République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème :
Conception et Etude d'une Salle Omnisport en Charpente Métallique

Etudié par :

M elle Benmeziane Besma
M r Rebai Marouane

Encadré par : Pr BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Juin 2018


بسم الله الرحمن الرحيم

Résumé

Le projet est l'étude d'une salle de sport, dans la commune de SIDI NAAMANE dans la wilaya de MEDEA suivant les différents codes et règlements de calcul tels que le CCM97, L'EUROCODE 3, le RPA99V2003, et Le RNV 99.

À travers les différents chapitres de ce projet on a fait une brève introduction suivi de la présentation et la conception de la structure étudiée.

Par la suite on a réalisé l'étude des effets climatiques et le Prédimensionnement des différents éléments en béton armé et en charpente métallique, le calcul des éléments secondaires et l'étude sismique ont été effectué par la suite.

Finalement on a réalisé les calculs des assemblages et le calcul des fondations puis on a achevé le projet par une conclusion.

Abstract

This project is the study of a gymnasium, in the city of SIDI NAAMANE in the Stay of MEDEA according to the different codes of practice as CCM97, L'EUROCODE 3, RPA99V2003, and the RNV99...

In this project composed of different chapters, we started by a brief introduction, then the presentation and the conception of the studied structure.

Next, we made the study of the climatic loads and the calculation of the sizes of the différent elements of the steel structure and of reinforced concrete, then the calculation of secondary elements of the structure and the sismic study were realised.

Finally, the calculation of the different connections and the calculation of foundation. Our project was achieved by a conclusion.

ملخص

يقوم المشروع حول دراسة مركب رياضي. في بلدية سيدي نعمان بولاية المدية وفقا لمختلف قوانين الحساب والتحجيم المتداولة منها.

CCM97, L'EUROCODE 3, RPA99V2003, RNV99

عبر مختلف اجزاء المشروع قمنا اولا بتقديم المشروع و التعريف بمختلف خصائصه. بعد ذلك قمنا بدراسة التأثيرات المناخية وايضا تحجيم مختلف عناصر الهيكل المنجز بالخرسانة المسلحة وكذلك الهيكل المعدني.

الخطوة التالية تتمثل في حساب الاجزاء الثانوية ودراسة التأثيرات الزلزالية.
اخيرا قمنا بحساب مختلف الروابط الخاصة بالهيكل المعدني وحساب الاسس.
انهي المشروع بخاتمة شاملة.

Remerciement

Nous remercions DIEU qui nous a donné la force

Et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail

Que nous avons effectué.

Nos remerciements vont particulièrement à notre

Promoteur Mr Boukendakdji pour son aide, sa

contribution à

L'accomplissement de ce travail.

Aux membres du jury, pour avoir accepté de juger

Notre travail

Et toute l'équipe pédagogique de génie civil

Sans oublier ceux qui ont participé de prés ou de loin

À la réalisation de ce travail surtout

Mehdi Hassein bey et Sofien Elhadj Mohamed.

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail à :

A ceux qui sont mon exemple de réussite, que j'ai tant aimée et respectés.

A ceux qui m'ont données l'amour, la tendresse et la force : ma très chère mère.

A mes frères : Sid Ahmed, Abd El Wafi.

A ma sœur : Dounia.

A toute la famille Rebai.

A mes amies qui m'ont beaucoup soutenue durant la réalisation de ce modeste travail.

A mon binôme et toute sa famille.

A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la promotion Master

2017/2018.



Marouane

Dédicaces

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail à :

A ceux qui sont mon exemple de réussite, que j'ai tant aimée et respectés.

A ceux qui m'ont données l'amour, la tendresse et la force : ma très chère mère et mon père (رحمه الله).

A mon frère : Ahmed Cherif.

A mes sœurs : Imene et Mounira.

A toute la famille Benmeziane.

A mes amies qui m'ont beaucoup soutenue durant la réalisation de ce modeste travail.

A mon binôme et toute sa famille.

A toutes les personnes qui me connaissent sans oublier la promotion Master

2017/2018.



Besma

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction …….. 01
I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage …….... 01
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……. 01
I.3.1. géométriques de l'ouvrage …… 01
I.3.2. Etude de sol ……... 01
I.4. Elément de l'ouvrage …… 01
I.4.1. Portiques ……..…….. 01
I.4.2. Ouvertures ……..……... 01
I.4.3. La couverture ……..……... 02
I.5.Règlements et normes utilisés ……... 02
I.6. Les états limitent ……... 02
I.7. Les actions agissant sur la structure ……. 03
I.8. Combinaison d'action selon EC03 ……... 03
I.8.1. Situation durable ……..……. 03
I.8.2. Situations accidentelles …… 03
I.9. Matériau acier ……... 04
I.9.1. L'acier …… 04
I.9.1.1. Acier de construction pour les éléments de structure ……. 04
I.9.2. Le béton armé …… 04

CHAPITRE II : ETUDES CLIMATIQUE

II.1. Introduction ……..... 05
II.2 Etude au vent ……..... 05
II.2.1. Coefficient de calcul …… 05
II.2.1.2. Effet de la région ……... 05
II.2.1.2. Effet de site ……... 05
II.2.1.3. Coefficient topographique ……. 06
II.2.1.4. Coefficient dynamique (C_d) …….. 06
II.2.2. Direction de vent v_1 (perpendiculaire à la façade principale) 07
II.2.3. Direction du vent V_2 (perpendiculaire à la façade latérale) …..... 11
II.3. Action de neige ……... 15

II.3.1. Calcul de la charge de neige sur le sol ……. 15
II.3.2. Neige sur la toiture ……... 16

CHAPITRE III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1. Introduction ……... 17
III.2. Calcul des pannes ……... 17
III.2.1. Définition …… 17
III.2.2. Type de sollicitation de la panne …… 17
III.2.3. Nombre et espacement des pannes ……. 17
III.2.4. Evaluation des charges …… 18
III.2.4.1. Charge permanente G …….. 18
III.2.4.2. Surcharge d'entretien ……... 18
III.2.4.3. Surcharge climatique due au vent …… 18
III.2.4.4. Surcharge climatique de la neige ……. 18
III.2.5. combinaisons des charges les plus défavorables …… 19
III.2.5.1. Combinaisons d'action …… 19
III.2.6. Pré dimensionnement des pannes …….. 19
III.2.6.1. Dimensionnement des pannes …….. 20
III.2.6.2. Les combinaisons de calcul ……. 20
III.2.6.3. Détermination des sollicitations ……..... 21
III.2.7.Vérification de la résistance des pannes …….. 22
III.3. Calcul des liernes ……... 24
III.3.1. Introduction ……. 24
III.3.2. Dimensionnement des liernes ……. 24
III.3.2.1. Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité 24
III.3.2.2. Calcul de la section des liernes …… 25
III.4.Calcul de l'échantignolle …… 26
III.4.1.Introduction ……. 26
III.4.2. Calcul des charges revenant à l'échantignolle …… 26
III.4.3.Dimensionnement de l'échantignolle …….. 26
III.4.3.1.Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle ……... 27
III.5. Calcul des lisses de bardages ……. 27
III.5.1.Introduction …….. 27
III.5.2. Détermination des sollicitations …….. 27
III.5.3. Lisses de bardage de pignon ……... 28
III.5.3.1. Evaluation des charges et surcharges …….. 28
III.5.3.2. Condition de la flèche …….. 28

III.5.3.3. Vérification à l'état limite ultime …… 28
III.5.3.4. Vérification au cisaillement ……. 29
III.5.3.5. Vérification au déversement …… 29
III.5.3.6. Vérification à l'état limite de service ……... 30
III.5.4. Dimensionnement des liernes ……. 31
III.5.4.1.Introduction ……... 31
III.5.5. Les lisses de bardage de long pan ……... 32
III.5.5.1. Condition de la flèche …….. 32
III.5.5.2.Vérification à l'état limite ultime ……..…….. 32
III.5.5.3. Vérification au cisaillement ……. 32
III.5.5.4. Vérification au déversement …… 33
III.5.5.5. Vérification à l'état limite de service ……... 33
III.5.6. Dimensionnement des liernes ……. 33
III.6. Calcul des potelets ……. 34
III.6.1. Introduction ……. 34
III.6.2. Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus chargée ……... 35
III.6.2.1. Charges permanentes G ……... 35
III.6.2.2. Surcharge climatique V ……... 35
III.6.3.Dimensionnement des potelets …… 35
III.6.4.Vérification de la section à la résistance …….. 35
III.6.4.1. Sous la flexion ……..... 35
III.6.4.2 : Incidence de l'effort normale ……..... 35
III.6.5. Vérification de l'élément aux instabilités ……... 36
III.7. Calcul des fermes…… 37
III.7.1. Introduction ……. 37
III.7.2.Détermination des forces revenantes à la ferme …….. 38
III.7.2.1. Calcul des charges revenant à chaque nœud …… 38
III.7.3. Calcul des forces selon les combinaisons de charges ……. 39
III.7.4. Dimensionnement des barres …….. 39
III.7.4.1. Membrures supérieure ……..... 39
III.7.4.2. Membrures inférieures ……..... 40
III.7.4.3. Les diagonales ……..... 41
III.7.4.4. Les montants …… 42
III.7.5. Calcul du poids réel de la ferme ……. 43
III.8. Pré dimensionnement des poteaux ……. 44
III.8.1. Détermination de N_{max} par la descente de charge ……... 44

CHAPITRE IV : CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

IV.1. Introduction ……... 45
IV.2. Contreventements de toiture (poutre au vent) ……... 45
IV 2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon …… 45
IV.2.1.1. Evaluation des efforts dans la poutre au vent …….. 45
IV.2.2. Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent …….. 46
IV.2.3. Section de la diagonale ……..... 46
IV.2.4. Calcul de la section brute A ……..... 47
IV.2.5. Vérification à la résistance ultime de la section ……..... 47
IV.2.6. Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la Résistance …… 47
IV.2.7.Vérification de la section à la résistance ……..... 48
IV.2.8 .Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) ……... 49
IV.3. Calcul de palée de stabilité en long pan …… 52
IV.3.1. Dimensionnement de la palée de stabilité …….. 53
IV.3.1.1. Evaluation des efforts …….. 53
IV.3.1.2.Détermination de la section des diagonales …….. 53
IV.3.1.3. Vérification à la résistance ultime de la section …….. 53
IV.4. Calcul de la poutre sablière ……..... 54

CHAPITRE V : Etude sismique

V.1.Introduction …….. 56
V.2. Analyse de la structure …… 56
V.2.1. Type d'analyse ……..... 56
V.3. Méthodes de calcul …… 56
V.3.1.La méthode statique équivalente ……... 56
V.3.2. Principe de la méthode spectrale ……..... 59
V.4. Analyse des résultats ……... 61
V.4.1. Les combinaisons de calcul ……..... 61
V.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques ……..... 61
V.4.3. Vérification des déplacements ……..... 62
V.4.4. Effet de deuxième ordre ……... 63

CHAPITRE VI : Vérification de l'ossature

VI.1. Introduction ……... 64
VI.2. Vérification des éléments de la ferme ……... 64
VI.2.1 : Vérification à la traction …… 64
VI.2.2. Vérification au flambement …… 64
VI.2.3. La condition de résistance ……..... 64
VI.3. Vérification des diagonales de contreventement horizontal …….. 64
VI.4. Vérification des diagonales de palée de stabilité ……... 65
VI.5. Vérification des poteaux HEA500 ……. 66

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages

VII.1. Introduction …….. 69
VII.2. Assemblage des éléments de la ferme …….. 69
VII.2.1. Pré dimensionnement du gousset …..……... 69
VII.2.2. Pré dimensionnement de la gorge ……..... 69
VII.2.3. Les longueurs de soudures ……..... 69
VII.3 Assemblage poteau – ferme …….. 70
VII.3.1 Disposition des boulons ……..... 70
VII.3.2 Vérifications ……... 72
VII.3.2.1 A l'assemblage trop long …… 72
VII.3.2.2. Au poinçonnement …… 72
VII.3.2.3. La pression diamétrale ……..... 73
VII.4. Assemblage des deux éléments de la ferme …… 73
VII.4.1. Détail d'assemblage du couvre joint ……..... 73
VII.4.2. Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme …….. 73
VII.4.2.1. Schéma statique équivalent …… 73
VII.4.3. Vérifications …….. 74
VII.4.3.1. Assemblage trop long …… 74
VII.4.3.2. La pression diamétrale ……..... 74
VII.4.3.3. Rupture de la section nette ……. 75
VII.5. Assemblage des éléments de la Poutre au vent …… 75
VII.5.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset ……..... 75
VII.5.2. Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme ……. 77
VII.6. Assemblage du contreventement (Palées de stabilité) ……. 78
VII.6.1 : Assemblage gousset - nœud du portique ……..... 78

VII.6.2 : Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique …… 78
VII.6.3. Assemblage palée en croix de saint André …… 79
VII.7. Assemblage de l'échantignolle ……. 80
VII.7.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle ……..... 80
VII.7.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure …….. 81
VII.8. Assemblage poteau - poutre sablière …… 81
VII.8.1. Assemblage platine – poteau ……..... 81
VII.8.1.1 : Vérifications nécessaires ……..... 82
VII.8.1.2. Vérification supplémentaire ……... 84
VII.8.2 : Assemblage platine - poutre sablière ……... 84
VII.8.2.1. Distribution des efforts sur les différents cordons ……. 84
VII.8.2.2. Vérification …… 84
VII.9. Calcul des pieds de poteaux …… 85
VII.9.1. Introduction ……... 85
VII.9.2. Dimensionnement des tiges d'ancrages …… 85
VII.9.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine …….. 87
VII.9.4. Assemblage platine - poteau ……..... 88
VII.9.4.1. Distribution des efforts sur les différents cordons ……. 88
VII.9.4.2. Vérification …… 89
VII.10. Calcul des Pieds de potelets articulés ……. 89
VII.10.1. Epaisseur de la platine ……..... 89
VII.10.2. Diamètre des goujons …….. 89
VII.10.3. Vérification de moment du pliage au droit de la ligne 1-1 90
VII.10.4. Assemblage platine – potelet ……... 90
VII.10.4.1. Distribution des efforts sur les différents cordons ……..... 91
VII.10.4.2. Vérification …….. 91

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction ……. 92
VIII.2. Calcul des fondations …….. 92
VIII.2.1. Pré dimensionnement de la semelle ……. 92
VIII.2.2. Dimensionnement de la semelle ……. 93
VIII.2.3. Vérification des contraintes ……. 94
VIII.2.4.Vérification de la stabilité au renversement …….. 94
VIII.2.5. Détermination des armatures de la semelle ……. 95
VIII.3. Fondation sous potelet …… 97

VIII.3.1. Dimensionnement de la semelle …….. 97
VIII.3.2. Calcul des armatures …… 98
VIII.4. Calcul des longrines …… 98
VIII.4.1. Introduction …….. 98
VIII.4.2. Pré dimensionnement ……..... 98
VIII.4.3. Ferraillage …… 99

CONCLUSION GENERALE
Annexes
Bibliographie

Liste des tableaux

CHAPITRE II : Etude climatique

Tableau II.1 : Les valeurs de C_r, C_e et q_{dyn} …….. 07
Tableau II.2 : coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi …….. 08
Tableau II.3 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture..... 09
Tableau II.4 : Valeurs de la pression correspond à chaque zones de paroi verticale ……. 10
Tableau II.5 : Valeurs de la pression correspond à chaque zones de la toiture ……... 10
Tableau II.6 : Valeurs des forces F_w et F_u 11
Tableau II.7 : coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi 12
Tableau II.8 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture 13
Tableau II.9 : Valeurs de la pression correspond à chaque zones de paroi verticale ……. 14
Tableau II.10 : Valeurs de la pression correspond à chaque zones de la toiture …….. 14
Tableau II.11 : Valeurs des forces F_w et F_u 15

CHAPITRE III : Prédimensionnement

Tableau III.1 : Décomposition des charges 19
Tableau III.2 : Combinaisons d'action 19
Tableau III.3 : Les combinaisons de calcul 20
Tableau III.4 : Les efforts dans les éléments de la ferme 39
Tableau III.5 : Les sections de la ferme choisies 43

CHAPITRE IV : Calcul des contreventements

Tableau IV.1 : Valeurs de force F_i 46

CHAPITRE V : Etude sismique

Tableau V.1 : Pénalité de vérification 58
Tableau V.2 : pourcentage de participation de masse 60
Tableau V.3 : Combinaisons de calcul 61
Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base 62
Tableau V.5 : Déplacement max en situation durable 62

Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux 63
Tableau V.7 : Effet P - Δ suivant X-X 63
Tableau V.8 : Effet P - Δ suivant Y – Y 63

CHAPITRE VI : Vérification de l'ossature

Tableau.VI.1 : Vérification des éléments de la ferme 64
Tableau VI.2 : les efforts dans les diagonales de la poutre au vent 64
Tableau VI.3 : les efforts dans les diagonales de palée de stabilité 65
Tableau VI.4 : sollicitations sur le poteau HEA500 66
Tableau VI.5 : Profiles adoptés pour la stabilité de la structure 68

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages

Tableau VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme 69
Tableau VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué 69
Tableau VII.3 : Dimension des cordons de soudure 70

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEA 500..... 92
Tableau VIII.2 : Les sollicitations à la base de la semelle 94
Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans le sol 94
Tableau VIII.4 : Les armatures des semelles 96

Liste des figures

CHAPITRE II : Etude climatique

Figure II.1 : Vent sur long pan …….. 05
Figure II.2 : Vent sur pignon …… 05
Figure II.3 : Façade principale de la salle ……. 07
Figure II.4 : légende pour les parois verticales cas de vent v_1……... 08
Figure II.5 : légende pour les parois verticales ……. 08
Figure II.6 : C_{pe} pour toitures en voûtes de base rectangulaire ……..... 09
Figure II.7 : Coefficient Cpe correspondant à chaque zone de toiture …. 09
Figure II.8 : Valeur de la pression A, B, C, D et E ……... 10
Figure II.9 : Excentricité « e » de la composante horizontale …….. 11
Figure II.10 : Légende pour les parois verticales cas de vent v_2 …….. 12
Figure II.11 : légende pour les parois verticales ……... 12
Figure II.12 : légende pour les toitures ……. 13
Figure II.13 : Valeurs C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture 13
Figure II.14 : Légende pour les parois verticales 14
Figure II.15 : Excentricité « e » de la composante horizontale 15
Figure II.17 : chargement de neige sur la toiture « cas i »..... 16
Figure II.18 : chargement de neige sur la toiture « cas ii »..... 16

CHAPITRE III : Prédimensionnement

Figure III.1 : Longueur d'un versant 17
Figure III.2 : L'entraxe et l'extrémité des pannes 18
Figure III.3 : Schéma statique de panne sous charge d'entretien 18
Figure III.4 : Les schémas statiques 24
Figure III.5 : Représentation des efforts 25
Figure III.6 : Echantignole 26
Figure III.7 : détail de l'échantignolle (vue en 3D) 27
Figure III.8 : Disposition des lisses 27
Figure III.9 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z …… 28
Figure III.10 : Disposition des liernes de pignon 31
Figure III.11 : Disposition des liernes de long pan 34
Figure III.12 : Disposition des potelets 34
Figure.III.13 : Schéma statique de la ferme 37

Figure.III.14 : Surface afférente des nœuds 38
Figure III.15 : Double cornière 39

CHAPITRE IV : Calcul des contreventements

Figure IV.1 : schéma statique de la poutre au vent en pignon 45
Figure IV.2 : Méthode des coupures 47
Figure IV.3 : Palée de stabilité en long pan 52
Figure IV.4 : Méthode des coupures 53
Figure IV.5 : Schéma statique de la poutre sablière 54
Figure IV.6 : La poutre sablière 54

CHAPITRE V : Etude sismique

Figure V.1 : Mode de déformation (1) 60
Figure V.2 : Mode de déformation (3) 60
Figure V.3 : mode de déformation suivant (2) 61

CHAPITRE VI : Calcul des assemblages

Figure VII.1 : Détail d'un assemblage Gousset- éléments (diagonal, montant et membrure) 69
Figure VII.2 : longueurs des soudures 70
Figure VII.3 : Détail assemblage ferme – poteau 70
Figure VII.4 : Assemblage ferme – poteau 71
Figure VII.5 : Assemblage des parties de la ferme 73
Figure VII.6 : Schéma statique équivalent de la ferme 73
Figure VII.7 : Assemblage diagonale-gousset 75
Figure VII.8 : Assemblage gousset – membrure et contreventement horizontal 77
Figure VII.9 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure 78
Figure VII.10 : Assemblage diagonale de palée sur gousset 79
Figure VII.11 : Représentation de l'assemblage palée de stabilités 80
Figure VII.12 : Vue de face de l'échantignole 80
Figure VII.13 : Représentation de l'assemblage Poteau - poutre sablière 82
Figure VII.14 : Assemblage platine poutre 84
Figure VII.15 : disposition constructive 85
Figure VII.16 : détail de la tige d'ancrage 85

Figure VII.17 : Vérification dans la section 1-1 87
Figure VII.18 : Vérification de la section 2-2 88
Figure VII.19 : Vérification de la section 3-3..... 88
Figure VII.20 : pied de poteau articulé 89
Figure VII.21 : vérification dans la section 1-1..... 90

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Dimension de la semelle 93
Figure VIII.2 : Schéma de ferraillage de la semelle 97
Figure VIII.3 : détaille de ferraillage de la semelle de potelé 98
Figure VIII.4 : Schéma de ferraillage des longrines 99

Notation Générale

Actions

G : charge permanente uniformément répartie (KN/ml).

Q : charge d'exploitation uniformément répartie (KN/ml).

E : action sismique.

S : charge de neige (KN/m²).

$\mathbf{S_k}$: charge de neige sur le sol (KN/m²).

V : charge de vent (KN/m²).

$\mathbf{q_j}$: pression statique du vent (N/m²).

$\mathbf{q_{dyn}}$: pression dynamique du vent (N/m²).

$\mathbf{q_{u,s}}$: charge pondérée à ELU, ELS (KN/ml).

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

Sollicitations-Contraintes-Déformations

$\mathbf{E_a}$: module d'élasticité longitudinale de l'acier (Mpa).

ν : coefficient de poisson pour l'acier.

