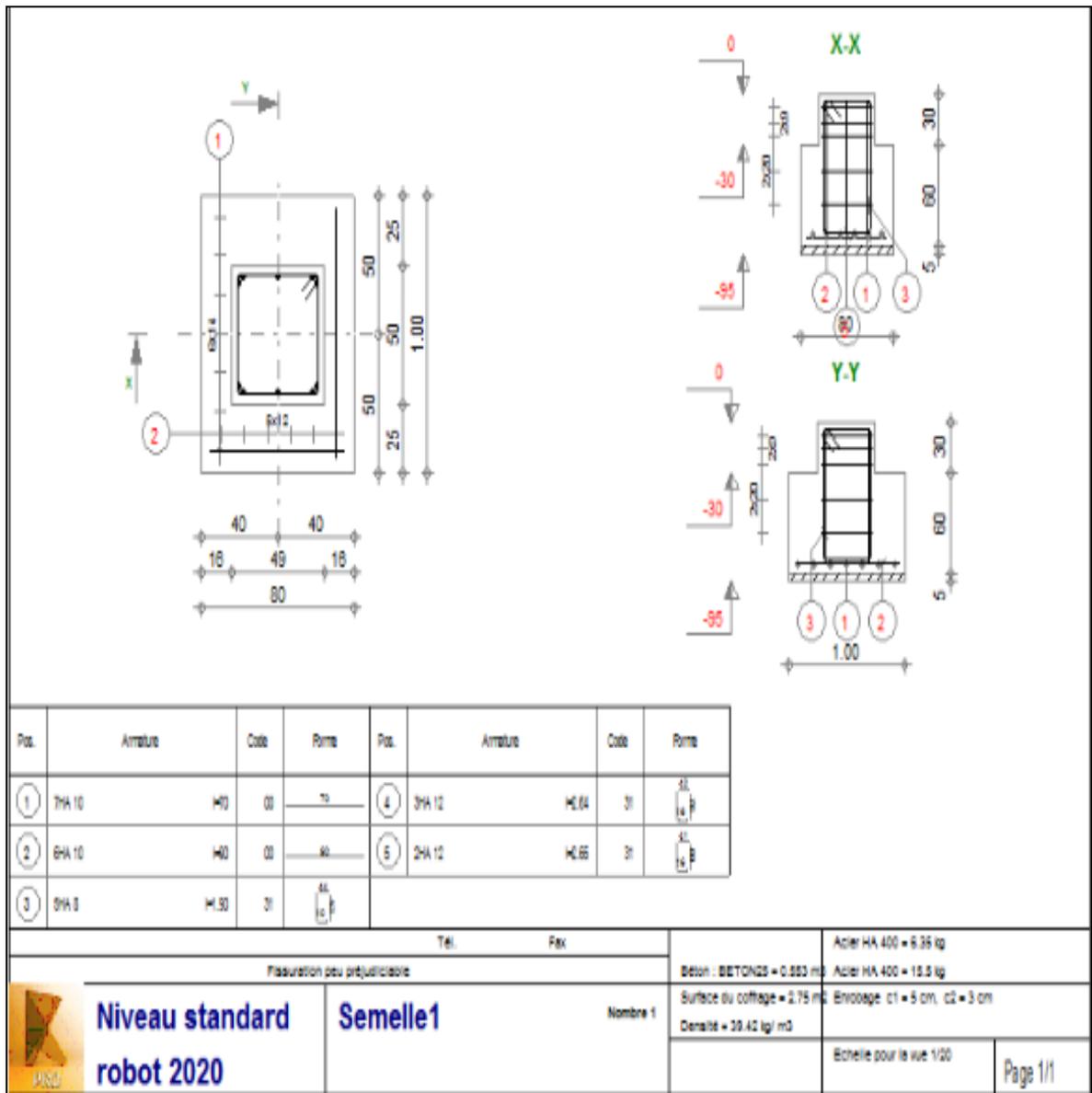
ANNEXE 19 : Assemblages palée de stabilité