G : module d'élasticité transversale de l'acier (Mpa).

$\mathbf{F_p}$: effort de précontrainte dans un boulon (KN).

$\mathbf{M_{sd}}$: moment sollicitant maximum (KN.m).

$\mathbf{M_{Rd}}$: moment résistant (KN.m).

$\mathbf{M_{st}}$: moment stabilisateur

$\mathbf{M_{cr}}$: moment critique élastique de déversement.

$\mathbf{N_{sd}}$: effort normal due aux charges verticales (KN).

$\mathbf{N_u}$: effort normal pondéré (KN).

$\mathbf{N_{Rd}}$: effort normal résistant (KN).

$\mathbf{N_{pl}}$: effort normal de plastification (KN).

$\mathbf{V_{sd}}$: effort tranchant sollicitant (KN).

$\mathbf{V_{pl}}$: effort tranchant de plastification (KN).

f : flèche d'une poutre (mm).

$\mathbf{f_{adm}}$: flèche admissible (mm).

$\mathbf{f_y}$: Contrainte limite d'élasticité d'un acier (Mpa).

$\mathbf{f_u}$: Contrainte de rupture d'une pièce (Mpa).

$\mathbf{f_{ub}}$: Contrainte de rupture d'un boulon (Mpa).

E : allongement relatif (déformation %).

$\boldsymbol{\varepsilon_y}$: déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

$\mathbf{f_{yb}}$: résistance limite d'élasticité d'un boulon (Mpa).

$\boldsymbol{\sigma}$: contrainte normale (Mpa).

$\boldsymbol{\tau}$: contrainte tangentielle ou de cisaillement (Mpa)

Caractéristiques géométriques

A : section brute d'une pièce (cm^2).

$\mathbf{A_{net}}$: section nette d'une pièce (cm^2).

$\mathbf{A_v}$: aire de cisaillement (cm^2).

$\mathbf{I_y}$: moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).

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

b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

$\mathbf{b_{eff}}$: largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).

h : hauteur d'une pièce en générale (mm).

$\mathbf{h_p}$: hauteur de la tôle profilée (mm).

$\mathbf{h_c}$: épaisseur de la dalle en béton armé (cm).

$\mathbf{A_s}$: section d'armature de béton (cm^2).

L : longueur, ou portée d'une poutre(m).

$\mathbf{L_{cr}}$: longueur critique (m).

t : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

$\mathbf{t_f}$: épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

$\mathbf{t_w}$: épaisseur d'une âme de poutre (mm).

i : rayon de giration d'une section (mm).

$\mathbf{L_f}$: longueur de flambement (mm).

$\mathbf{v_s}$: distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section (mm).

$\mathbf{v_i}$: distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section (mm).

Coefficients et grandeurs sans dimensions

n : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.

P : nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

$\boldsymbol{\eta}$: coefficient d'équivalence acier-béton.

$\mathbf{C_{pi}}$: coefficient de pression intérieur.

$\mathbf{C_{pe}}$: coefficient de pression extérieur.

K : coefficient de flambement.

$\mathbf{K_y}$, $\mathbf{K_z}$: coefficient de flambement-flexion.

$\boldsymbol{\beta_M}$: facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

$\boldsymbol{\varepsilon}$: coefficient de réduction élastique de l'acier. ($\boldsymbol{\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1}$)

$\boldsymbol{\lambda}$: élancement de l'élément.

$\boldsymbol{\lambda_K}$: élancement eulérien.

$\bar{\boldsymbol{\lambda}}$: élancement réduit.

$\overline{\boldsymbol{\lambda_{LT}}}$: élancement de déversement.

$\boldsymbol{\mu}$: coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

$\boldsymbol{\chi}$: coefficient de réduction de flambement.

$\boldsymbol{\chi_{lt}}$: coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$\boldsymbol{\gamma}$: coefficient partiel de sécurité.

Indice (sd) : sollicitation de calcul.

Indice (Rd) : résistance de calcul.

Introduction Générale

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, en charpente en bois ou charpente métallique.

Ces procédés sont réglementés par des normes et des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux.

Ce projet de fin d'étude entre nos mains consiste à étudier **une salle omnisport** en charpente métallique utilisant le règlement européenne EUROCODE3 intitulé « calcul des structures en acier » et le CCM97.

Les ossatures métalliques demeurent la première solution grâce aux nombreux avantages :

- Les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement ;
- L'industrialisation totale ; la possibilité du transport ; la grande résistance de l'acier ;
- Possibilité architecturale plus étendue qu'en béton.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à la spécialité Génie civil sur un projet réel .L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master en génie civil.

Chapitre I

Généralité

I.1. Introduction

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

I.2. Présentation et implantation de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude d'une salle Omnisport en construction métallique, qui sera implantée à **Sidi Naamane** dans la wilaya de **Medea** qui classée selon les règlements parasismique algérien **(RPA 99 version 2003)** comme zone de moyenne sismicité **II_a**.

I.3. Caractéristiques

I.3.1. géométriques de l'ouvrage

Le présent ouvrage à une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

Longueur totale : **44.70 m**

Largeur totale : **39.725 m**

Hauteur totale : **12.44 m**

Surface totale de la salle : **1805.08 m²**

I.3.2. Etude de sol

Les études faites sur le sol ou le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible est : σ_{sol} = 2 bar
- Profondeur d'ancrage est : D = 1.60 m

I.4. Elément de l'ouvrage

- Toiture à quatre versants avec une pente de 10° et 3°
- Bardage (panneau sandwiche).

I.4.1.Portiques

- Dans le sens de pignon on a 12 portiques de 35.8 m de portée.
- Dans le sens de long pan on a 2 portiques.

Façades : la maçonnerie est exclu en le remplace par des lisses de bardages.

I.4.2.Ouvertures

- La face principale de pignon à 9 ouvertures.
- La face de long pan à 19 ouvertures (même chose pour l'autre côté sans porte).

Poteaux, pannes, lisses de bardages sont des éléments métalliques

I.4.3. La couverture

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé peau monoblocs, ils sont constitués :

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

- Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on citera :

- Le par vapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage Toute fois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

I.5.Règlements et normes utilisés

Les règlements utilisés sont :

- L'étude climatique se fait suivant le règlement algérien neige et vent 99(RNVA99).
- L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM 97, et l'Eurocode 3.
- L'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique algérienRPAV2003 charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C22.
- Règlement de calcul des fondations superficielles DTU 13.12.

I.6. Les états limitent

Un état limite est un état particulier, au-delà duquel une structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle q été conçue et dimensionnée. On distingue deux types d'états limites :

- **L'état limite de service (ELS),** qui correspond à l'utilisation courante et quotidienne de l'ouvrage et qui limite les déformations de la structure, afin d'évites des désordres secondaires et garantir la pérennité de l'ouvrage (limitation des flèches, de la fissuration de béton….)
- **L'état limite ultime (ELU),** qui correspond à un cas de charge exceptionnel, ultime (par exemple : neige trentenaire…)

Pour lequel la stabilité de l'ouvrage doit être garantir, bien qu'étant à la limite de la ruine. Un **ELU** est atteint lorsque l'on constate une perte d'équilibre, une rupture d'élément, une déformation plastique exagérée, etc.

I.7. Les actions agissant sur la structure

C'est l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, elles ont classées catégories, en fonction de leurs fréquences d'apparitions.

- Des charges permanentes $\mathbf{G_i}$
- Des charges d'exploitations $\mathbf{Q_i}$
- Des charges climatiques **W** et **S**
- Des charges accidentelles $\mathbf{E_i}$

I.8. Combinaison d'action selon EC03

I.8.1. Situation durable

- **ELU**

- Les charges d'exploitation peuvent être estimées avec la norme N.F.P 06.001.
- Les charges de neiges sont définies le D.T.U.06.002 (règles N.84)

Les charges de vent sont définies le D.T.U .06.006 (règles NV.65)

Actions des gradients thermiques : variation relative de longueur de ($- 4.10^{-4}$ à 3.10^{-4}).

Les combinaisons d'actions sont :

a. Avec action variable :

$1.35\ G_{max} + G_{min} + 1.5\ Q$

Avec : $\mathbf{G_{max}}$= action permanente défavorable.

$\mathbf{G_{min}}$= action permanente favorable.

Q = action variable défavorable.

b. Avec plusieurs actions variables :

$1{,}35\ G_{max} + G_{min} + 1{,}35\ \Sigma\ Q_i$

- **ELS**

Elles servant exclusivement pour le calcul ou la vérification des déformations (flèches et déplacements).Les combinaisons d'actions sont :

a. Avec action variable

$G + Q$

b. Avec plusieurs actions variables

$G + 0{,}9\ \Sigma\ Q_i$

I.8.2. Situations accidentelles

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

I.9. Matériau acier

I.9.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer est un peu de carbone (généralement inférieure à 1 %), qui sont extraits de matières premières naturelles (mines de fer et de charbon).
Il est généralement obtenu par **02** phases :

- **1re phase** : l'introduction et la combustion de minerai de fer, de coke et de castine dans un haute-fourneau permet l'obtention de la fonte à plus de 1,7% de carbone.
- **2éme phase** : conversion de la fonte liquide à une température de 1500 °c environ, sous insufflation d'oxygène a pour décarburer la fonte (acier avec un taux de carbone réduit).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter des éléments qui lui associés :
Soit involontairement : phosphore, soufre, azote…qui sont des impuretés et qui altérant les propriétés des aciers exemple l'azote fait une diminution de la résilience et un accroissement de la sensibilité au vieillissement.

I.9.1.1. Acier de construction pour les éléments de structure

On admet pour la nuance d'acier **Fe360** qui a comme caractéristique :

résistance limite d'élasticité	f_y= 235 N/mm^2
module d'élasticité longitudinal	E = 2.1x10^5 N/mm²
poids volumique	ρ = 78500 N/mm^2
Coefficient de dilatation thermique	α = 12x10^{-6}
Module de cisaillement	G = E / (2(1 + υ)) = 0.8 x10^5 N/mm²
Coefficient de poisson	υ = 0.3

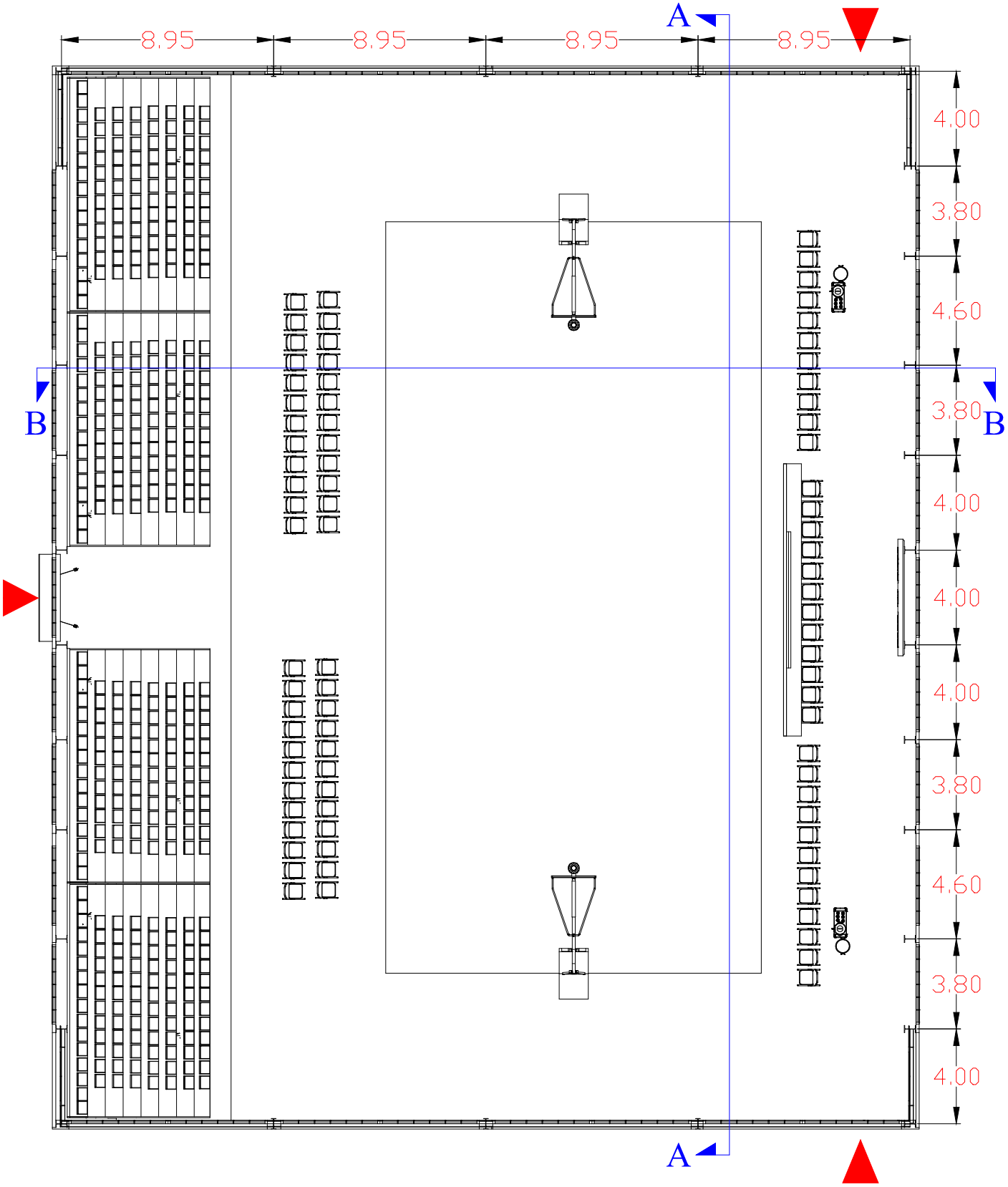
I.9.2. Le béton armé

Le béton

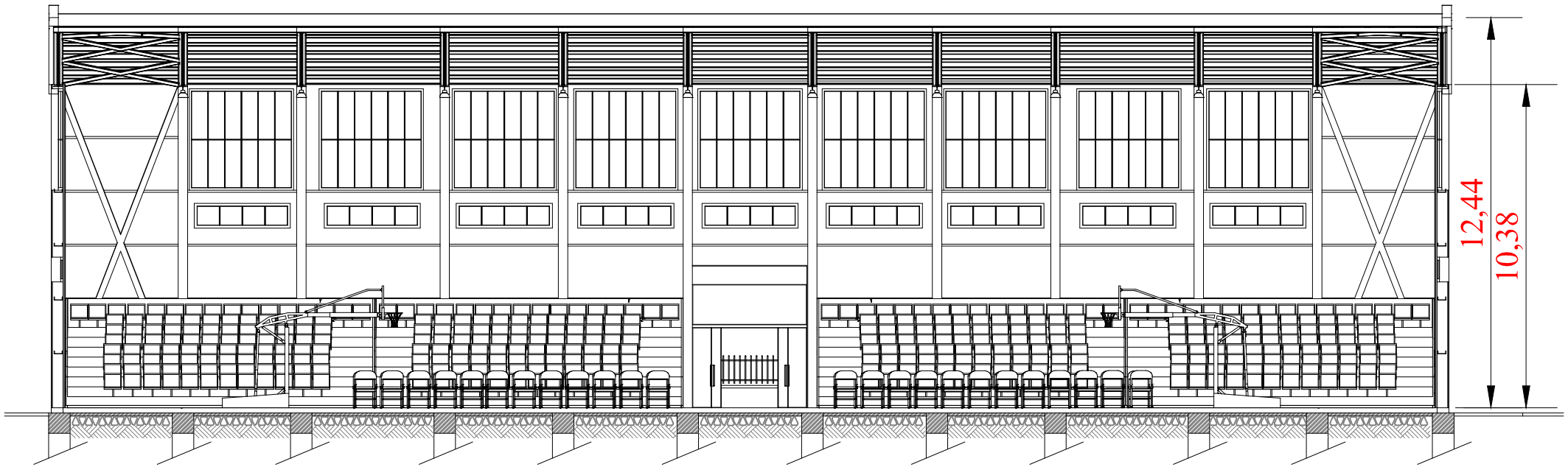
Pour la réalisation des fondations, le type de ciment utilisé est le **CPA** caractérisé par le dosage de **350 (Kg /m^3)** dont les autres caractéristiques sont les suivants
Poids volumique : **ρ = 2500 daN/mm^2**
Résistance caractéristique à la compression : **f_{c28} = 2.5** daN/mm^2
Résistance caractéristique à la traction : **f_{t28} = 0.21** daN/mm^2

Les contreventements

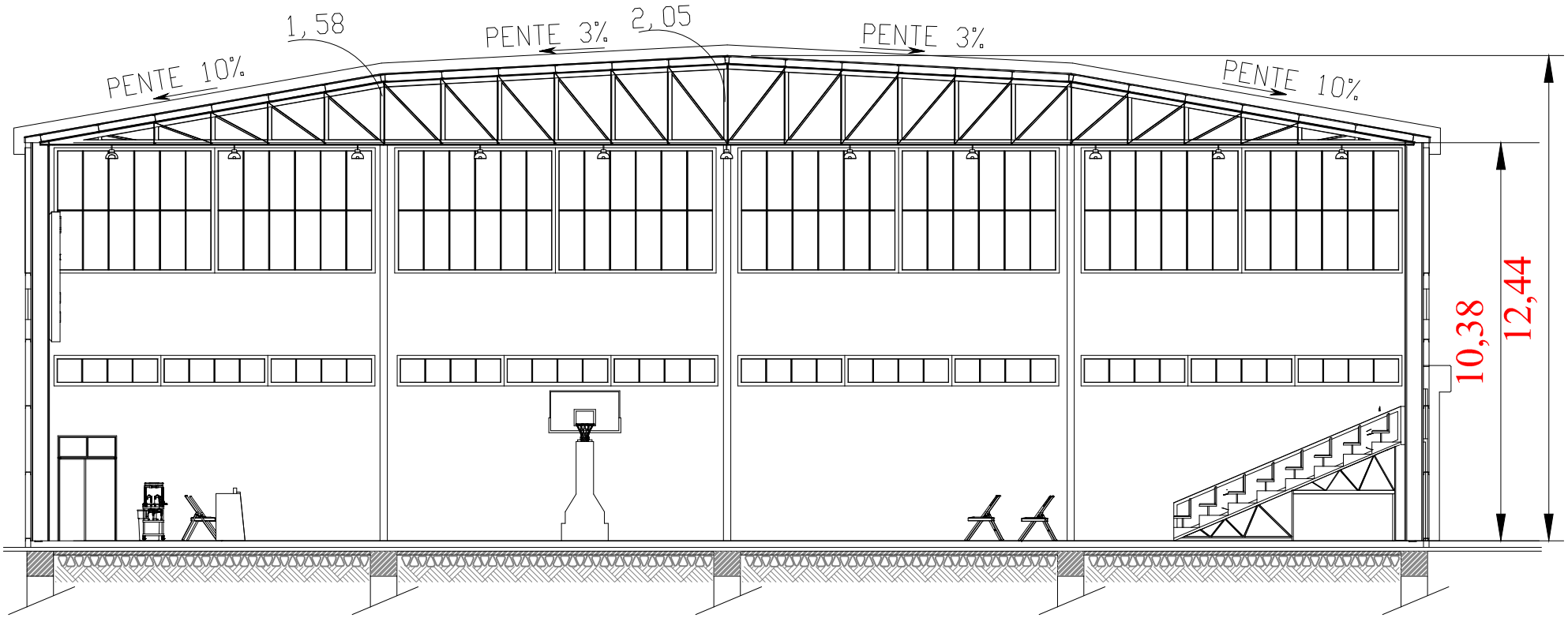
Les paliers de stabilité en **(x)** dans le sens transversal et longitudinal, elles assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dus aux séismes et au vent en les transmettant aux fondations.



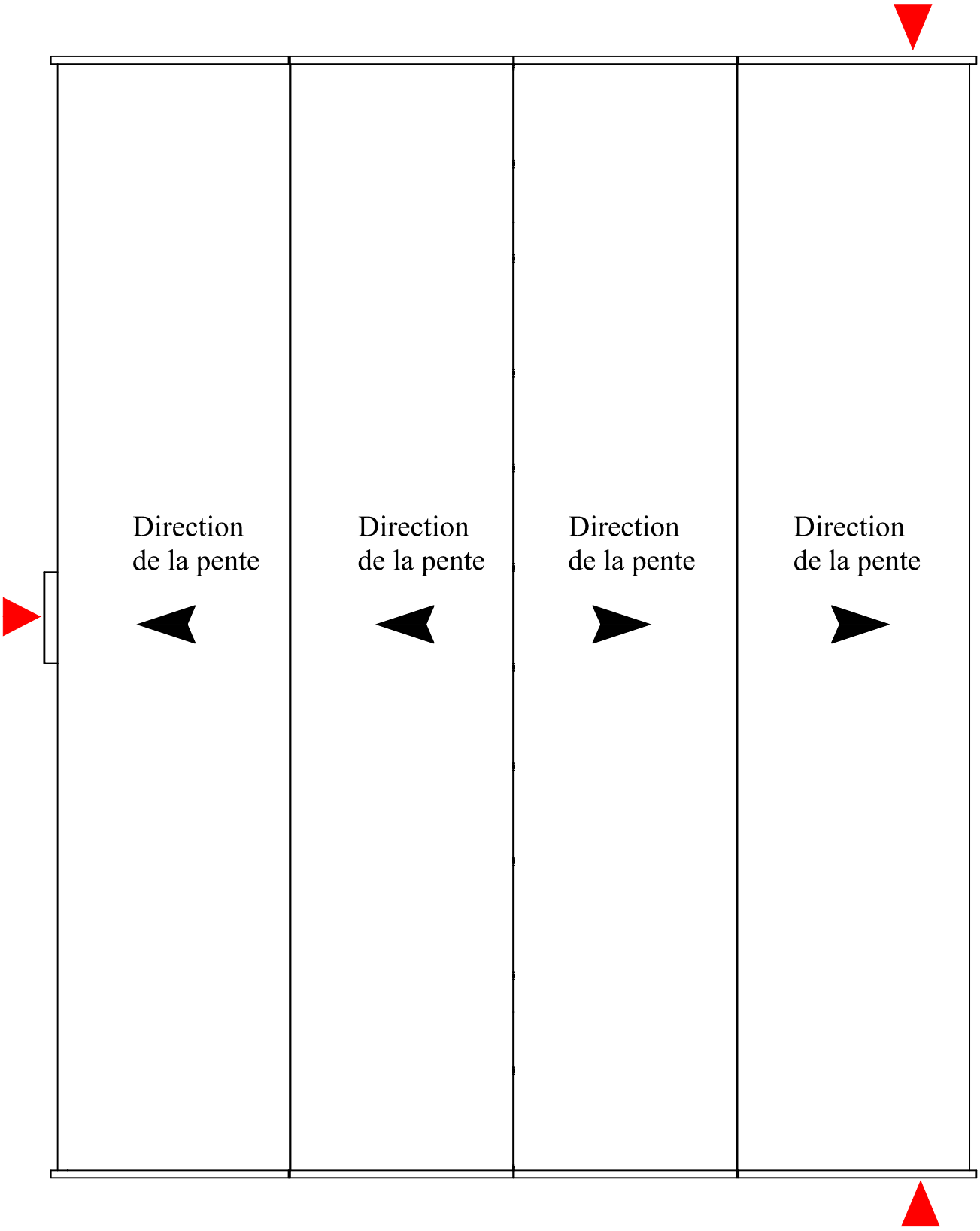
Plan RDC



COUPE A-A



COUPE B-B



Plan de toiture

Chapitre II

Etude Climatique

II.1. Introduction :

Les effets de vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques sont plus souvent prépondérants, une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations.

II.2 Etude au vent :

La règlementation en vigueur **(DTR RNVA99)**, nous fournis les principes généraux et les procédures à suivre afin de mieux prévoir ce phénomène et de mener des calculs conformes.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures de notre ouvrage, différents cas ont été envisagés qui sont les suivants :

- Vent sur la façade principale.
- Vent sur la façade latérale droite avec surpression intérieure.
- Vent sur la toiture.

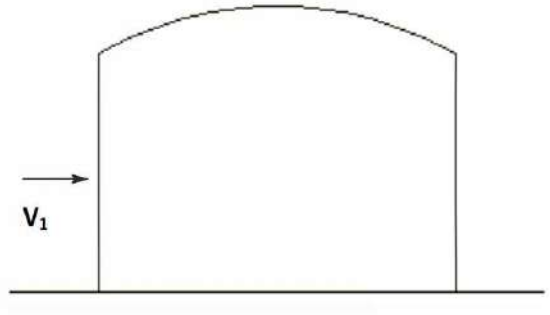


Figure II.1 : Vent sur long pan.

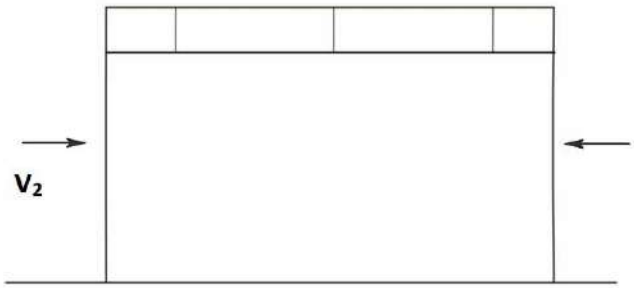


Figure II.2 : Vent sur pignon.

Notre construction est une salle de sport, selon le règlement **(RNV A99)** la pression statique de vent $\mathbf{q_j}$ d'une construction de catégorie I et qui dépend de nombreux coefficients est donnée par la formule suivante : $q_j = C_d \times W(Z_j)$ [N/m²] **(2.1)**

Avec : $W(Z_j) = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²] **(2.2)**

II.2.1. Coefficient de calcul :

II.2.1.2. Effet de la région :

La pression dynamique de référence pour les constructions est en fonction de la zone du vent, **Le tableau 2.3** du **RNV A99 (chap. II)**, et comme notre structure est implantée dans la zone I donc : $q_{réf} = 375$ N/m^2.

II.2.1.2.Effet de site :

La structure sera implantée dans une zone suburbaine donc d'après le **tableau 2.4** du **RNV A99** les valeurs des paramètres sont les suivants :

- ✓ Le facteur de terrain $\mathbf{k_t = 0.19}$
- ✓ Le paramètre de rugosité $\mathbf{Z_0 = 0.05\ m}$
- ✓ La hauteur minimale $\mathbf{Z_{min} = 4\ m}$

- ✓ Le coefficient ξ = **0.26**

II.2.1.3. Coefficient topographique :

Le coefficient topographique $\mathbf{C_t}$ prend en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui- ci souffle sur des obstacles tels que les collines, dénivellations ……. etc.

Le site est montagneux, le coefficient topographique est donnée par le **tableau 2.5** de **RNV A99 (chap II)** : $\mathbf{C_t = 1.5}$

II.2.1.4. Coefficient dynamique (C_d) :

La valeur de $\mathbf{C_d}$ est déterminée à l'aide des abaques données par les figures **3.1** à **3.7 (chap. III RNV A99)** il convient d'utiliser les formules de **l'annexe 4** du **RNV A99**.

- ❖ $\mathbf{C_d = 0.91}$ pour la direction du vent perpendiculaire à la façade principale (b = 39.725 m, H = 12.44 m)
- ❖ $\mathbf{C_d = 0.90}$ pour la direction du vent perpendiculaire à la façade latérale (b = 44.70 m, H = 12.44 m)

$C_d < 1.2$: la structure doit être considérée comme peut sensible aux excitations dynamiques dans les quatre directions de vent (chap I§3.2).

La salle à une hauteur égale à 12.44 m et selon le RNV pour une construction dont la hauteur totale est supérieure à 10m, donc elle doit être considérée comme étant constituée de « n » éléments de hauteur égale à « hi ».

n : est donnée par la formule suivante : n = E (h/3)

E : indique la partie entière d'un chiffre

n = E (10.40/3) ⇒ n = E (3.46) = 3 ⟶ hi = (10.43/3) = 3,46

Dans notre cas on considère la partie exposée au vent donc, on prend la partie supérieur à 4m

Notre structure est permanente, donc la formule de la pression dynamique est :

$q_{dyn}(zj) = q_{réf} \times C_e(zj)$

A. coefficient d'exposition (C_e) :

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

Comme notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, la valeur de $\mathbf{C_e}$ est donnée par la formule suivante : $C_e = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(Z) \times C_t(Z)}]$ chap II RNV 99 art 3.3

B. Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $\mathbf{C_r(z)}$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne de vent .il est définie par la loi logarithmique suivante :

$C_r(z) = k_t \times Ln(\frac{Z}{Z_0})$ pour $Z_{min} \leq Z \leq 200$ m

$C_r(z) = k_t \times Ln(\frac{Z_{min}}{Z_0})$ pour $Z < Z_{min}$

On a : $K_t = 0{,}19$; $Z_0 = 0.05$ m ; $Z_{min} = 4$ m ; $\begin{cases} Z_1 = 5.20 \text{ m} \\ Z_2 = 12.44 \text{ m} \end{cases}$

Dans notre cas **Z > Z_{min}**

Tableau II.1 : Les valeurs de C_r, C_e et q_{dyn}

	Z(m)	C_r	C_t	C_e	$q_{réf}$ (N/m²)	q_{dyn} (N/m²)
Paroi	5.20	0.882	1.5	3.51	375	1316.25
Toiture	12.44	1.048	1.5	4.56	375	1710

II.2.2. Direction de vent v_1 (perpendiculaire à la façade principale) :



Figure II.3 : Façade principale de la salle.

a. Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

❖ **Parois verticales :**

La détermination de coefficient d'exposition externe **C_{pe}** pour une construction à base rectangulaire dépend de la dimension de la surface chargée et de la direction de vent.

C_{pe} s'obtient selon **[RNV A99 chap V § 1.1]** par les formules suivantes :

$C_{pe} = C_{pe,1}$ S < 1 m²

$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$ 1m² < S < 10 m²

$C_{pe} = C_{pe,10}$ S > 10 m²

Avec : **S** (en m^2) designs la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas on a : b = 44.70 m; d = 39.725 m; h = 12.44 m

e = min [b ; 2h] = min [44.70 ; 24.88] = 24.88 m

e < d selon le règlement algérien neige et vent la structure doit être devisé de la manière suivante

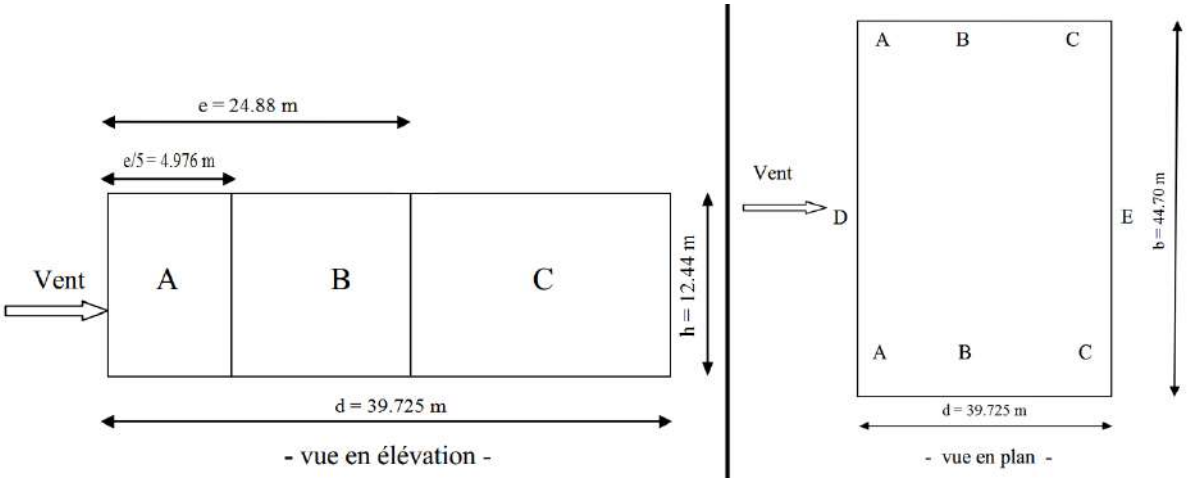


Figure II.4 : légende pour les parois verticales cas de vent v_1

Les zones de pression, les surfaces des parois et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur ce tableau :

Tableau II.2 : coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi.

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces	61.90	247.61	184.67	556.07	556.07
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

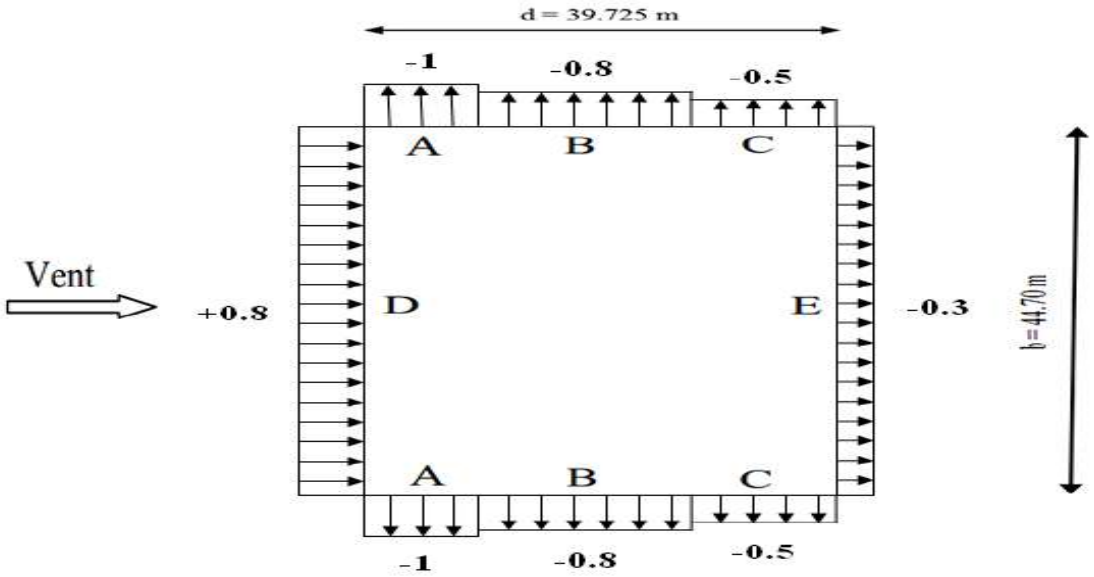


Figure II.5 : légende pour les parois verticales.

❖ **Toiture :**

On a une toiture sous forme d'une **voute** (en arc), Pour un vent perpendiculaire aux génératrices, les coefficients de pression sont donnés sur la **figure 5.8.c** ci-après. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la **figure 5.8.b**.

La détermination de coefficient de pression on se réfère à la **figure 5.8chap 5** du **RNV A99**.

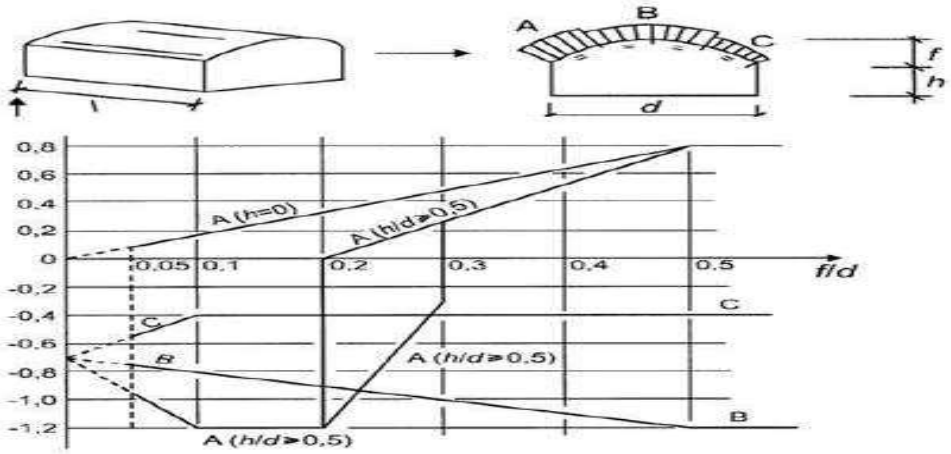


Figure II.6 : C_{pe} pour toitures en voûtes de base rectangulaire.

h : hauteur de la paroi verticale (**h = 10.40m**).

f : naissance de la voute (**f = 2.05**).

d : la largeur de la toiture (**d = 35.80m**).

h/d = 0.29 f/d = 0,057

On a 0< h/d <0.5 **C_{pe}** s'obtient par l'interpolation linéaire

Tableau II.3 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

	A	B	C
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.6

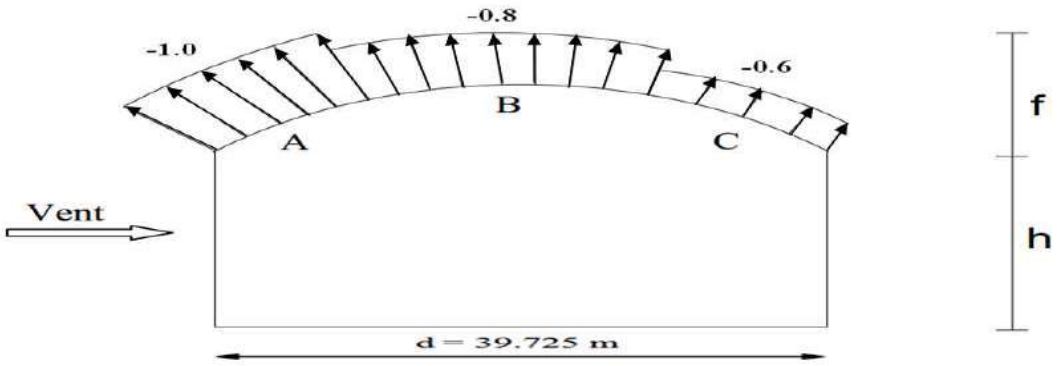


Figure II.7 : Coefficient Cpe correspondant à chaque zone de toiture.

b. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure **C_{pi}** des bâtiments sans cloisons intérieures est donné par la **figure 5.15** du **RNV99** en fonction de l'indice de perméabilité **μ_p**.

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

Dans notre cas pour lesquels, les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées :

C_{pi} = 0.8 et **C_{pi} =** -0.5

Les valeurs de pressions **q_j** sont données dans les tableaux suivantes :

$q_j = C_d \times W_j$ avec $W_j = q_{dyn}[C_{pe} - C_{pi}]$

❖ **Parois verticales :**

Tableau II.4 : Valeurs de la pression correspond à chaque zones de paroi verticale

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m²)	q_{j2} (N/m²)
A	0.90	1316.25	-1.0	-0.5	0.8	-592.313	-2132.325
B	0.90	1316.25	-0.8	-0.5	0.8	-355.388	-1895.4
C	0.90	1316.25	-0.5	-0.5	0.8	0	-1540.013
D	0.90	1316.25	+0.8	-0.5	0.8	1540.013	0
E	0.90	1316.25	-0.3	-0.5	0.8	236.925	-1303.088

❖ **Toiture :**

Tableau II.5 : Valeurs de la pression correspond à chaque zones de la toiture

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m²)	q_{j2} (N/m²)
A	0.90	1710	-1.0	-0.5	0.8	-769.5	-2770.2
B	0.90	1710	-0.8	-0.5	0.8	-461.7	-2462.4
C	0.90	1710	-0.6	-0.5	0.8	0	-2000.7

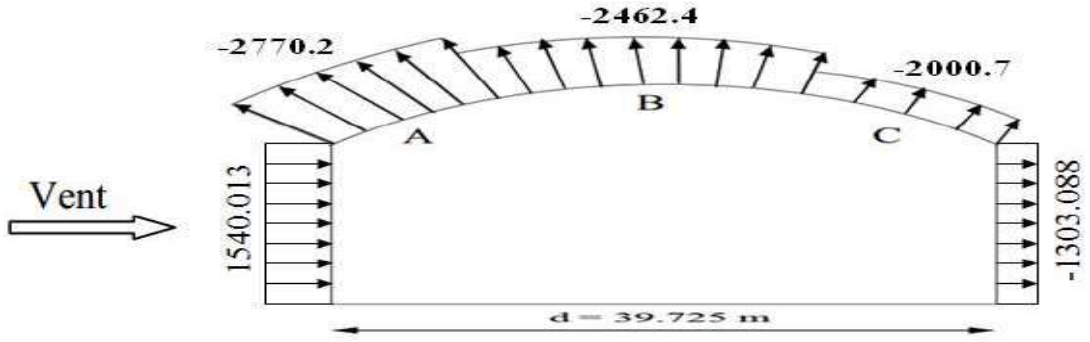


Figure II.8 : Valeur de la pression A, B, C, D et E

c. Calcul de la force de frottement :

Les constructions pour laquelle la force de frottement doit être calculée sont celles pour lesquelles soit le rapport **d/b ≥ 3** ou le rapport **d/h ≥ 3.**

d : est la dimension de structure parallèle au vent (d = 39.725 m).

b : est la dimension de structure perpendiculaire au vent (b = 44.70 m).

h : est la hauteur de la construction (h = 12.44 m)

$\left.\begin{matrix}\frac{d}{b} = 0.89 < 3 \\ \frac{d}{h} = 3.19 > 3\end{matrix}\right\}$ La première condition n'est pas vérifiée donc il existe une force de frottement.

La force de frottement est donnée par : $\mathbf{F_{frj} = \sum (q_{dyn}(Z_j).C_{frj} . S_{frj})}$

❖ **Parois verticales :**

$\mathbf{S_{fr} = h \times d}$ (Selon RNV A99 Tableau 3.2)

$\mathbf{S_{fr}} = 10.40 \times 39.725 = 413.14$ m² ; $\mathbf{F_{fr\ paroi\ verticale}} = 1316.25 \times 0.01 \times 413.14 = 5437.955$ N

❖ **Toiture :**

S_{fr} = (9.09 + 8.96 +3.925) 44.70 = 982.28 m² ; $F_{frj\ toiture}$ = 1710 × 0.04 × 982.28 = 67187.95 N

d. Force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale **Fw** qui correspondant à la résultante des forces agissant sur les parois de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- Une force de soulèvement F_u représentant la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par : $R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{frj}$ [N]

▪ **Action d'ensemble :**

Tableau II.6 : Valeurs des forces F_w et F_u

Zone	Niveau	S (m²)	q_j (N/m²)	F_{fr}(N)	F_w (N)	F_u (N)
D	Paroi	556.07	1540.013	5437.955	861792.984	00.00
E	Paroi	556.07	236.925	5437.955	137184.840	00.00
A	Toiture	406.07	-2770.20	67187.95	00.00	-1058408.02
B	Toiture	801.024	-2462.40	67187.95	00.00	-1905253.55
C	Toiture	406.07	-2000.70	67187.95	00.00	-745742.476
					$\sum F_w$	$\sum F_u$
					998977.824	-3709404.05

Il faut tenir aussi compte d'une excentricité **e** de la composante horizontale.

e = ± b/10 = ± 44.70 /10 = 4.47 m **(Formule 2.10 ; chap II) (RNV A99)**

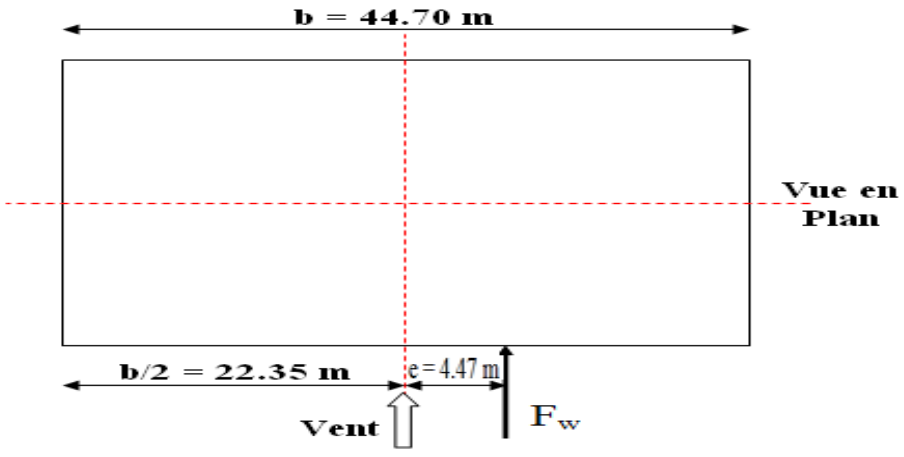


Figure II.9 : Excentricité « e » de la composante horizontale.