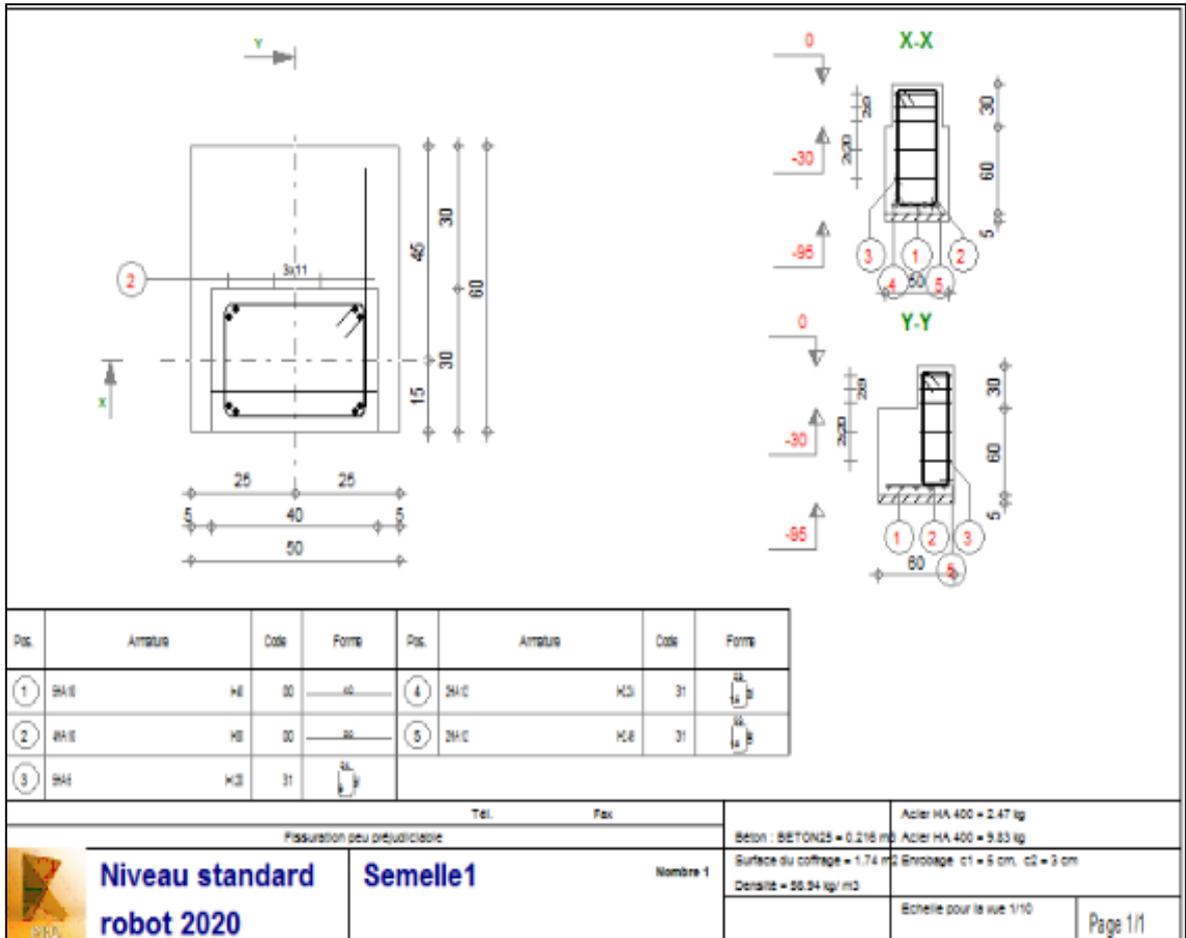
ANNEXE 20 : Assemblages poutre au vent



ANNEXE 21 : Fondation sous poteau

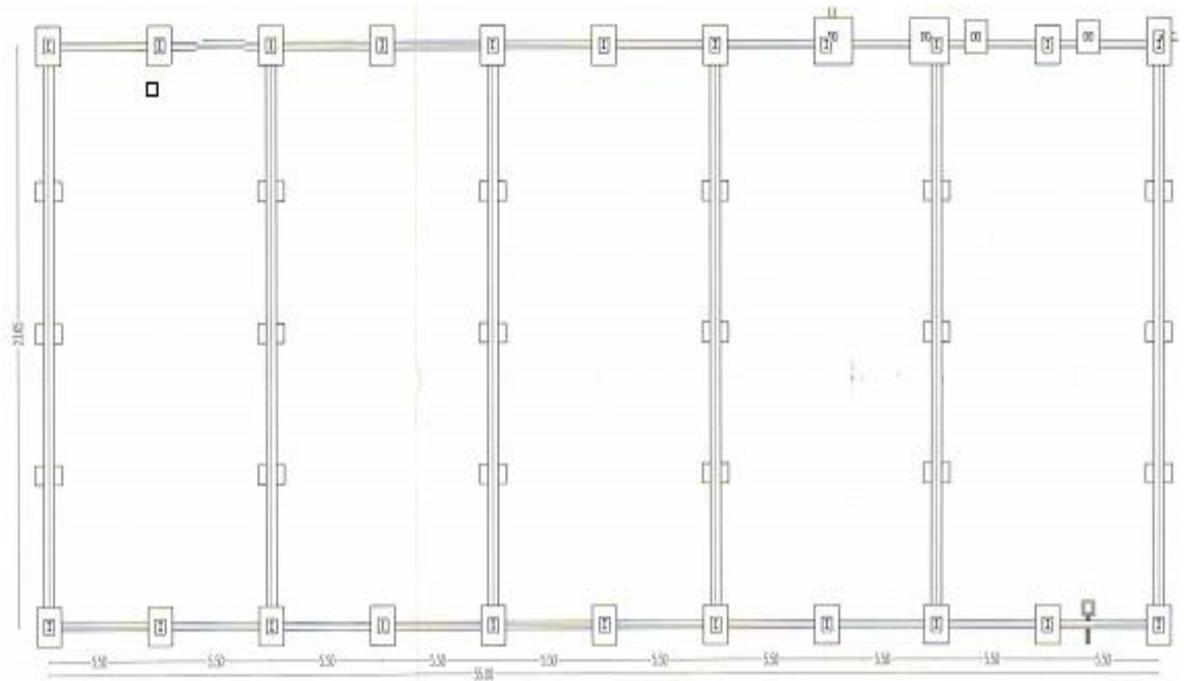