II.2.3. Direction du vent V_2 (perpendiculaire à la façade latérale) :

➢ **Parois verticales :**

Pour le calcul de la valeur de C_{pe} on se réfère **RNV A99 :**

b : est la dimension perpendiculaire à la direction du vent (b = 39.725m).

d : est la dimension parallèle à la direction du vent (d = 44.70m).

e = min [b ; 2h] = min [39.725 ; 24.88] = 24.88 m.

e < d selon le règlement algérien neige et vent la structure doit être devisé de la manière suivante :

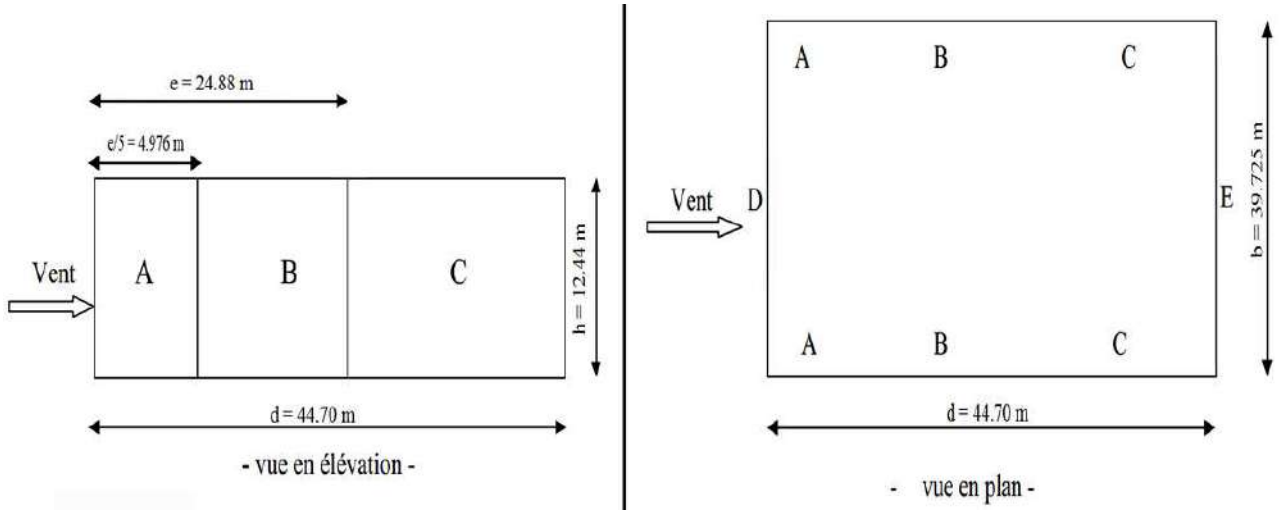


Figure II.10. Légende pour les parois verticales cas de vent v_2

Les zones de pression, les surfaces des parois et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur ce tableau :

Tableau II.7 : coefficient C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi

Zones	A	B	C	D	E
Surfaces	61.90	247.61	246.56	494.18	494.18
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

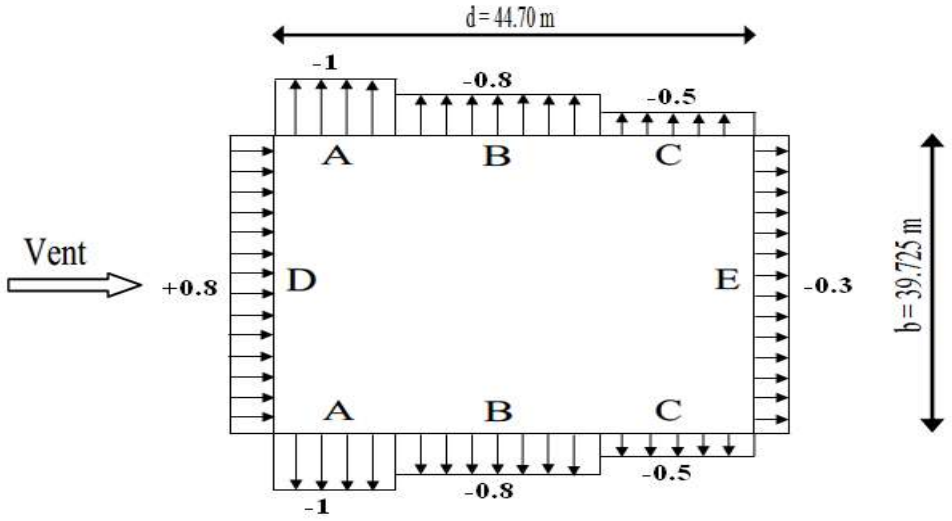


Figure II.11 : légende pour les parois verticales.

❖ **Toiture :**

Pour un vent parallèle aux génératrices, on adopte pour C_{pe} la valeur correspondant à une toiture à deux versants (cf. § 1.1.5) pour $\theta = 90°$ en prenant pour $\alpha = 6.53°$, l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de La voûte et son sommet.

On a : b = 35.80 m d = 44.70 m h = 12.44 m

e = min [b ; 2h] = min [35.80 ; 24.88] = 24.88 m

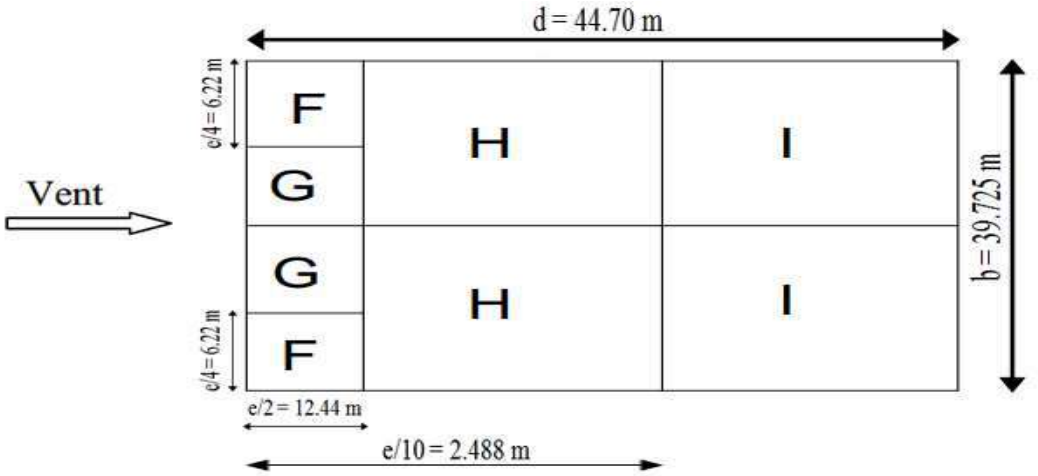


Figure II.12 : légende pour les toitures.

La valeur de α = 6.53° n'existe pas dans le **tableau 5.4 RNV99**, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs de α = 5° et celles de α = 15°.

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

Tableau II.8 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m²)	15.48	29.06	178.14	577.45
C_{pe}	-1.5	-1.3	-0.68	-0.5

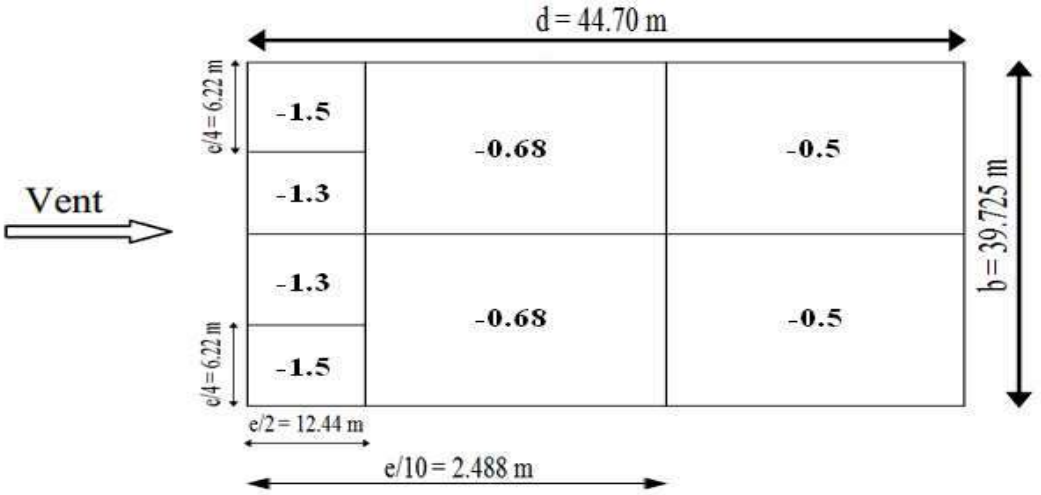


Figure II.13 : Valeurs C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

b. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas des bâtiments sans cloisons intérieures pour lesquels $\mu_p$ne peut être déterminé, les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées : C_{pi}= 0,8 et C_{pi}= -0,5

Les valeurs de pressions $\mathbf{q_j}$ sont données dans les tableaux suivantes :

$q_j = C_d \times W_j$ avec $W_j = q_{dyn}[C_{pe} - C_{pi}]$

❖ **Parois verticales :**

Tableau II.9 : Valeurs de la pression correspond à chaque zones de paroi verticale.

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m²)	q_{j2} (N/m²)
A	0.91	1316.25	-1.0	-0.5	0.8	-598.894	-2156.018
B	0.91	1316.25	-0.8	-0.5	0.8	-359.336	-1916.460
C	0.91	1316.25	-0.5	-0.5	0.8	0	-1557.124
D	0.91	1316.25	+0.8	-0.5	0.8	1557.124	0
E	0.91	1316.25	-0.3	-0.5	0.8	239.558	-1317.566

❖ **Toiture :**

Tableau II.10 : Valeurs de la pression correspond à chaque zones de la toiture.

Zone	C_d	q_{dyn} (N/m²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m²)	q_{j2} (N/m²)
F	0.91	1710	-1.5	-0.5	0.8	-1556.10	-3579.03
G	0.91	1710	-1.3	-0.5	0.8	-1244.88	-3267.81
H	0.91	1710	-0.68	-0.5	0.8	-280.098	-2303.028
I	0.91	1710	-0.5	-0.5	0.8	0	-2022.93

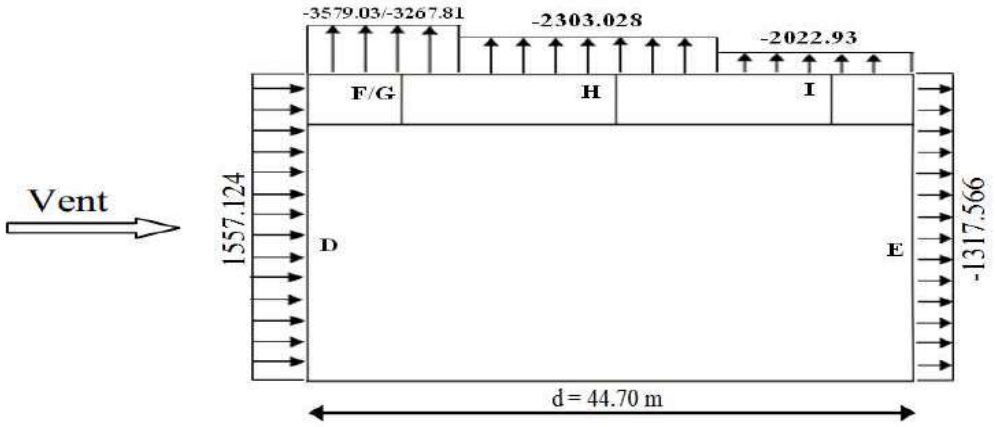


Figure II.14 : Légende pour les parois verticales.

c. Calcul de la force de frottement :

d : est la dimension de structure parallèle au vent (d = 44.70 m)

b : est la dimension de structure perpendiculaire au vent (b = 39.725 m)

h : est la hauteur de la construction (h = 12.44 m)

$\left.\begin{matrix}\frac{d}{b} = 1.125 < 3 \\ \frac{d}{h} = 3.59 > 3\end{matrix}\right\}$ La première condition n'est pas vérifiée donc il existe une force de frottement.

❖ **Parois verticales :**

$S_{fr} = 10.40 \times 44.70 = 464.88$ m² ; $F_{frjparoi\ verticale} = 1316.25 \times 0.01 \times 464.88 = 6118.98$ (N)

❖ **Toiture :**

S_{fr} : (longueur de l'arc AB) × d **;** $S_{fr} = (2 \times 9.09 + 2 \times 8.96) - 44.70 = 1613.67$ (N)

$F_{frj\ toiture} = 1710 \times 0.01 \times 1613.67 = 27593.757$ (N)

$F_{totale} = F_{frj\ toiture} + F_{frjparoi\ verticale} = 33712.737$ (N)

d. Force résultante :

- **Action d'ensemble :**

Tableau II.11 : Valeurs des forces F_w et F_u

Zone	Niveau	S (m^2)	q_j (N/m^2)	F_{fr} (N)	F_w (N)	F_u (N)
D	Paroi	494.179	1557.124	6118.98	861792.984	00.00
E	Paroi	494.179	-1317.556	6118.98	137184.840	00.00
F	Toiture	30,96	-3579.03	27593.757	00.00	-83213.012
G	Toiture	58,12	-3267.81	27593.757	00.00	-162331.36
H	Toiture	356,28	-2303.28	27593.757	00.00	-792929.059
I	Toiture	1154,9	-2022.93	27593.757	00.00	-2308688.1
					$\sum F_w$	$\sum F_u$
					130622.493	-3347161.53

- **Excentricité de la force globale horizontale :**

Il faut tenir aussi compte d'une excentricité **e** de la composante horizontale.

e = ±b/10 = ± 39.725 /10 = 3.973 m **(Formule 2.10 ; chap II) (RNV A99)**

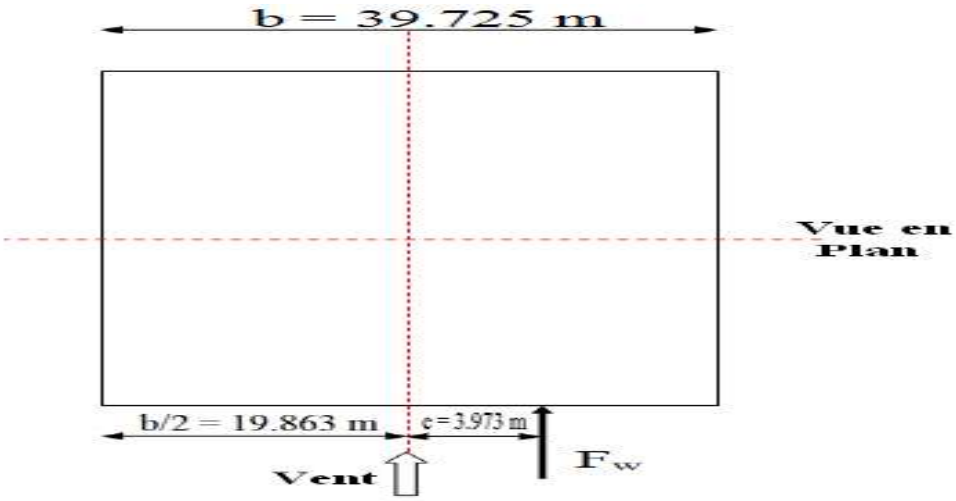


Figure II.15 : Excentricité « e » de la composante horizontale.

II.3. Action de neige :

L'étude de neige a pour but 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. La charge caractéristique de neige **S (KN/m^2)** par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante : $S = \mu.S_K$ [KN/m^2]

II.3.1. Calcul de la charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol S_K définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de **Médéa** (SIDI NAAMAN) est située en **A**.

$S_k = \frac{0.07\,H+15}{100}$

H : l'altitude du site considéré par apport au niveau de la mer.

Pour notre site : H = 800 m

$S_k = \frac{0.07 \times 800 + 15}{100} = 0.71$ KN/ m²

II.3.2. Neige sur la toiture :

Dans notre projet la toiture a une forme d'une voute qui a la même pente pour les deux côtés,

Les coefficients de forme se calculent comme suit :

On a $\beta \leq 60°$ $\mu_1 = 0.8$; $\mu_2 = 0.2 + 10\,h / l$; $\mu_3 = 0.5\mu_2$

l : étant la portée de la voûte, voir **figure 6.6 RNV A99**

$\mu_1 = 0.8$; $\mu_2 = 0.2 + (10 \times 2.05)/35.80 = 0.77$; $\mu_3 = 0.5\,(0.77) = 0.385$

Alors les charges de la neige sont :

$S_1 = 0.8 \times 0.71 = 0.57$ KN/m² (uniformément répartie sur toute la longueur).

$S_2 = 0.77 \times 0.71 = 0.54$ KN/m² (charge triangulaire sur la moitié de la longueur)

$S_2 = 0.385 \times 0.71 = 0.27$ KN/m² (charge triangulaire sur la deuxième moitié de la longueur).

II.3.2.1. Cas (i) :

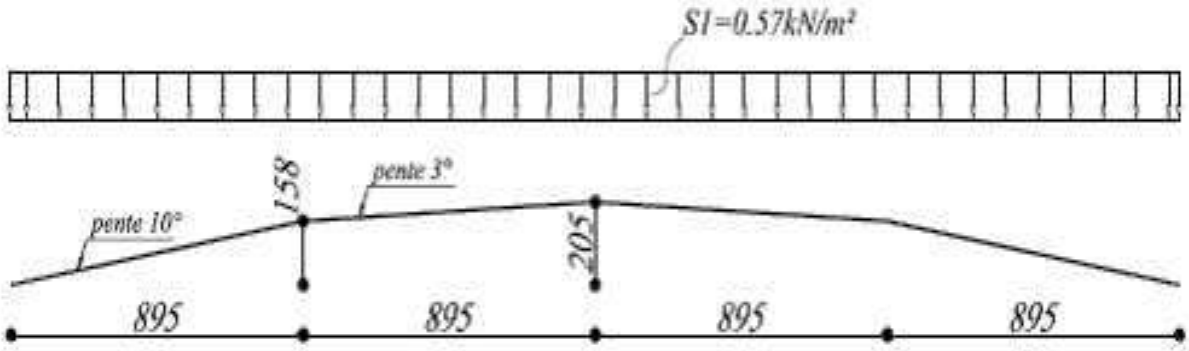


Figure II.16 : chargement de neige sur la toiture « cas i ».

II.3.2.2. Cas (ii) :

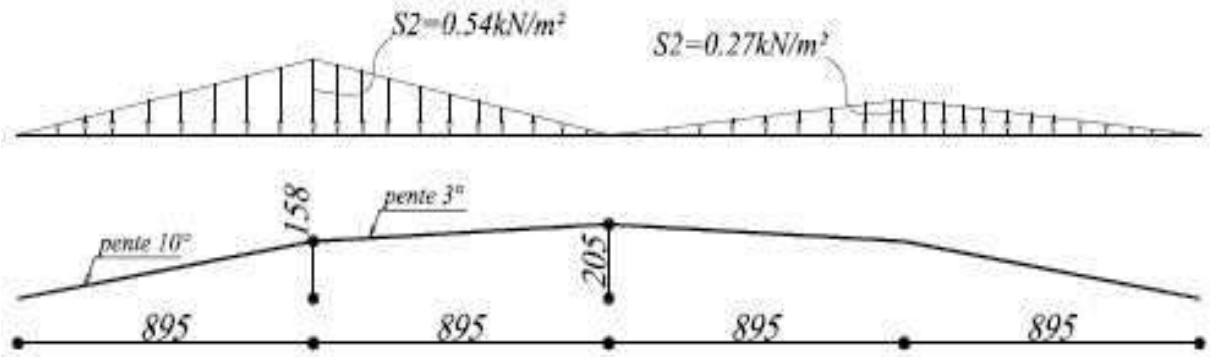


Figure II.17 : chargement de neige sur la toiture « cas ii ».

Chapitre III

Pré Dimensionnement Des Éléments

III.1. Introduction :

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies, nous passons, dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment qui se font par la condition de flèche et les vérifier par celle de résistance et de cisaillement.

III.2. Calcul des pannes :

III.2.1. Définition :

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquent sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme.

III.2.2. Type de sollicitation de la panne :

Pour le dimensionnement d'une panne, nous adoptant les hypothèses suivantes :

- La tôle de toiture empêche la torsion de la panne due à l'excentricité des charges.
- La tôle de toiture empêche également le déversement des pannes.
- Les pannes sont des éléments de proportion normale, donc il n'y a pas un risque de voilement.
- La panne travail en flexion déviée à cause de l'inclinaison de la traverse.

III.2.3. Nombre et espacement des pannes :

a. Nombre des pannes

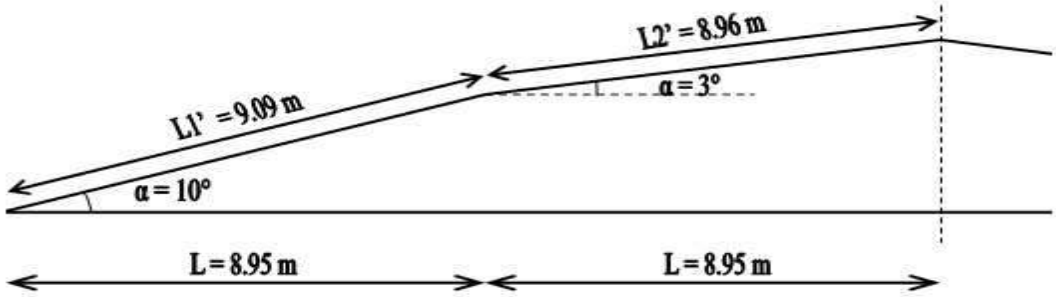


Figure III.1. Longueur d'un versant

Le nombre des pannes est déterminé par la formule empirique :

$n_{panne} = \frac{L'_1}{2} + 1 = 5.55$ $n_{panne} = \frac{L'_2}{2} + 1 = 5.48$

On acquiesce 7 pannes le long d'un versant.

b. L'entraxe entre les pannes 'e' :

L'entraxe des pannes est déterminé à partir de leur nombre :

$e = \frac{L'_1}{n_{panne}} = 1.51$ m ; $e = \frac{L'_2}{n_{panne}} = 1.49$ m

On adopte : e = 1.5 m ce qui donne : $X = \frac{L'_1 - n_{panne} \times e}{2} = 0.045$ m

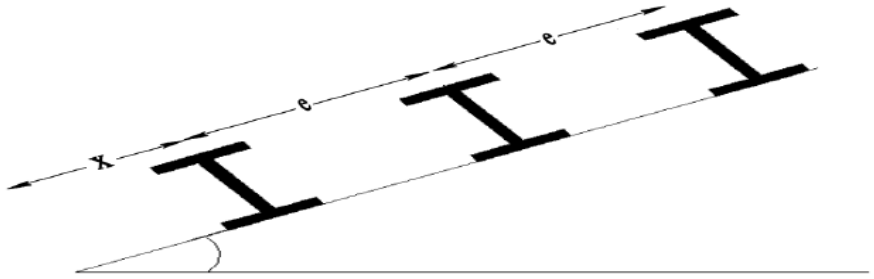


Figure III.2 : L'entraxe et l'extrémité des pannes

III.2.4. Evaluation des charges :

III.2.4.1. Charge permanente G :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)……..12 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache ……...5 kg / m²
- Poids propre de la pannes……12.9 kg / m

$\mathbf{G = [(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne}}$ = [(12+ 5) × 1.5] + 12.9 = 38.4 Kg/ml = 0.384 KN/ml

III.2.4.2. Surcharge d'entretien :

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

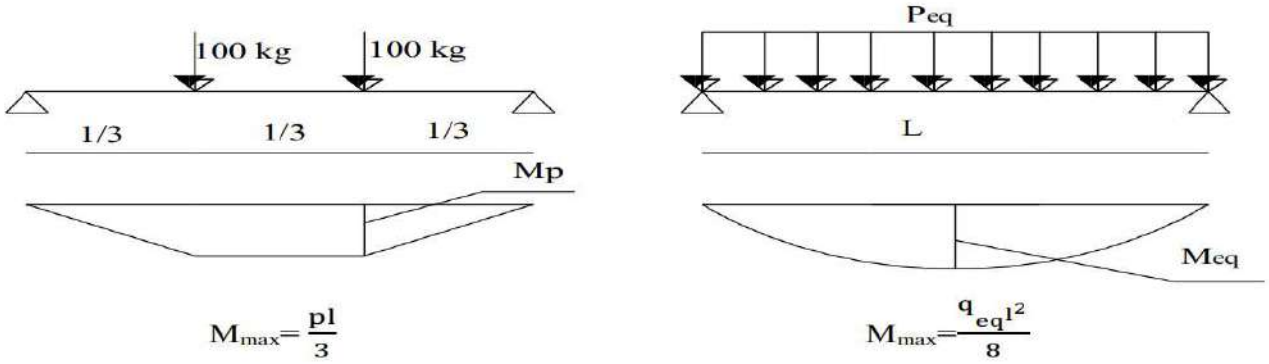


Figure III.3 : Schéma statique de panne sous charge d'entretien.

$M_{max} = P \times \frac{L}{3} = Q \times \frac{L^2}{8}$

$Q = \frac{8}{3} \times \frac{P}{L} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{4.60} = 57.97$ (Kg/ml) = 0.58 (KN/ml)

III.2.4.3. Surcharge climatique due au vent :

La panne la plus sollicite est celle expose au vent sur la façade principale avec C_{pi} = +0,8 chargée en zone F.

q_j = -3579.03 N/m²

V = -3579.03 × 1.50 = -5368.55 N/m² = -5.368 KN/ml

III.2.4.4. Surcharge climatique de la neige :

La charge de neige par mètre linéaire revient à une panne de la toiture égale : N = S × e

Avec: S = 0.57 KN/ml ⇒ N = 0.57 × 1.5 = 0.855 KN/ml

III.2.5. combinaisons des charges les plus défavorables :

❖ Les charges et surcharges appliquée :

G = 0.384 KN/ml Q = 0.58 KN/ml V = -5.368 KN/ml S = 0,855 KN/ml

- **Décomposition des charges :**

Tableau III.1. Décomposition des charges

Angle	Suivant l'axe Z-Z	Suivant l'axe Y-Y
α_1= 10°	G cos α = 0.378 (KN/ml) Q cos α = 0.571 (KN/ml) V = -5.368 (KN/ml) S cos α = 0.842 (KN/ml)	G sin α = 0.067 (KN/ml) Q sin α = 0.101 (KN/ml) V = 0 (KN/ml) S sin α = 0.148 (KN/ml)
α_2= 3°	G cos α = 0.383 (KN/ml) Q cos α = 0.579 (KN/ml) V = -5.368 (KN/ml) S cos α = 0.854 (KN/ml)	G sin α = 0.020 (KN/ml) Q sin α = 0.030 (KN/ml) V = 0 (KN/ml) S sin α = 0.045 (KN/ml)

III.2.5.1. Combinaisons d'action :

Tableau III.2. Combinaisons d'action

Angle	Axes	E.L.U	E.L.S
α_1= 10°	Z-Z	$G_{Zmin} + \frac{3}{2} V_z$ = -7.674 (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{Zmax} + \frac{3}{2} S_z$ = 1.767 (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{Zmax} + \frac{3}{2} Q_z$ = 1.361 (KN/ml)	$G_{Zmin} + V_z$ = -4.99 (KN/ml) $G_{Zmax} + S_z$ = 1.22 (KN/ml) $G_{Zmax} + Q_z$ = 0.949 (KN/ml)
	Y-Y	$G_{ymin} + \frac{3}{2} V_y$ = 0.067 (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{ymax} + \frac{3}{2} S_y$ = 0.313 (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{ymax} + \frac{3}{2} Q_y$ = 0.241 (KN/ml)	$G_{ymin} + V_y$ = 0.067 (KN/ml) $G_{ymax} + S_y$ = 0.215 (KN/ml) $G_{ymax} + Q_y$ = 0.168 (KN/ml)
α_2= 3°	Z-Z	$G_{Zmin} + \frac{3}{2} V_z$ = -7.669 (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{Zmax} + \frac{3}{2} S_z$ = 1.792 (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{Zmax} + \frac{3}{2} Q_z$ = 1.379 (KN/ml)	$G_{Zmin} + V_z$ = -4.985 (KN/ml) $G_{Zmax} + S_z$ = 1.237 (KN/ml) $G_{Zmax} + Q_z$ = 0.962 (KN/ml)
	Y-Y	$G_{ymin} + \frac{3}{2} V_y$ = 0.02 (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{ymax} + \frac{3}{2} S_y$ = 0.094 (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{ymax} + \frac{3}{2} Q_y$ = 0.072 (KN/ml)	$G_{ymin} + V_y$ = 0.02 (KN/ml) $G_{ymax} + S_y$ = 0.065 (KN/ml) $G_{ymax} + Q_y$ = 0.05 (KN/ml)

La combinaison la plus défavorable est :

- **ELU :** $q_u = G + \frac{3}{2} V = \sqrt{(-7.674)^2 + (0.067)^2} = 7.674$ (KN/ml)
- **ELS :** $q_{ser} = G + V = \sqrt{(-4.99)^2 + (0.067)^2} = 4.99$ (KN/ml)

III.2.6. Pré dimensionnement des pannes :

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

- **Suivant l'axe Z-Z :**

$f_z = \frac{5\,q_z \times l^4}{384\,I_y \times E} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{460}{200} = 2.3$ (cm) ; $I_y = \frac{5\,q_z \times l^4}{2.3 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 4.99 \times 10^{-1} \times 460^4}{2.3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 602.31\ cm^4$

Ce qui correspond à un **IPE 160.** Ses caractéristiques sont : $\begin{cases} I_y = 869\ cm^4 \\ I_z \geq 68.3 cm^4 \\ A = 20.1\ cm^2 \\ h = 16\ cm \\ G = 15.8\ Kg \end{cases}$

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$f_y = \frac{5\,q_z \times l^4}{384\,I_y \times E} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{460}{200} = 2.3$ (cm)

$f_y = \frac{5\,q_z \times l^4}{68.3 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 0.067 \times 10^{-1} \times 460^4}{68.3 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} = 0.27$ (cm) $< f_{adm} = 2.3$ (cm)

La flèche en Y-Y est vérifier donc on choisit **IPE 160.**

Le poids propre réel G :

$G = [(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times e] + P_{panne} = [(12+ 5) \times 1.5] + 15.8 = 41.3$ (Kg/ml) $= 0.413$ KN/ml

$G_z = 0.413 \cos 10° = 0.407$ (KN/ml) ; $G_z = 0.413 \cos 3° = 0.412$ (KN/ml)

III.2.6.1. Dimensionnement des pannes:

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.

III.2.6.2. Les combinaisons de calcul :

Tableau III.3 : Les combinaisons de calcul

Angle	Axes	E.L.U	E.L.S
$\alpha_1 = 10°$	**Z-Z**	$G_{Zmin} + \frac{3}{2} V_z = -7.645$ (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{Zmax} + \frac{3}{2} S_z = 1.81$ (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{Zmax} + \frac{3}{2} Q_z = 1.40$ (KN/ml)	$G_{Zmin} + V_z = -4.961$ (KN/ml) $G_{Zmax} + S_z = 1.249$ (KN/ml) $G_{Zmax} + Q_z = 0.978$ (KN/ml)
	Y-Y	$G_{ymin} + \frac{3}{2} V_y = 0.072$ (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{ymax} + \frac{3}{2} S_y = 0.318$ (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{ymax} + \frac{3}{2} Q_y = 0.248$ (KN/ml)	$G_{ymin} + V_y = 0.072$ (KN/ml) $G_{ymax} + S_y = 0.22$ (KN/ml) $G_{ymax} + Q_y = 0.17$ (KN/ml)
$\alpha_2 = 3°$	**Z-Z**	$G_{Zmin} + \frac{3}{2} V_z = -7.64$ (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{Zmax} + \frac{3}{2} S_z = 1.83$ (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{Zmax} + \frac{3}{2} Q_z = 1.418$ (KN/ml)	$G_{Zmin} + V_z = -4.956$ (KN/ml) $G_{Zmax} + S_z = 1.266$ (KN/ml) $G_{Zmax} + Q_z = 0.991$ (KN/ml)
	Y-Y	$G_{ymin} + \frac{3}{2} V_y = 0.22$ (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{ymax} + \frac{3}{2} S_y = 0.097$ (KN/ml) $\frac{4}{3} G_{ymax} + \frac{3}{2} Q_y = 0.074$ (KN/ml)	$G_{ymin} + V_y = 0.022$ (KN/ml) $G_{ymax} + S_y = 0.067$ (KN/ml) $G_{ymax} + Q_y = 0.052$ (KN/ml)

La combinaison la plus défavorable est :

- **ELU :** $q_u = G + \frac{3}{2} V = \sqrt{(-7.645)^2 + (0.072)^2} = 7.645$ (KN/ml)
- **ELS :** $q_{ser} = G + V = \sqrt{(-4.96)^2 + (0.072)^2} = 4.96$ (KN/ml)

III.2.6.3. Détermination des sollicitations :

❖ **Moment :**

➢ **Sous le vent :**

Axe Z-Z : $M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{7.645 \times 4.6^2}{8} = 20.22$ (KN.m)

Axe Y-Y : $M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.072 \times 4.6^2}{8} = 0.19$ (KN.m)

➢ **Sous charge d'exploitation :**

Axe Z-Z : $M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.399 \times 4.6^2}{8} = 3.70$ (KN.m)

Axe Y-Y : $M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.248 \times 4.6^2}{8} = 0.656$ (KN.m)

➢ **Sous charge de la neige**

Axe Z-Z : $M_y = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.806 \times 4.6^2}{8} = 4.777$ (KN.m)

Axe Y-Y : $M_z = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{0.318 \times 4.6^2}{8} = 0.841$ (KN.m)

❖ **Effort tranchant :**

▪ **Effort tranchant due au vent :**

$V_v = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{-7.645 \times 4.6}{2} = -17.485$ KN

▪ **Effort tranchant due à la neige :**

$V_v = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1.806 \times 4.6}{2} = 4.154$ KN

▪ **Effort tranchant due aux charges d'exploitation :**

$V_Q = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{1.399 \times 4.6}{2} = 3.218$ KN

▪ **Effort tranchant due au poids propre :**

$V_v = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{0.407 \times 4.6}{2} = 0.936$ KN

1er combinaison : $V_G + \frac{3}{2} V_v = 0.936 + \frac{3}{2}(-17.584) = -25.44$ KN

2ème combinaison : $\frac{4}{3} V_G + \frac{4}{3} V_v = \frac{4}{3}(0.936) + \frac{4}{3}(4.154) = 6.787$ KN

3éme combinaison : $\frac{4}{3} V_G + \frac{4}{3} V_s = \frac{4}{3}(0.936) + \frac{4}{3}(3.218) = 5.539$ (KN)

III.2.7.Vérification de la résistance des pannes :

a. Vérification a l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $\mathbf{V_z \leq V_{plz}}$

$\mathbf{V_{plz} = \frac{A_{Vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}}$ **EC3 Art 5.4.6**

$\mathbf{A_{Vz} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r)} = 20.1 - (2 \times 8.2 \times 0.74) + (0.5 + 2 \times 0.9) \times 0.74 = 9.67\ cm^2$

$V_{plz} = \frac{9.67 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 119.273$ (KN) **vérifiée**

- **Sous le vent :**

$V_z = 25.44$ (KN) $< V_{plz} = 119.273$ (KN) **vérifiée**

- **Sous la charge d'exploitation :**

$V_z = 5.539$ (KN) $< V_{plz} = 119.273$ (KN) **vérifiée**

- **Sous la neige**

$V_z = 6.787$ (KN) $< V_{plz} = 119.273$ (KN) **vérifiée**

b. Vérification au déversement

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La vérification à faire est : $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$ **EC3 ART 5.5.2**

On a : $\beta_w = 1 \Longrightarrow$ classe 01

$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$

$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL^2) \times G I_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j)$ **[F.2, Art F.1.2 EC03]**

$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 0.4\ E$ $\begin{cases} I_t = 3.60\ cm^4 \\ I_w = 3959\ cm^6 \end{cases}$

K = 1 appui simple [tableau. F. 1.2 EC03]

$K_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; L = 4.60 m

C1, C2, C3: facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement (K=1).

C1= 1.132 C2= 0.459 C3= 0.525 **[tableau F.1.2 EC03]**

L = longueur de maintien latéral = la distance entre le lierne et le portique = $\frac{1}{2} = 2.75$ m.

$\begin{cases} Z_a = -8\ cm & \text{Sous l'action du vent} \\ Z_a = 8\ cm & \text{Sous la charge verticale} \end{cases}$

$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{Section doublement symétrique } \mathbf{EC3\ figure\ F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{Section doublement symétrique } \mathbf{EC3\ article\ F.1.1} \end{cases}$

$Z_g = Z_a - Zs = -8$ cm

- **Sous le vent :**

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 68.3}{(1 \times 4.6)^2}\left\{\left[\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{0.3959}{68.3} + \frac{(4.6)^2 \times 0.4 \times 3.6}{3.14^2 \times 68.3} + (0.459(-0.08))^2 - (0.459(-0.08))^2\right]^{\frac{1}{2}}\right\}$$

$M_{cr} = 20.09$ KN.m

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1 \times 123.87 \times 235 \times 10^{-3}}{20.09}} = 1.2$$

$\overline{\lambda_{LT}} = 1.2 > 0.4$ → il y'a risque de déversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0.21$ courbe (a) → χ_{lt}

On calcul χ_{lt} à l'aide du **tableau 5.5.2 EC3**

$\overline{\lambda_{LT}} = 1.2$ donc $\chi_{lt} = 0.53$

$$M_R = 0.53 \times 1 \frac{123.87 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 15.428 \text{ KN.m}$$

$M_{sdy} = 20.22$ KN.m $\geq M_R = 15.428$ KN.m **non vérifiée**

Le diversement sous le vent n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 180.**

Le poids propre réel G : $G_p = 0{,}443$ KN/ml

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suite :

a. Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{11.20 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 138.14 \text{ (KN)}$$ **EC3 Art 5.4.6**

- **Sous le vent :**

$V_z = 25.273$ (KN) $< V_{plz} = 138.14$ (KN) **vérifiée**

- **Sous la charge d'exploitation :**

$V_z = 5.747$ (KN) $< V_{plz} = 138.14$ (KN) **vérifiée**

- **Sous la neige**

$V_z = 6.992$ (KN) $< V_{plz} = 138.14$ (KN) **vérifiée**

b. Vérification au déversement

- **Sous le vent :**

$M_{sdy} = 20.14$ (KN.m) ; $M_{cr} = 29.58$ (KN.m)

$M_{sdy} = 20.14$ (KN.m) $\leq M_R = 22.02$ (KN.m) **vérifiée**

- **Sous la charge verticale :**

$M_{sdy} = 3.804$ (KN.m) ; $M_{cr} = 29.58$ (KN.m)

$M_{sdy} = 3.804$ (KN.m) $\leq M_R = 22.02$ (KN.m) **vérifiée**

- **Sous la neige :**

$M_{sdy} = 4.877$ (KN.m) ; $M_{cr} = 29.58$ (KN.m)

$M_{sdy} = 4.877$ (KN.m) $\leq M_R = 22.02$ (KN.m) **vérifiée**

- **Vérification à la résistance :**

La condition à vérifier est : $\left[\frac{M_y}{M_{ply}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_z}{M_{plz}}\right]^{\beta} \leq 1$ **[EC3 art 5.4.8.1]**

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

- **Sous le vent :**

$\left(\frac{20.14}{166.4 \times 235 \times 10^{-3}}\right)^2 + \left(\frac{0.204}{34.6 \times 235 \times 10^{-3}}\right)^1 = 0.29 < 1$ **vérifiée**

- **Sous la charge verticale :**

$\left(\frac{3.804}{166.4 \times 235 \times 10^{-3}}\right)^2 + \left(\frac{0.672}{34.6 \times 235 \times 10^{-3}}\right)^1 = 0.092 < 1$ **vérifiée**

- **Sous la neige :**

$\left(\frac{4.877}{166.4 \times 235 \times 10^{-3}}\right)^2 + \left(\frac{0.860}{34.6 \times 235 \times 10^{-3}}\right)^1 = 0.121 < 1$ **vérifiée**

- **Vérification à l'état limite de service :**

La combinaison la plus défavorable est : $q_{ser} = G + V = \sqrt{(-4.932)^2+(0.077)^2} = 4.932$ (KN/ml)

- Vérification de la flèche : $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$

- **Suivant l'axe Z-Z :**

$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{4.932 \times 10^{-1} (460)^4}{13.7 \times 2.1 \times 10^5} = 1.04 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2.3 \text{ cm}$ vérifiée

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0.77 \times 10^{-1} (460)^4}{101 \times 2.1 \times 10^5} = 0.212 \text{ cm} < \frac{L}{200} = 2.3 \text{ cm}$ vérifiée

Conclusion : On choisit pour toutes les pannes un **IPE180.**

III.3. Calcul des liernes :

III.3.1. Introduction :

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

III.3.2. Dimensionnement des liernes :

III.3.2.1. Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du le lierne :



Figure III.4. Les schémas statiques

$\frac{4}{3}G_y + \frac{3}{2}S_y$

G = (12 + 5) 1.5 + 18,8 = 44,3 Kg/ml

$G_y = G \sin 10° = 0.077$ KN/ml

$S_y = S \sin 10° = 0.148$ KN/ml

$Q_y = 0.325$ KN/ml

e : espacement entre les pannes.

L : la portée de la panne.

$R = 1.25 Q_y \frac{l}{2} = 1.25(0.325) \frac{4.60}{2} = 0.934$ (KN)

- Efforts de traction dans le tronçon de lierne L_1 :

Lierne1 : $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.934}{2} = 0.476$ (KN)

- Effort dans le tronçon L_2 :

Lierne 2 : $T_2 = T_1 + R = 0.476 + 0.934 = 1.401$ (KN)

- Effort dans le tronçon L_3 :

Lierne 3 : $T_3 = T_2 + R = 1.401 + 0.934 = 2.335$ (KN)

- Effort dans le tronçon L_4 :

Lierne 4 : $T_4 = T_3 + R = 2.335 + 0.934 = 3.269$ (KN)

- Effort dans le tronçon L_5 :

Lierne 5 : $T_5 = T_4 + R = 3.269 + 0.934 = 4.203$ (KN.

- Effort dans les diagonales L_6 :

Avec : $\theta = \text{arc tg} \frac{1.5}{2.3} = 33.11°$

$2 T_6 \sin\theta = T_5 \Rightarrow T_6 = \frac{T_5}{2 \sin 33.11°} = 3.85$ (KN)

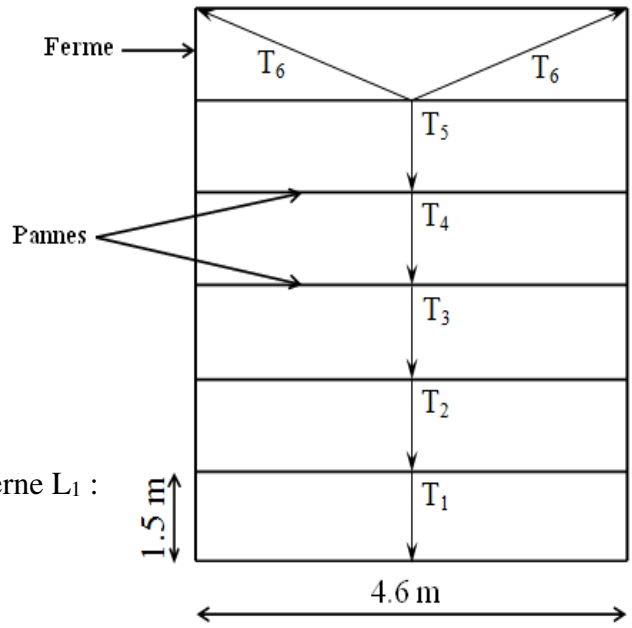


Figure III.5. Représentation des efforts

III.3.2.2. Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_5.