ANNEXE 22: Fondation sous potelet

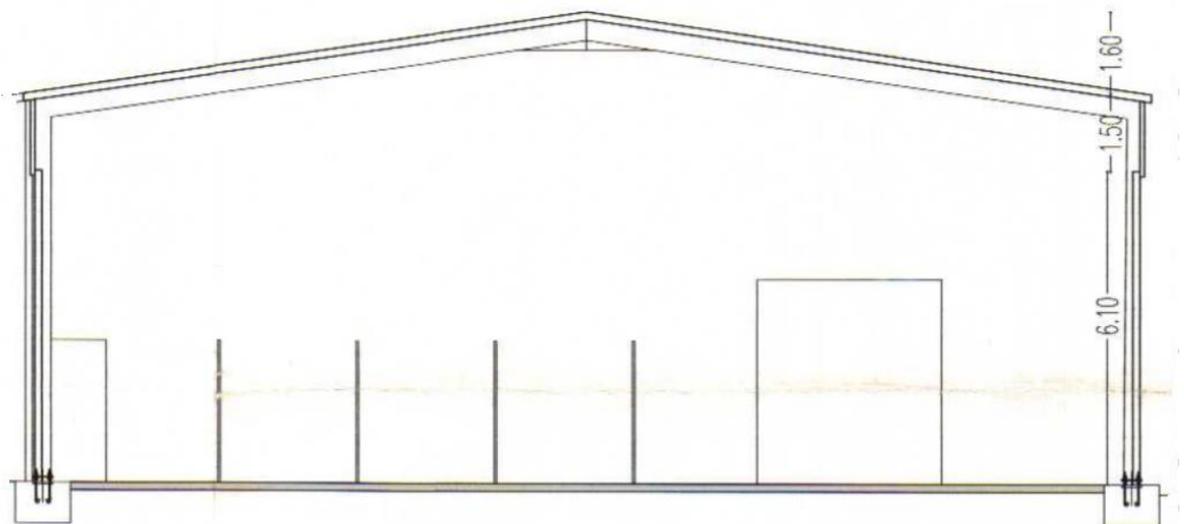


PLAN ARCHITECTUREL

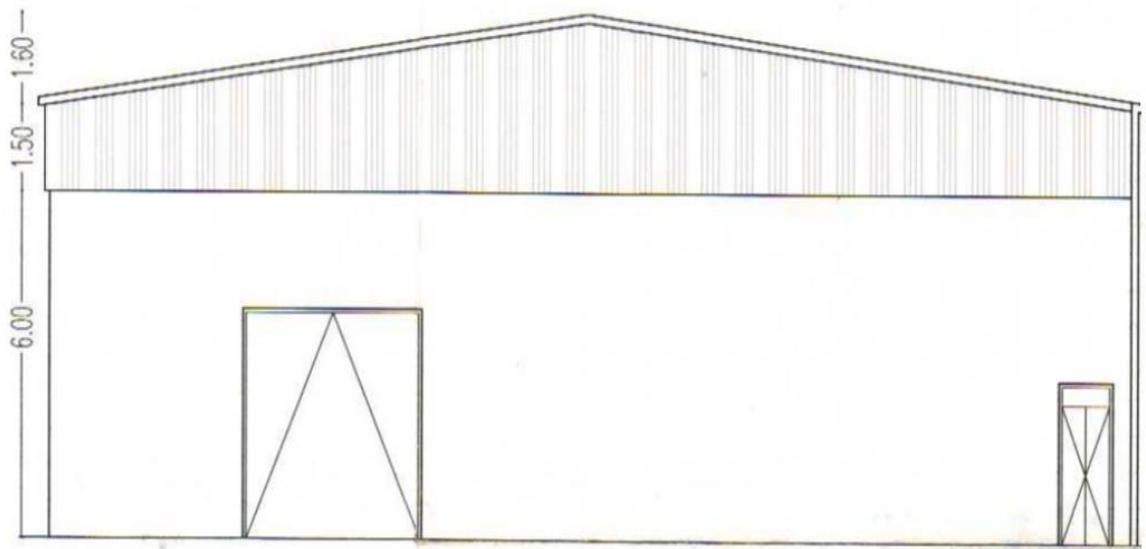