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

$\mathbf{N_{sd} \leq N_{pl.Rd}}$; $N_{sd} = T_5$

$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$; $A \geq \frac{T_5 \times \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow A \geq 4.203 \frac{1.1}{23.5} = 0.197$ cm² $\Rightarrow A \geq 0{,}197$ cm²

$A = \frac{\pi \varphi^2}{4}$ donc $\emptyset \geq \left[\frac{4 \times 0.197}{\pi}\right]^{0.5} \Rightarrow \emptyset \geq 0{,}5$ cm

Pour des raisons pratiques, on adopte pour une barre ronde de diamètre : $\emptyset = 10$ mm

III.4.Calcul de l'échantignolle :

III.4.1.Introduction :

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

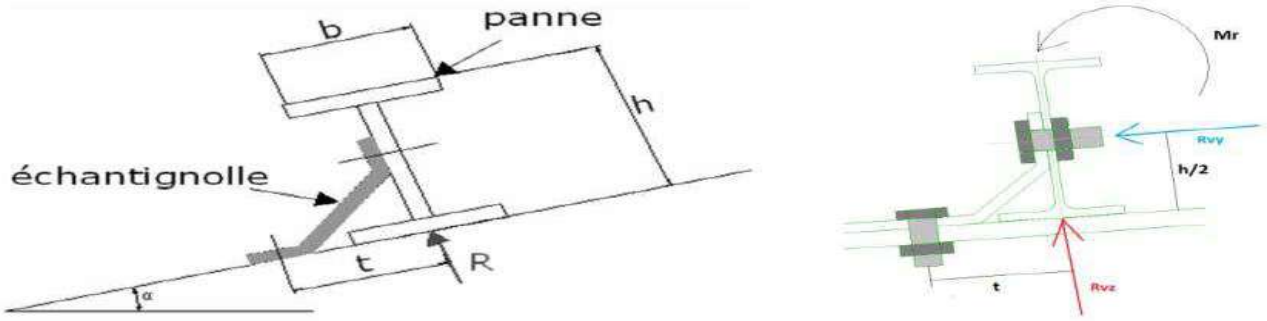


Figure III.6: Echantignole.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$ Pour un IPE180 $\begin{cases} b = 9.1 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{cases}$

$9.1 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm}$ Soit : $t = 12$ cm.

III.4.2. Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

a) Effort de soulèvement :

$Q_z = G \cos 10° + \frac{3}{2} V = (0{,}443) \cos 10° + \frac{3}{2}(-5.368) = -7.616$ KN/ml

b) Effort suivant rampant:

$Q_y = \frac{4}{3} G \sin 10° = \frac{4}{3}(0.443) \sin 10° = 0.103$ KN/ml

- **Echantignolle de rive :**

$R_z = Q_z \frac{L}{2} = 17.517$ KN ; $R_y = Q_y \frac{L}{2} = 0.237$ KN

- **Echantignolle intermédiaire :**

$R'_z = 2R_z = 35.034$ KN ; $R'_y = 2R_y = 0.474$ KN

c) Calcul du moment de renversement :

$M_R = R_z\, t + R_y \frac{h}{2} = 35.034(0.12) + 0.237 \frac{0.18}{2} = 4.247$ KN.m

III.4.3.Dimensionnement de l'échantignolle :

- **Flexion simple**

Remarque : Généralement les échantignolle sont des éléments formes à froid. La classe de section est au moins de classe 3.

$M_{sdy} \leq M_{el.rd} = W_{el} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$ moment de résistance élastique de la section brute.

III.4.3.1.Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \quad \rightarrow \quad W_{el} \leq \frac{M_R}{\sigma} = \frac{4.277 \times 10^{-5} \times 1.1}{235 \times 10^2} = 20.02 \text{ cm}^3$$

On a : $W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$ Section rectangulaire.

Remarque :

La largeur de l'échantignolle « b » est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme, 2L90x90x11

b = 9 + 9 + 1 = 19 cm ; avec l'épaisseur du gousset de 10 mm.

Donc : $e \geq \sqrt{\frac{6W_{el}}{b}} \quad \rightarrow \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \times 20.02}{19}} = 2.51 \text{ cm} \quad \Rightarrow e = 2.6 \text{ cm}$

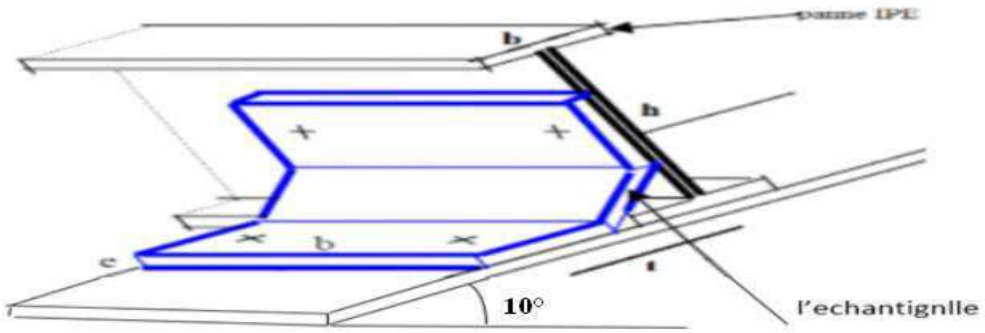


Figure III.7 : détail de l'échantignolle (vue en 3D).

III.5. Calcul des lisses de bardages

III.5.1.Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, UAP) ou des profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III.5.2. Détermination des sollicitations :

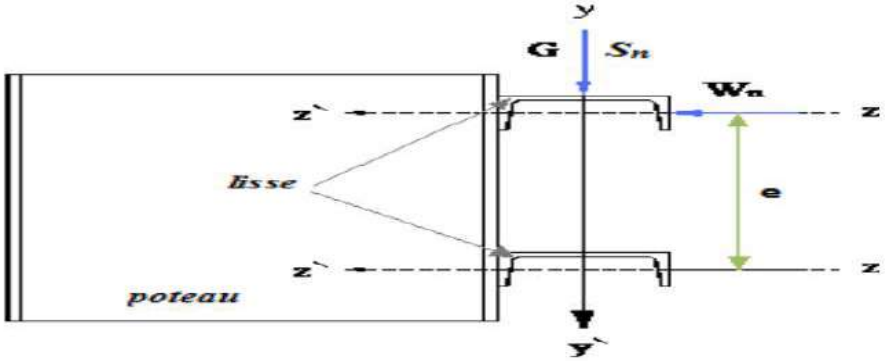


Figure III.8 : Disposition des lisses.

III.5.3. Lisses de bardage de pignon

III.5.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

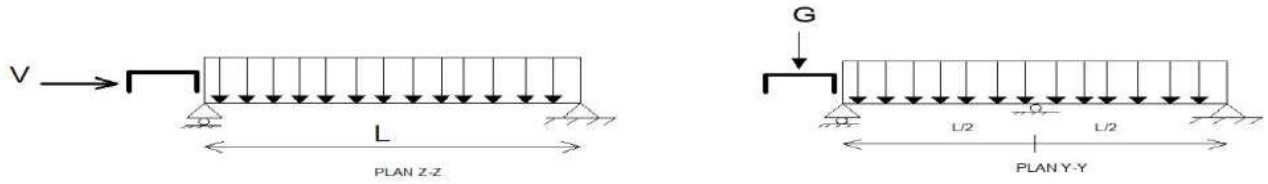


Figure III.9 : les schémas statiques de la lisse dans les deux plans y-y et z-z.

a) Charges permanentes :

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)……12 kg/m².

Poids propre d'accessoire d'attache…… 5 kg/m².

Poids propre de l'UPE 140 estimé…….....…….14.5 Kg/m.

$G = (P_{couverture} + P_{accessoire}) \times e + P_{lisse}$; e = 1.73 m (entre axe des lisses).

G = (12 + 5) × 1.73 + 14.5 = 43.91 Kg/m = 0.4391 KN/m

b) charge due au vent : W (zj) = 2156.018 N/m²

W = 1.73× 2156.018 = 3729.9 N/m = 3.729 KN/m

III.5.3.2. Condition de la flèche : $f \leq f_{adm}$

- **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{895}{200} = 4.5 \text{ cm} \quad ; I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{3.729 \times 10^{-1} (895)^4}{4.5 \times 2.1 \times 10^5} = 3296.7916 \text{ cm}^4$$

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{q_y \left(\frac{L}{2}\right)^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{\frac{L}{2}}{200} = \frac{\frac{895}{2}}{200} = 2.25 \text{ cm} \quad ; I_z = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.4391 \times 10^{-1} (450)^4}{225 \times 2.1 \times 10^5} = 0.20 \text{ cm}^4$$

D' après le tableau des profilés des UPE, on adopte un **UPE 240**, ses caractéristiques sont :

I_y = 3600 cm⁴; **h** = 240 mm; **d** = 65 mm; **W_{ely}** = 300 cm³.

I_z = 311 cm⁴; **b** = 90 mm; **r** = 15 mm; **W_{elz}** = 50.1 cm³.

A = 38.5 cm²; **t_w** = 7 mm; **A_{vz}** = 18.8 cm²; **W_{ply}** = 347 cm³.

G = 30.2 kg/m; **t_f** = 12.5 mm; **W_{plz}** = 92.2 cm³.

Le poids propre réel G : G = [(12 + 5) × 1.73] + 30.2 = 59.61 Kg /ml = 0.596 KN/m

III.5.3.3 : Vérification à l'état limite ultime :

✓ **Vérification à la flexion**

a. Condition de résistance : $\left[\frac{M_y}{M_{ply}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_z}{M_{plz}}\right]^{\beta} \leq 1$

$$M_Y = \frac{3}{2} q_w \frac{L^2}{8} = \frac{3}{2} (3.729) \frac{(8.95)^2}{8} = 56.01 \text{ KN.m}$$

$$M_Z = \frac{4}{3} G_y \frac{L^2}{8} = \frac{4}{3} (0.596) \frac{(8.95)^2}{8} = 2.011 \text{ KN.m}$$

b. Classification de la section :

Semelle comprimé : $\frac{C}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{90}{2}}{12.5} = 3.6 < 10\,\varepsilon$

Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} = \frac{185}{7} = 26 < 72\,\varepsilon$ D'où le profilée est de **classe 1**

Calcul des moments plastique :

$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{347 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 74.14$ KN.m

$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{92.2 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 19.7$ KN.m

Pour les profilés **UPE 240** de classe 01, en optant pour **α = 2 ; β = 1**

Alors : $\left[\frac{56.01}{74.14}\right]^2 + \left[\frac{2.011}{19.7}\right]^1 = 0.67 \leq 1$ **vérifiée**

La section **UPE240** est vérifiée à l'ELU.

III.5.3.4 : Vérification au cisaillement: $V_z \leq V_{plz}$

$V_{plz} = \frac{A_{Vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{18.8 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 231.88$ KN ; $V_z = \frac{3}{2} V \frac{L}{2} = \frac{3}{2}(3.729)\frac{L}{2} = 25.03$ KN

$V_z = 25.03$ (KN) $< V_{plz} = 231.88$ KN **vérifiée**

III.5.3.5. Vérification au déversement :

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

On considère que les lisses sont continuées sur 3appuis avec des liernes à mi- portée

$I_t = 15.1\ cm^4$ $I_w = 26400\ cm^6$ $I_z = 311\ cm^4$

K = 1 appui simple [**tableau. F. 1. 2 EC03**]

$K_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; L = 8.95 m

$C_1 = 1.132$ $C_2 = 0.459$ $C_3 = 0.525$ [**tableau. F. 1. 2 EC03**]

$Z_a = -\frac{h}{2} = -12$ cm (sous le vent (-) puisque l'orientation de repère est vers la semelle comprimés).

$Z_s = 0$ La section est doublement symétrique selon **(EC3 figure F1.1)**

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 311}{(1 \times 8.95)^2}\left\{\left[\left(\frac{1}{1}\right)^2 \frac{2.64}{311} + \frac{(8.95)^2 \times 0.4 \times 15.1}{3.14^2 \times 311} + (0.459(-0.12))^2 - (0.459(-0.12))^2\right]^{\frac{1}{2}}\right\}$$

$M_{cr} = 42.46$ (KN.m)

$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1 \times 347 \times 235 \times 10^{-3}}{42.46}} = 1.38 > 0.4$ → il y'a risque de déversement

Profilé laminé ; α = 0.21 courbe (a) → χ_{lt}

On calcul χ_{lt} à l'aide du **tableau 5.5.2 EC3**

$\overline{\lambda_{LT}} = 1.38$ → $\chi_{lt} = 0.4284$

$M_R = 0.4284 \times 1 \times \frac{347 \times 10^{-3} \times 235}{1} = 34.93$ KN.m

$M_{sdy} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{3.729 \times 8.95^2}{8} = 37.33$ KN.m

$M_{sdy} = 37.33$ KN.m $\geq$ $M_R = 34.93$ KN.m **non vérifiée**

Le diversement n'est pas vérifiée donc on augmente la section à **UPE 270**.

D' après le tableau des profilés des UPE, on adopte un **UPE 270**, ses caractéristiques sont :

I_y = 5250 cm^4; **h** = 270 mm; **d** = 213 mm; **W_{ely}** = 389 cm^3.

I_z = 401 cm^4; **b** = 95 mm; **r** = 15 mm; **W_{elz}** = 60.7 cm^3.

A = 44.8 cm²; **t_w** = 7.5 mm; **A_{vz}** = 22.2 cm²; **W_{ply}** = 451 cm^3.

G = 35.2 kg/m; **t_f** = 13.5 mm; **W_{plz}** = 112 cm^3.

Le poids propre réel G : G = [(12 + 5) × 1.73] + 35.2 = 64.61 Kg /ml = 0.646 KN/m

- **Vérification à l'état limite ultime :**

✓ **Vérification à la flexion :**

a- Condition de résistance : $\left[\frac{56.01}{96.35}\right]^2 + \left[\frac{2.011}{19.7}\right]^1 = 0.70 \leq 1$ **vérifiée**

La section **UPE270** est vérifiée à l'ELU.

- **Vérification au cisaillement :**

$V_z = 25.03$ KN ; $V_{plz} = 237.82$ KN

$V_z = 25.03$ KN $<$ $V_{plz} = 237.82$ KN **vérifiée**

- **Vérification au déversement :**

$I_t = 19.9$ cm^4 ; $I_w = 43600$ cm^6 ; $I_z = 401$ cm^4 ; $M_{cr} = 49.28$ KN.m

$\overline{\lambda_{LT}} = 1.47 > 0.4$ → il y'a risque de déversement

$\overline{\lambda_{LT}} = 1.47$ → $\chi_{lt} = 0.3861$

$M_R = 40.92$ KN.m ; $M_{sdy} = 37.33$ KN.m

$M_{sdy} = 37.33$ KN.m $<$ $M_R = 40.92$ KN.m **vérifiée**

III.5.3.6. Vérification à l'état limite de service :

a. **Vérification à la flèche :** $f = \frac{5}{384} \times \frac{q\,l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{895}{200} = 4.5$ cm

- **Suivant l'axe Z-Z :** $f_z = \frac{5}{384} \times \frac{3.729 \times 10^{-1} (895)^4}{5250 \times 2.1 \times 10^5} = 2.83$ cm $< f_{adm} = 4.5$ cm **vérifiée**

- **Suivant l'axe Y-Y :** $f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0.646 \times 10^{-1} (895)^4}{401 \times 2.1 \times 10^5} = 6.41$ cm $> f_{adm} = 4.5$ cm **non vérifiée**

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

$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{q_y \left(\frac{L}{2}\right)^4}{EI} = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.646 \times 10^{-1} \left(\frac{895}{2}\right)^4}{2.1 \times 10^5\ 401} = 0.16$ cm $\leq f_{adm} = \frac{\frac{L}{2}}{200} = \frac{\frac{895}{2}}{200} = 2.25$ cm **vérifiée**

On choisit pour toutes les lisses de pignon un **UPE270**.

III.5.4.Dimensionnement des liernes :

III.5.4.1.Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées des poutrelles (IPE, UAP) ou des profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

a. Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du le lierne :

$R = 1.25Q_y + l_y$

G = (12 + 5) 1.73 + 35.2 = 64.61 Kg/ml = 0.646 KN/ml

e : espacement entre les lisses de bardage.

L : la portée de la lisse.

$R = 1{,}25(1.35\ G)\frac{1}{2} = 1{,}25(1.35\ (0.646))\frac{8.95}{2} = 4.88$ KN

- Efforts de traction dans le tronçon de lierne L_1 :

Lierne1 : $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{4.88}{2} = 2.44$ KN

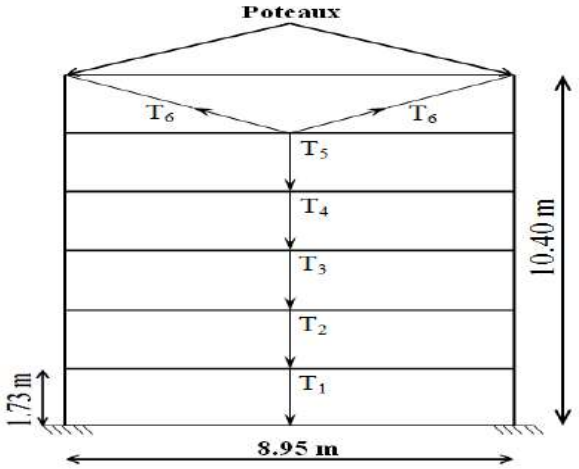


Figure III.10. Disposition des liernes de pignon.

Lierne 2 : $T_2 = T_1 + R = 2.44 + 4.88 = 7.32$ KN Effort dans le tronçon L_2 :

- Effort dans le tronçon L_3 :

Lierne 3 : $T_3 = T_2 + R = 7.32 + 4.88 = 12.2$ KN

- Effort dans le tronçon L_4 :

Lierne 4 : $T_4 = T_3 + R = 12.2 + 4.88 = 17.08$ KN

Effort dans le tronçon L_5 :

Lierne 5 : $T_5 = T_4 + R = 17.08 + 4.88 = 21.96$ KN

- Effort dans les diagonales L_6 :

Avec : $\theta = \text{arc tg}\frac{1.73}{4.475} = 21.014°$

$2\ T_6 \sin\theta = T_5 \quad \Rightarrow \quad T_6 = \frac{T_5}{2\sin 21.14°} = 30.45$ KN

b) Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_6.

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

$\mathbf{N_{sd} \leq N_{pl.Rd}}$; $N_{sd} = T_6$

$N_{pl.Rd} = \frac{A\ f_y}{\gamma_{M0}}$; $A \geq \frac{T_6 \times \gamma_{M0}}{f_y}$; $A \geq 30.45\ \frac{1.1}{23.5} = 1.43\ cm^2$; $A \geq 1.43 cm^2$

$A = \frac{\pi\ \varphi^2}{4}$ donc $\emptyset \geq \left[\frac{4 \times 1.43}{3.14}\right]^{0.5} \Rightarrow \emptyset \geq 1.34$ cm

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre : Ø = 14 mm

On va choisir un Ø14 pour les liernes des lisses.

III.5.5. Les lisses de bardage de long pan :

a) **Charge permanentes :** G = 0.646 (KN/ml)

b) **Charge due au vent :** W (zj) = -2132.325 N/m²

W = 1.73× 2132.325 = 3688.92 N/m = 3.689 KN/m

III.5.5.1. Condition de la flèche : $f \leq f_{adm}$

- **Suivant l'axe Z-Z :**

$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{q_z l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{460}{200} = 2.3$ cm ; $I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{3.689 \times 10^{-1} (460)^4}{2.3 \times 2.1 \times 10^5} = 445.28$ cm^4

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{q_y \left(\frac{L}{2}\right)^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{\frac{L}{2}}{200} = \frac{\frac{460}{2}}{200} = 1.15$ cm ; $I_z = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.646 \times 10^{-1} (230)^4}{1.15 \times 2.1 \times 10^5} = 3.99$ cm^4

D' après le tableau des profilés des UPE, on adopte un **UPE 140**, ses caractéristiques sont :

$\mathbf{I_y}$ = 600 cm^4; **h** = 140 mm; **d** = 98 mm; $\mathbf{W_{ely}}$ = 85.6 cm^3.

$\mathbf{I_z}$ = 78.8 cm^4; **b** = 65 mm; **r** = 12 mm; $\mathbf{W_{elz}}$ = 18.2 cm^3.

A = 18.4 cm²; $\mathbf{t_w}$ = 5 mm; $\mathbf{A_{vz}}$ = 8.25 cm²; $\mathbf{W_{ply}}$ = 98.8 cm^3.

G = 14.5 kg/m; $\mathbf{t_f}$ = 9 mm; $\mathbf{W_{plz}}$ = 33.2 cm^3.

Le poids propre réel G : G = [(12 + 5) × 1.73] + 14.5 = 43.91 Kg /ml = 0.4391 KN/m

III.5.5.2.Vérification à l'état limite ultime :

✓ **Vérification à la flexion :**

a. **Condition de résistance :** $\left[\frac{M_y}{M_{ply}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_z}{M_{plz}}\right]^{\beta} \leq 1$

M_Y = 14.64 KN.m ; M_z = 1.55 KN.m

M_{ply} = 21.11 KN.m ; M_{plz} = 7.09 KN.m

Pour les profilés **UPE 140** de classe 01, en optant pour α = 2 ; β = 1

Alors : $\left[\frac{14.64}{21.11}\right]^2 + \left[\frac{1.55}{7.09}\right]^1 = 0.70 \leq 1$ **vérifiée**

La section **UPE140** est vérifiée à l'ELU

III.5.5.3. Vérification au cisaillement: $V_z \leq V_{plz}$

$V_{plz} = \frac{A_{Vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8.25 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 101.76$ KN ; $V_z = \frac{3}{2} V \frac{L}{2} = \frac{3}{2} (3.689) \frac{L}{2} = 12.73$ KN

V_z = 12.73 KN < V_{plz} = 101.76 KN **vérifiée**

III.5.5.4. Vérification au déversement :

La section est des classe1 → $\beta_w = 1$

$I_t = 4.05\ cm^4$; $I_w = 2200\ cm^6$; $I_z = 78.8\ cm^4$

$Z_a = -\frac{h}{2} = -12$ cm (sous le vent (-) puisque l'orientation de repère est vers la semelle comprimés).

$M_{cr} = 21.92$ KN.m

$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1 \times 98.8 \times 235 \times 10^{-3}}{21.92}} = 1.03$

$\overline{\lambda_{LT}} = 1.03 > 0.4$ → il y'a risque de déversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0.21$ courbe (a) → χ_{lt}

On calcul χ_{lt} à l'aide du **tableau 5.5.2 EC3**

$\overline{\lambda_{LT}} = 1.03$ → $\chi_{lt} = 0.388$; $M_R = 9.76$ KN.m

$M_{sdy} = 9.76$ (KN.m) ≥ $M_R = 13.61$ (KN.m) vérifiée

Le diversement est vérifiée donc on adopte **UPE 140**.

III.5.5.5. Vérification à l'état limite de service :

- ✓ **Vérification à la flèche :** $f = \frac{5}{384} \times \frac{q\,l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{460}{200} = 2.3$ (cm)
- **Suivant l'axe Z-Z :** $f_z = \frac{5}{384} \times \frac{3.689 \times 10^{-1}\,(460)^4}{600 \times 2.1 \times 10^5} = 0.2$ cm $< f_{adm} = 2.3$ (cm) **vérifiée**
- **Suivant l'axe Y-Y :** $f_y = \frac{5}{384} \times \frac{0.4391 \times 10^{-1}\,(460)^4}{78.8 \times 2.1 \times 10^5} = 12.99$ cm $> f_{adm} = 2.3$ cm **non vérifiée**

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

$f_y = \frac{2.05}{384} \times \frac{q_y \left(\frac{L}{2}\right)^4}{EI} = \frac{2.05}{384} \times \frac{0.4391 \times 10^{-1} \left(\frac{460}{2}\right)^4}{2.1 \times 10^5 \times 78.8} = 0.33\ cm \leq f_{adm} = \frac{\frac{L}{2}}{200} = \frac{\frac{460}{2}}{200} = 1.15$ cm **vérifiée**

On choisit pour toutes les lisses de pignon un **UPE140.**

III.5.6. Dimensionnement des liernes :

a. Calcul de l'effort de tractions dans le lierne la plus sollicité :

La réaction R au niveau du le lierne : $R = 1.25Q_y + l_y$

G = (12 + 5) 1.73 + 14.5 = 0.4391 KN/ml ; Q = 0.4391 KN/ml

$R = 1,25\,(1.35\,G)\frac{l}{2} = 1,25(1.35\,(0.4391))\frac{4.60}{2} = 1.70$ KN

- Efforts de traction dans le tronçon de lierne L_1 :

Lierne1 : $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.85$ KN

- Effort dans le tronçon L_2 :

Lierne 2 : $T_2 = T_1 + R = 0.85 + 1.70 = 2.55$ KN

- Effort dans le tronçon L_3 :

Lierne 3 : $T_3 = T_2 + R = 2.55 + 1.70 = 4.25$ KN

- Effort dans le tronçon L_4 :

Lierne 4 : $T_4 = T_3 + R = 4.25 + 1.70 = 5.95$ KN

- Effort dans le tronçon L_5 :

Lierne 5 : $T_5 = T_4 + R = 5.95 + 1.70 = 7.65$ KN

- Effort dans les diagonales L_6 :

Avec : $\theta = \text{arc tg}\,\frac{1.73}{2.3} = 36.95°$

$2\,T_6 \sin\theta = T_5 \Rightarrow T_6 = \frac{T_5}{2\sin 21.14°} = 6.36$ KN

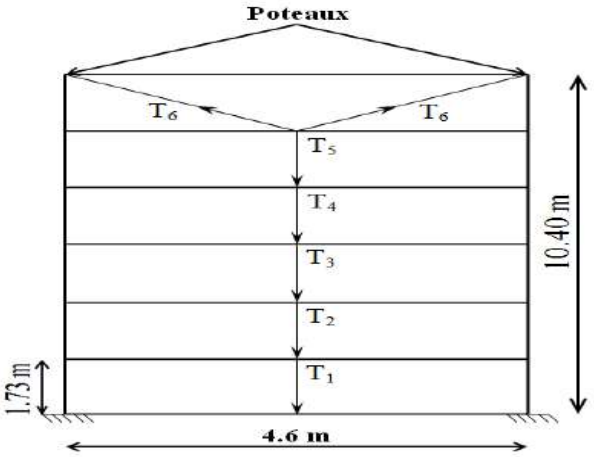


Figure III.11. Disposition des liernes de long pan.

b) Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_5.

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

$\mathbf{N_{sd} \leq N_{pl.Rd}}$; $N_{sd} = T_5$

$N_{pl.Rd} = \frac{A\,f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{T_5 \times \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow \quad A \geq 7.65\ \frac{1.1}{23.5} = 0.358\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad A \geq 0.358\ cm^2$

$A = \frac{\pi\,\varphi^2}{4}$ donc $\emptyset \geq \left[\frac{4 \times 0.358}{3.14}\right]^{0.5} \Rightarrow \quad \emptyset \geq 0.68$ cm

Pour des raisons pratiques, on adopte pour une barre ronde de diamètre : $\emptyset = 10$ mm.

On va choisir un Ø10 pour les liernes des lisses.

Conclusion :

Les lisses de pignon c'est des **UPE 270** et les liernes c'est les barres rondes **$\emptyset$ = 14 mm**.

Les lisses de long pan c'est des **UPE 140** et les liernes c'est les barres rondes **$\emptyset$ = 10 mm**.

III.6. Calcul des potelets :

III.6.1. Introduction :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent.

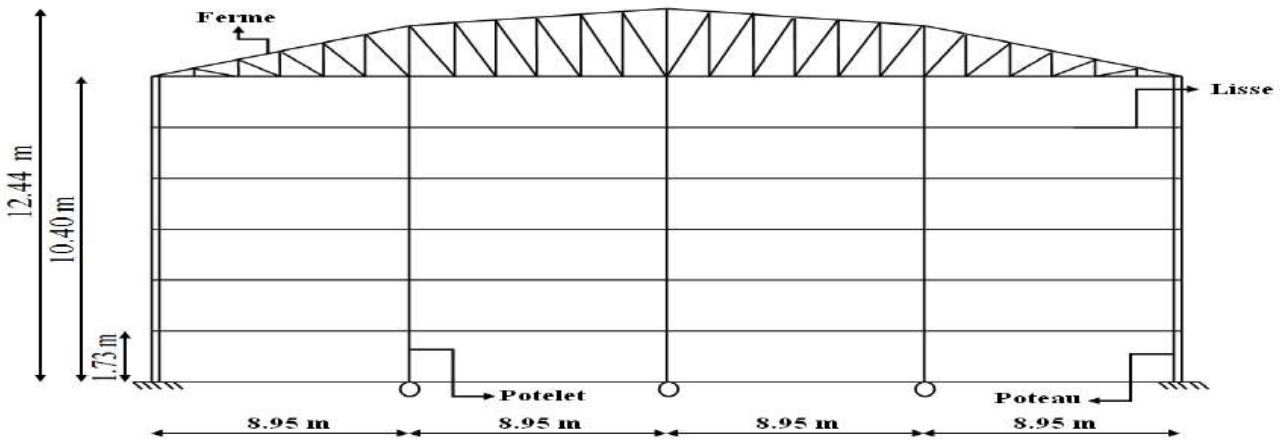


Figure III.12 : Disposition des potelets.

III.6.2. Calcul des charges et surcharge revenants au potelet le plus charge :

III.6.2.1. Charges permanentes G :(verticale concentrée) :

Bardage (panneau sandwich) ……12 (kg/m²)

Poids propre de la lisse (UPE 270)……35.2 (kg/ml)

Accessoires de pose ……5 (kg/m²)

La longueur de la lisse et de : L = 8.95m.

Le nombre des lisses supporter par le potelet N = 6lisses.

La surface tributaire revenant au potelet le plus chargé : S = (8.95×10.40) = 93.08 cm²

L'entraxe des potelets e = 8.95m (cas le plus défavorable).

G = (35.2 ×6 ×8.95) + (12 + 5) ×8.95 ×10.40 = 34.73 KN

III.6.2.2. Surcharge climatique V :

Vent …… 2.156 KN/m²

$Q_w = V \times 1 = 2.156 \times 10.40 = 22.42$ KN/ml

III.6.3.Dimensionnement des potelets :

- **Sous la condition de la flèche :**

$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_w l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{1040}{200} = 5.2$ cm ; $I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{22.42 \times 10^{-1} (1040)^4}{5.2 \times 2.1 \times 10^5} = 31274.12$ cm^4

D' après le tableau des profilés des IPE, on adopte un **IPE 450**, ses caractéristiques sont :

I_y = 33740 cm^4; **h** = 450 mm; **d** = 378.8 mm; **W_{ely}** = 1500 cm^3.

I_z = 1676 cm^4; **b** = 190 mm; **r** = 21.0 mm; **W_{elz}** = 176 cm^3.

A = 98.8 cm²; **t_w** = 9.4 mm; **A_{vz}** = 8.25 cm²; **W_{ply}** = 1702 cm^3.

G = 77.6 kg/m; **t_f** = 14.6 mm; **W_{plz}** = 276 cm^3.

G' = G + Poids propre de potelet ⇒ G' = 34.73 + 0,776 × 10.40 = 42.8 KN

III.6.4.Vérification de la section à la résistance :

III.6.4.1. Sous la flexion :

$M_{c.rd} = M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1702 \times 10^{-6} \frac{235 \times 10^3}{1} = 399.97$ KN.m

$M_{y.sd} = \frac{Q_w \times l^2}{8} = \frac{22.42 \times (10.40)^2}{8} = 303.12$ KN.m

$M_{y.sd} < M_{c.rd}$ **vérifiée**

III.6.4.2 : Incidence de l'effort normale :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0.25 N_{pl.rd} , 0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

N_{sd} =1.35 G' = 57.78 KN

$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98.8 \times 23.5}{1.1} = 2110.07$ KN ⇒ $0.25\ N_{pl.rd} = 527.52$ KN

$A_w = A - 2b \times t_f = 98.8 - 2 \times 19 \times 1.46 = 43.32$ cm²

$0.5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 462.736$ KN

$N_{y.sd} = 57.78$ KN ≤ min {527.52 KN ; 462.736 (KN) } = 462.736 KN

Donc pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

III.6.5. Vérification de l'élément aux instabilités :

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses) .Il travaille la flexion composée. La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

- **Flexion composée avec risque de déversement :** $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.rd}} + \frac{K_{Lt}}{\chi_{Lt} M_{pl.rd}} \leq 1$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} : $\chi_{min} = (\chi_y ; \chi_z)$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3. Pour l'IPE 450, les rayons de giration sont :

$i_y = 18.5$ (cm) ; $i_z = 4.12$ (cm) ; $l_y = 10.40$ (m) ; $l_z = 1.73$ (m)

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1040}{18.5} = 56.22$; $\bar{\lambda_y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5} = \frac{56.22}{93.9} \times 1 = 0.60$

$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{173}{4.12} = 41.99$; $\bar{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5} = \frac{41.99}{93.9} \times 1 = 0.45$

$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2.37 > 1.2$ et $t_f = 14.6$ mm < 40 mm

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$\begin{cases} y - y & \text{courbe «a»} \quad \chi_y = 0.8900 \\ Z - Z & \text{courbe «b»} \quad \chi_z = 0.9386 \end{cases}$

$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0.89$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0.25}} = \frac{\frac{173}{4.12}}{(1.132)^{0.5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{173}{4.12}}{\frac{450}{14.6}}\right)^2\right]^{0.25}} = 38.60$$

$\bar{\lambda_z} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5} = 0.41 > 0.4$ → Il y'a risqué de déversement

$\varphi_{LT} = 0{,}5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0{,}5[1 + 0{,}21(0{,}41 - 0{,}2) + 0{,}41^2] = 0{,}606$

$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} = 0.95 < 1$

Calcul de coefficient K : $\beta_{My} = 1.3$

$\mu_y = \bar{\lambda}_{LT}(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.41(2 \times 1.3 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -0.439 < 0.9$

$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 + \frac{0.439 \times 57.78}{0.89 \times 98.8 \times 23.5} = 1.01 < 1.5$ **vérifiée.**

$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.45 \times 1.3 - 0.15 = -0.062 < 0.9.$

$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 + \frac{0.062 \times 57.78}{0.9386 \times 98.8 \times 23.5} = 1 = 1$ **vérifiée.**

$N_{sd} = 57.78$ KN ; $M_{y.sd} = 303.12$ KN

$N_{pl.rd} = 2110.07$ KN ; $M_{ply.rd} = 399.97$ KN.m

- **Vérification au déversement :**

$\frac{57.78}{0.9386 \times 2110.07} + \frac{1 \times 303.12}{0.95 \times 399.97} = 0.83 < 1$ **vérifiée.**

Conclusion: On adoptera donc des **IPE450** pour l'ensemble des potelets.

III.7. Calcul des fermes :

III.7.1. Introduction :

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par des barres rectilignes, situées dans un même plan, assemblé entre elles selon des triangles, elles sont composées :

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux et oblique elles sont généralement articulées à leurs appuis.

Hypothèse de calcul :

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

Cas de soulèvement : $G + \frac{3}{2} W$

Cas de la neige seule : $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S$

La ferme a une longueur de **35.8 m** avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant :

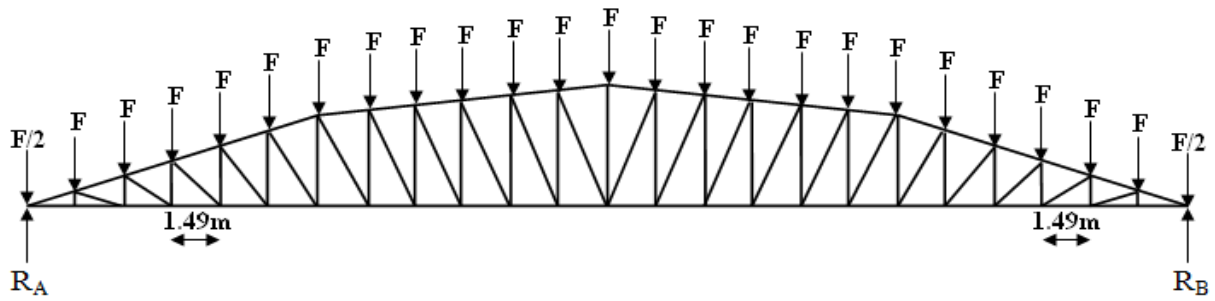


Figure III.13 : Schéma statique de la ferme.

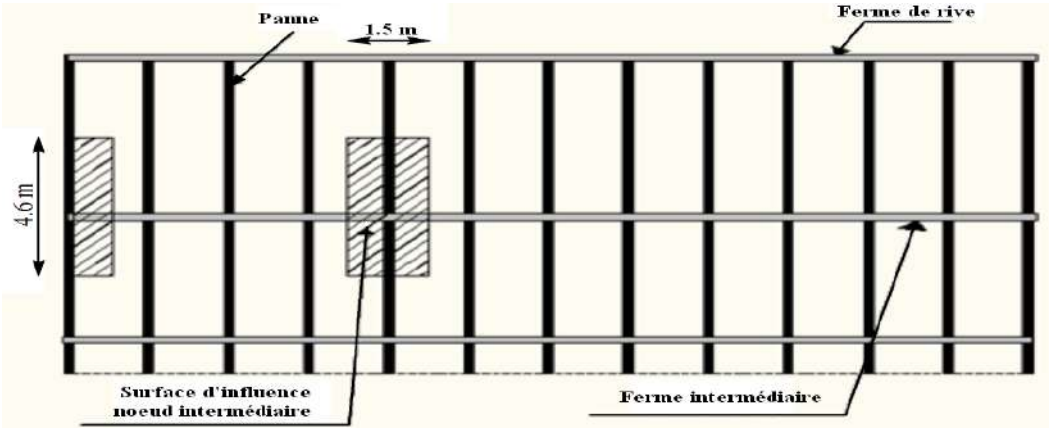


Figure III.14 : Surface afférente des nœuds.

III.7.2.Détermination des forces revenantes à la ferme :

On a des fermes de 35.8 m de longueur supportent 6 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1.5 m.

L'entre axe des fermes est de 4.6 m On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction.

III.7.2.1. Calcul des charges revenant à chaque nœud :

a) Nœud intermédiaire : $S = 1.5 \times 4.6 = 6.9$ m²

- **Poids propre**

La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose…..$(0,12 + 0.05) \times 6.9 = 1.173$ KN

La panne (IPE 180)……$0,188 \times 4.6 = 0.865$ KN

Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m²)....

……$0.04 \times 6.9 = 0.49$ KN

TOTAL…….…….....**2.314 KN**

- **Surcharges climatiques**

1- Surcharges du vent : La zone la plus chargée est F dont $C_{pi} = 0.8$; $q_j = 3.579$ KN/m²

$V = q_j \times S = -3.579 \times 6.9 = -24.695$ KN

2- Surcharges de la neige : $S_{max} = 0.57$ KN/m²

La surface revenant à chaque nœud est de 6.9 m² ⇒ $S = 0.57 \times 6.9 = 3.933$ KN

b) Nœud de rive : S = 3.45 m²

• Poids propre

Couverture (panneau sandwichs + accessoires de pose) …….. $(0,12+0.05) \times 3.45 = 0.587$ KN

La panne (IPE 180)……..…….…… $0, 188 \times 4.6 = 1,128$ KN

Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m2) ……... $0,040 \times 3.45 = 0,138$ KN

TOTAL……...…….…….. 1.59 KN

1- **Surcharges du vent** : $V = q_j \times S = -3.579 \times 3.45 = -12.384$ KN

2- **Surcharges de la neige :** $S = 0.57 \times 3.45 = 1.967$ KN

III.7.3. Calcul des forces selon les combinaisons de charges :

a) Nœud intermédiaire :

- **Soulèvement :** $F = G + \frac{3}{2} V = 2.314 + \frac{3}{2} (-24.695) = -34.728$ KN
- **Neige** : $F = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S = \frac{4}{3} (2.314) + \frac{3}{2} (3.933) = 8.98$ KN

b) Nœud de rive :

- **Soulèvement** : $F = G + \frac{3}{2} V = 1.59 + \frac{3}{2} (-12.348) = -16.932$ KN
- **Neige** : $F = = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} S = \frac{4}{3} (1.59) + \frac{3}{2} (1.967) = 5.071$ KN

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT.

Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Les efforts dans les éléments de la ferme.

ELEMENTS	Sous G + 1,5V (KN)	Sous 1,35G + 1,5S (KN)
Membrure supérieur	-267.39	75.14
Membrure inférieur	263.32	-74
Diagonales	132.15	-33.60
Montants	-124.52	41.22

Remarque :

- la combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est : G + 1,5V.
- convention de signe (+) tension et (-) compression.

III.7.4. Dimensionnement des barres :

III.7.4.1. Membrures supérieure :

$N^{max} = -267.39$ KN (-) Pour la compression.

$N_{sd} = +75.14$ KN (+) Traction.

$l_0 = 1.5$ (m)

❖ **Vérification à la compression**

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{267.39 \times 1.1}{23.5} = 12.52 \quad (cm^2)$$

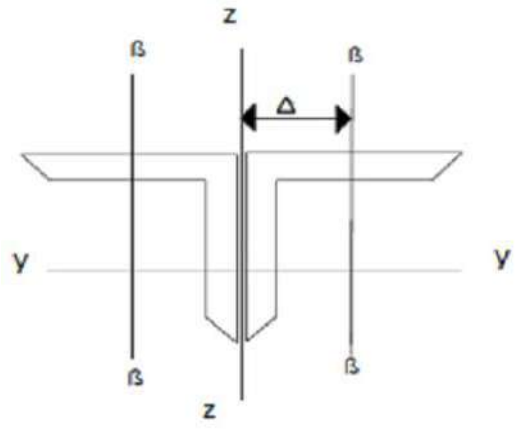


Figure III.15 : Double cornière.

Soit un double cornier 2L65×65×8

$I_z = 2[I_B + A_c \times \Delta^2]$; $\Delta^2 = d + 0.5 = 2.39$ (cm)

I_β ; I_z d'une seule cornière ; A_c : aire d'une seule cornière.

$I_y = 2\ I_\alpha = 2 \times 37.49 = 74.98\ cm^4$; $I_z = 2[37.49 + 9.85 \times (2.39)^2] = 187.51\ cm^4$

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{74.98}{19.7}} = 1.95$ (cm) ; $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{187.51}{19.7}} = 3.10$ (cm)

$\lambda_y = \frac{L_y}{A} = \frac{150}{1.95} = 76.92$; $\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{3.10} = 48.39$

$\bar{\lambda} = \left[\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}\right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1}\right] [\beta_w]^{0.5}$ avec : $\beta_w = 1.$

$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 39.9\ \varepsilon$; $\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5} = 1.$

$\bar{\lambda}_{max} = \frac{76.92}{93.9} = 0.819 > 0.2 \Rightarrow$ Il y'a lieu de tenir compte de risque de flambement.

Calcul de χ_{min} : $\varphi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$ **EC3 art 5.5.1.2**

Courbe (c) $\Rightarrow$ $\alpha = 0.49.$

$\varphi_y = 0{,}5[1 + 0.49(0.819 - 0.2) + 0.819^2] = 0.99$

$\chi_{min} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2\right]^{0.5}} = \frac{1}{0.99 + \left[0.99^2 - 0.819^2\right]^{0.5}} = 0.65$

$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$; $N_{crd} = 0.65 \times 19.7 \times \frac{23.5}{1.1} = 273.56$ KN

$N^{max} = -267.39$ KN $< N_{crd} = 273.56$ KN **vérifiée**

- **Vérification à la traction :**

$N_{sd} = +75.14$ KN (Traction)

$N_{sd} \leq N_{t.rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$

$N_{pl,rd} = \frac{A_{fy}}{\gamma_{M0}}$:résistance plastique de la section brute.

$N_{u,rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$: résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation.

a) Résistance plastique de la section brute :

$N_{pl.rd} = \frac{19.7 \times 23.5}{1.1} = 420.86$ KN

b) Résistance ultime de la section nette :

Cas des cornières assemblées par une seule aile :

Cas d'attache de 3 boulons et plus : $N_{u,rd} = \frac{\beta_3 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$

$P_1 = 100$ mm ; $e_1 = 25$ mm ; $d_0 = 13$ mm (diamètre de trous)

$P_1 > 5d_0 = 5 \times 13 = 65$ mm.