PLAN ARCHITECTUREL



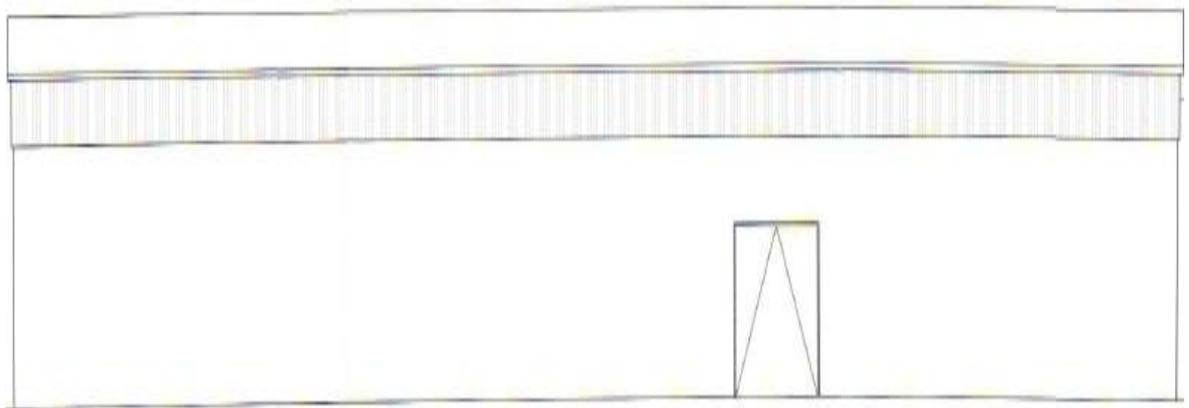
Plan fondation



Coupe AA



Façade principal



Façade latérale