Donc : $\beta_w = 0.7$ **EC3 tableau 6.5.1**

$A_{nette} = 19.7 - 1.6 \times 1.3 = 17.62$ cm² ; $N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 17.62 \times 36}{1.25} = 355.22$ KN

$N_{sd} = 75.14$ KN $\leq N_{t.rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 355.22$ KN vérifiée.

III.7.4.2. Membrures inférieures :

$N^{max} = +263.39$ KN (+) Traction.

N_{sd} = -75.14 KN (-) Pour la compression.

l_0 = 1.49 m

$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{263.32 \times 1.1}{23.5} = 12.33$ cm²

Soit un double cornier 2L65×65×6

A_c = 7.53 cm² A = 15.06 cm²

- **Faire la vérification de la section choisie à la résistance :**

❖ **Vérification à la traction :** $N_{sd} \leq N_{t.rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$

a) Résistance plastique de la section brute :

$N_{pl.rd} = \frac{15.06 \times 23.5}{1.1} = 321.74$ KN

b) Résistance ultime de la section nette :

$A_{nette} = 15.06 - 1.2 \times 1.3 = 13.5$ cm² ; $N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 13.5 \times 36}{1.25} = 272.16$ KN

$N_{sd} = 263.32$ KN $\leq N_{t.rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 272.16$ KN vérifiée.

❖ **Vérification à la compression :**

N_{sd} = -74 KN

2L (65×65×6) ⇒ A = 15.06 cm².

$I_y = 2\ I_\alpha = 2 \times 29.19 = 58.38$ cm^4 ; $I_z = 2\ [29.19 + 7.53 \times (2.3)^2] = 138.05$ cm^4.

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{58.38}{15.06}} = 1.97$ cm ; $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{138}{15.06}} = 3.03$ cm.

$\lambda_y = \frac{L_y}{A} = \frac{149}{1.97} = 75.63$; $\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{149}{3.03} = 49.17$; $\bar{\lambda}_{max} = \frac{75.63}{93.9} = 0.805 > 0.2$

Il y'a lieu de tenir compte de risque de flambement.

Calcul de χ_{min} : $\bar{\lambda}_{max} = 0.805$ ⇒ $\chi_{min} = 0.66$

$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$; $N_{crd} = 0.66 \times 15.06 \times \frac{23.5}{1.1} = 212.35$ (KN)

$N^{max} = 74$ (KN) < $N_{crd} = 212.35$ (KN) vérifiée.

III.7.4.3. Les diagonales :

N^{max} = 132.15 KN (Traction).

N_{sd} = -33.6 KN (compression).

$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{132.15 \times 1.1}{23.5} = 6.18$ cm²

Soit un double cornier 2L45×45×5 ⇒ A = 8.6 cm²

- **Faire la vérification de la section choisie à la résistance :**

❖ **Vérification à la traction :** $N_{sd} \leq N_{t.rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$

a) Résistance plastique de la section brute : $N_{pl.rd} = \frac{8.6 \times 23.5}{1.1} = 183.73$ KN

b) Résistance ultime de la section nette :

$A_{nette} = 8.6 - 1 \times 1.3 = 7.3$ cm² ; $N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 7.3 \times 36}{1.25} = 147.17$ KN

$N_{sd} = 132.15$ KN $\leq N_{t.rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 147.17$ KN vérifiée.

❖ **Vérification à la compression :**

$N_{sd} = -33.60$ KN ; $l_0 = 2.47$ m

2L (45×45×5) ⇒ A = 8.6 cm²

$I_y = 2\ I_\alpha = 2 \times 7.84 = 15.08$ cm^4 ; $I_z = 2\ [7.84 + 4.3 \times (1.78)^2] = 42.93$ cm^4.

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{15.08}{8.6}} = 1.32$ cm ; $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{42.93}{8.6}} = 2.23$ cm

$\lambda_y = \frac{L_y}{A} = \frac{247}{1.32} = 187.12$; $\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{247}{2.23} = 110.76$; $\bar{\lambda}_{max} = \frac{187.12}{93.9} = 1.99 > 0.2$

Il y'a lieu de tenir compte de risque de flambement.

Calcul de χ_{min} : $\bar{\lambda}_{max} = 1.99$ ⇒ $\chi_{min} = 0.197$

$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$; $N_{crd} = 0.197 \times 8.6 \times \frac{23.5}{1.1} = 36.19$ KN

$N^{max} = 33.60$ KN $< N_{crd} = 36.19$ KN vérifiée.

III.7.4.4. Les montants :

$N^{max} = -124.52$ KN (-) (compression).

$N_{sd} = +41.22$ KN (+) (Traction).

$l_0 = 2.05$ m.

$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq N^{max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{124.52 \times 1.1}{23.5} = 5.83$ cm²

Soit un double cornier 2L (60×60×6) ⇒ A = 13.82 cm²

❖ **Vérification à la compression :**

$I_y = 2\ I_\alpha = 2 \times 22.79 = 45.58$ cm^4 ; $I_z = 2\ [22.79 + 6.9 \times (2.19)^2] = 111.86$ cm^4.

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45.58}{13.82}} = 1.82$ cm ; $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{111.86}{13.82}} = 2.85$ cm

$\lambda_y = \frac{L_y}{A} = \frac{205}{1.82} = 112.64$; $\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{205}{2.85} = 71.93$; $\bar{\lambda}_{max} = \frac{112.64}{93.9} = 1.2 > 0.2$

Il y'a lieu de tenir compte de risque de flambement.

Calcul de χ_{min} : $\bar{\lambda}_{max} = 1.2$ ⇒ $\chi_{min} = 0.43$

$N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$; $N_{crd} = 0.43 \times 13.82 \times \frac{23.5}{1.1} = 126.96$ KN

$N^{max} = 124.52$ (KN) $< N_{crd} = 126.96$ (KN) vérifiée.

Vérification à la traction : $N_{sd} \leq N_{t.rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd})$

$N_{sd} = 41.22$ KN (Traction)

a) Résistance plastique de la section brute : $N_{pl.rd} = \frac{13.82 \times 23.5}{1.1} = 295.25$ KN

b) Résistance ultime de la section nette :

$A_{nette} = 13.82 - 1.2 \times 1.3 = 12.26\ cm^2$; $N_{u,rd} = \frac{0.7 \times 12.26 \times 36}{1.25} = 247.16\ KN$

$N_{sd} = 41.22$ KN $\leq N_{t.rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{u,rd}) = 247.16$ KN vérifiée.

Conclusion : Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Tableau.III.5 : Les sections de la ferme choisies.

Elément	Section choisie
Membrure supérieur	2L (65×65×8)
Membrure inférieur	2L (65×65×6)
Diagonales	2L (45×45×5)
Montants	2L (60×60×6)

III.7.5. Calcul du poids réel de la ferme :

- **Membrure supérieure :**

2L (65×65×8) à 7.73 kg/ml

Longueur : 36 m

Poids des membrures supérieures (W_{ms}) = 15.46 × 36 = 556.56 Kg

- **Membrure inférieure :**

2L (65×65×6) à 5.91 kg/ml

Longueur : 35.8 m

Poids des membrures inferieures (W_{mi}) = 11.82 × 35.8 = 423.16 Kg

- **Diagonales :**

2L (45×45×5) à 3.38 kg/ml.

Longueur totale : 45.04 m.

Poids des diagonales (W_d) = 6.76 × 45.04 = 304.47 kg.

- **Montants :**

2L (60×60×6) à 5.42 kg/ml.

Longueur totale : 31.27 m.

Poids des montants (W_m) = 10.84 × 31.27 = 338.97 kg.

▪ **Poids total de la ferme :**

$W = W_{ms} + W_{mi} + W_d + W_m = 556.56 + 423.16 + 304.47 + 338.97 = 1623.16$ kg.

Nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

Poids total de la ferme est : W = 1623.16 + 324.32 = 1947.79 Kg.

III.8. Pré dimensionnement des poteaux :

Dans le pré dimensionnement des poteaux prévus pour résister aux efforts extérieurs, on tient compte de la nature de leur liaison aux poutres. En principe les poteaux seront encastrés en bas et articulés en haut. Ils seront pré dimensionnes a L'ELU en compression simple. On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface (4.6×10.40) m^2.

- **Les charges permanentes :**

Poids de la ferme = 19.48 (KN).

Poids de la poutre sablière = 0.646 (KN).

- **Les charges d'exploitation :** Q = 0.58 KN

Les poteaux Pré dimensionnement a l'ELU en compression simple le Pré dimensionnement se fera selon la formule suivante : $N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

III.8.1. Détermination de N_{max} par la descente de charge :

- Poids de la ferme : $19.48 \times (4.6 \times 10.40) = 931.92$ KN
- Poids de la poutre sablière : $0.646 \times (4.6 \times 10.40) = 30.90$ KN
- surcharges d'exploitation : $0.58 \times (4.6 \times 10.40) = 27.75$ KN

$N = 1.35\ N_G + 1.5\ N_Q = 1.35\ (962.82) + 1.5\ (27.75) = 1341.432$ KN

$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A = \frac{Nmax \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1341.432 \times 1.1}{23.5} = 62.79\ cm^2$

On adopte un **HEA 500.**

Chapitre IV

Calcul Des Contreventements

IV.1. Introduction :

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

IV.2. 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.

IV 2.1. Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumises 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).

IV.2.1.1 Evaluation des efforts dans la poutre au vent :

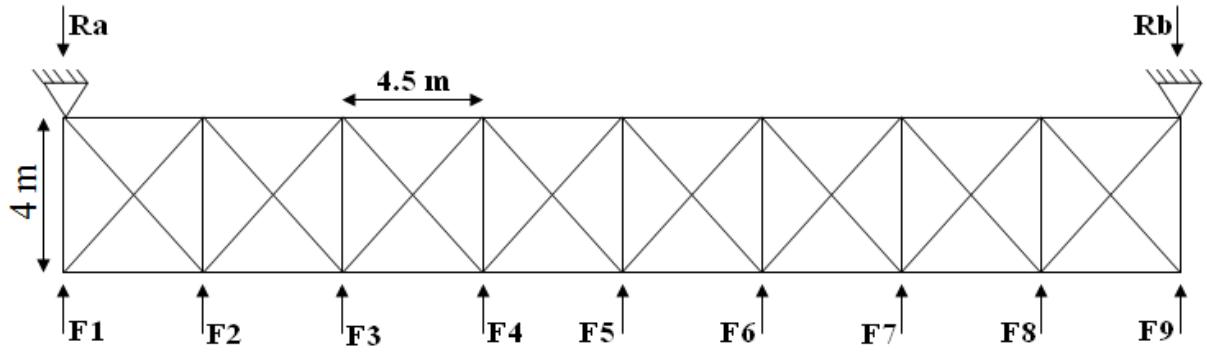


Figure IV.1 : schéma statique de la poutre au vent en pignon.

Calcul des réactions dues au vent sur la poutre au vent :

$F_i = 1.5\ [(W_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}\ ]$ …….

F_{fr} : La force de frottement ; $F_{fr} = 67187.95$ (N)

Calcul de S_i : $S_i = \frac{h_i \times l_i}{2}$

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

W_{max} = -3.579 (KN /m²)

Tableau IV.1.Valeurs de force F_i

F_i	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5
h_i (m)	10.4	11.19	11.98	12.21	12.44
I_i (m)	2.25	4.5	4.5	4.5	4.5
S_i (m²)	11.7	25.18	26.96	27.4798.32	27.99
$W_{max} \times S_i$	41.87	90.12	96.49		100.18
$\frac{F_{fr}}{n}$	7.47	7.47	7.47	7.47	7.47
F_i (KN)	74.01	146.385	155.94	158.685	161.475

IV.2.2. Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent :

a) Evaluation des efforts dans les barres :

Pour déterminer les efforts dans les barres, on peut utiliser l'une des méthodes de la résistance des matériaux suivantes :

- Méthode d'isolation des nœuds Méthode graphique de CRIMONA.
- Méthode des sections de RITTER, dont l'avantage est déterminé l'effort dans une barre quelconque.
- Méthode des composantes de CULMANN.

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.

$\sum F_y = R_A + R_B = 2(F_1 + F_2 + F_3 + F_4) + F_5 = 1231.515$ (KN)

Calcul des réactions R_A, R_B : Avec :

$$R_A = R_B = \frac{\sum F_y}{2} = \frac{2\,(F_1 + F_2 + F_3 + F_4) + F_5}{2} = 615.785 \quad (KN)$$

IV.2.3 : Section de la diagonale :

Par la méthode des coupures on aura l'effort de traction max F_d

$$F_d = \frac{R - F_i}{\cos\alpha}$$

$$\tan^{-1}\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{4.5}{4}\right) \Rightarrow \alpha = 48.37\,°$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + F_1 + F_d \cos\alpha = 0 \Rightarrow F_d = \frac{R_A - F_1}{\cos\alpha} = \frac{615.758 - 74.01}{\cos 48.37} = 815.50 \text{ (KN)}$$

$N_{sd} = 1.5\ F_d = 1.5\ (815.50) = 1223.25$ (KN)

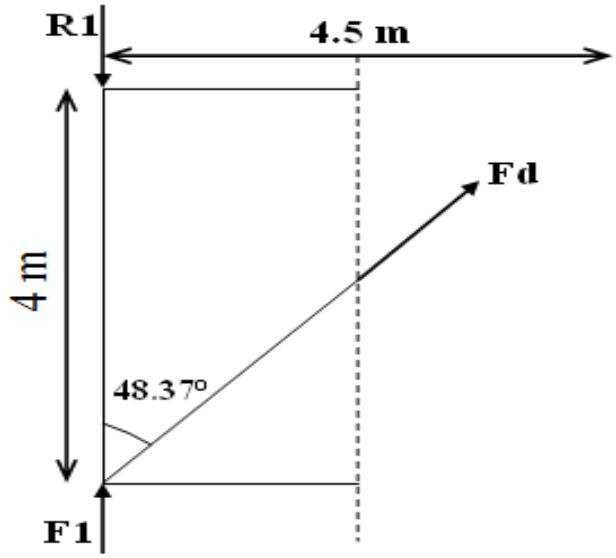


Figure IV.2. Méthode des coupures.

IV.2.4. Calcul de la section brute A :

$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \Rightarrow N_{sd} = \frac{A\, f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1223.25 \times 1.1}{23.5} = 57.26 \text{ cm}^2$

Soit une cornière isolée de 2L120x120x13 (A = 59.4 cm²).

IV.2.5. Vérification à la résistance ultime de la section :

Condition de résistance : $N_{sd} \leq N_u = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}}$

Soit une cornière isolée de [2L120x120x13] (A = 59.4 cm²), avec un boulon de 12 (mm) et trou de 13 (mm). Section nette : $A_{nette} = 59.4 - 2.6 \times 1.3 = 56.02$ (cm²)

$N_u = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 56.02 \times 36}{1.25} = 1452.04$ (KN)

$N_{sd} = 1223.25$ (KN) $<$ $N_u = 1452.04$ (KN)

Une double cornière de [2L120x120x13] (A= 59.4 cm²), avec un boulon de 12 mm et trou de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

IV.2.6.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.

Caractéristiques géométriques de l'**IPE 300** sont :

$\mathbf{I_y}$ = 8356 cm^4;	**h** = 300 mm;	**d** = 248.86 mm;	$\mathbf{W_{ely}}$ = 557 cm^3.
$\mathbf{I_z}$ = 604 cm^4;	**b** = 150 mm;	**r** = 15 mm;	$\mathbf{W_{elz}}$ = 80.5 cm^3.
A = 53.8 cm²;	$\mathbf{t_w}$ = 9.4 mm;	$\mathbf{A_{vz}}$ = 25.7 cm²;	$\mathbf{W_{ply}}$ = 628 cm^3.
G = 42.2 kg/m;	$\mathbf{t_f}$ = 14.6 mm;		$\mathbf{W_{plz}}$ = 125 cm^3.

IV.2.7.Vérification de la section à la résistance :

La formule de vérification est la suivante :

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

Avec : $M_{Ny.rd} = M_{ply.rd}\left[\frac{1-n}{1-0.5\,a}\right]$

$$M_{Nz.rd} = M_{plz.rd}\left[1-\left(\frac{n-1}{1-a}\right)^2\right]$$

$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$

$\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}}$; $N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$; $M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$; $M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$

Vérification de la panne intermédiaire :

- **Flexion déviée (calcul des pannes) :**

G = 0.443 (KN/m). (**Voir chapitre III calcul des pannes**)

S = 0.57 (KN/m)

- **L'effort normal de Compression :**

V = F_3 = 161.475 (KN)

- **Combinaisons de charges :**

q_{sd} = 1.35G + 1.35 S

N_{sd} = 1.35V = 1.35 F_5

Donc :

q_{sd} = 1.35 × 0.443 + 1.35 × 0.57 = 1.37 (KN/m)

$q_{z.sd} = q_{sd} \times \cos(10) = 1.35$ (KN/m)

$M_{y.sd} = \frac{q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times (4)^2}{8} = 2.7$ (KN/m)

$q_{y.sd} = q_{sd} \times \sin(10) = 0.24$ (KN/m)

$M_{z.sd} = \frac{q_{y.sd} \times \frac{l}{2}^2}{8} = \frac{0.24 \times (\frac{4}{2})^2}{8} = 0.12$ (KN/m)

N_{sd} = 1.35V = 1.35 F_5 = 217.99 (KN)

$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53.8 \times 23.5}{1.1} =$ 1149.364 (KN)

$M_{ply.rd} = \frac{628 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} =$ 134.164 (KN.m)

$M_{plz.rd} = \frac{125 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} =$ 26.705 (KN.m)

❖ Incidence de l'effort normal (effort normal de compression) :

Si : $N_{y.sd} \leq \min\left\{0.25N_{pl.rd}, 0.5\frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}}\right\}$ ⇒ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$0.25\ N_{pl.rd} = 0.25 \times 1149.364 = 287.341$ (KN)

$A_w = A - 2b \times t_f = 53.8 - 2\times 15 \times 1.07 = 21.7$ (cm^2)

$0.5\ \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 21.7 = 231.795$ (KN)

$N_{sd} = 217.99$ (KN) $\leq \min\{287.341$ (KN) ; 231.795 (KN)$\} = 231.795$ (KN)

⇒ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$M_{Ny.rd} = M_{ply.rd}$

$M_{Nz.rd} = M_{plz.rd}$

La formule de vérification est la suivante : $\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.rd}}\right]^{\beta} \leq 1$

On a : $\alpha = 2$; $\beta = 1$

Alors : $\left[\frac{2.7}{134.164}\right]^2 + \left[\frac{0.12}{26.705}\right]^1 = 0.005 \leq 1$ vérifiée

❖ **Incidence de l'effort tranchant :**

Si : $V_{sd} \leq 0.5\ V_{pl.rd}$ ⟶ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. A mi- travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

IV.2.8 .Vérification de l'élément aux instabilités (déversement) :

- **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.
- **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.

$q_u = G + 1.5W$

$q_{uz.sd} = G \cos\alpha + 1.5W_z$

$q_{uz.sd} = 1.35G \sin\alpha$

$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_5$

Avec :

G = 0.443 (KN/m). «Charge permanente ».

W = - 3.579 (KN/m). « Vent de soulèvement ».

V = F_5 = 161.475 (KN). « Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire».

❖ **Charge de flexion (moment de flexion) :**

$q_{uz.sd} = G \cos\alpha + 1.5W_z = 0.443 \cos(10)\ (3.579) = -4.93$ KN/m

$M_{y.sd} = \frac{q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{4.93 \times (4)^2}{8} = 9.86$ KN/m

$q_{uy.sd} = 1.35 \times 0.443 \sin(10) = 0.104$ KN/m

$$M_{z.sd} = \frac{q_{y.sd} \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{0.104 \times (\frac{4}{2})^2}{8} = 0.052 \quad \text{KN/m}$$

❖ **Charge de compression (effort normal de compression):**

$N_{sd} = 1.5V = 1.5F_5 = 1.5 \times 161.475 = 242.21$ KN

a)Vérification au flambement (flambement flexion) :

Flexion composée avec risque du flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1.5 \quad \text{EC03 (5.52. art 5.5.4)}$$

$$K_{y.z} = 1 - \frac{\mu_{y.z} \times N_{sd}}{\chi_{y.z} \times A \times f_y} \quad \text{mais} \quad K_{y.z} \leq 1.5$$

$$\mu_{y.z} = \bar{\lambda}_{y.z} \times (2 \times \beta_{M.y.z} - 4) + \frac{W_{ply.z} \times W_{ely.z}}{W_{ely.z}} \quad \Rightarrow \quad \mu_{y.z} \leq 0.90$$

$\beta_{M.y.z}$: Sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

On a:

$N_{pl.rd} = 1149.364$ KN; $M_{ply.rd} = 134.164$ KN.m; $M_{plz.rd} = 26.705$ (KN.m)

❖ **Calcul de coefficient de réduction χ_{min}:**

Avec : $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$.

Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0.5} = 3.14 \left[\frac{2.1 \times 10^5}{235}\right]^{0.5} = 93.9$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'EC3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{12.5} = 32 \quad ; \bar{\lambda}_y = \frac{32}{93.9} = 0.34$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 > 1.2 \\ t_f = 1.07\text{cm} = 10.7\text{mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe de flambement Y-Y ⇒ Courbe «a».

$\alpha_y = 0.21$ Courbe «a»

$\bar{\lambda}_y = 0.34 \Rightarrow \chi_y = 0.9676$

$\mu_y = \mu_{y.z} = \bar{\lambda}_{y.z} \times (2 \times \beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} \times W_{ely}}{W_{ely}}$

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$\beta_{M.y} = 1.3$

$\mu_y = \bar{\lambda}_{y.z} \times (2 \times \beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} \times W_{ely}}{W_{ely}} = 0.34 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{628 \times 557}{557} = -0.35$

$\mu_y = -0.35 < 0.9$ vérifiée

$K_y = 1 + \frac{0.35 \times 242.21}{0.9676 \times 53.8 \times 23.5} = 1.07 \leq 1.5$ vérifiée

Flambement par rapport à l'axe faible z-z : $\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$

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

$\bar{\lambda}_z = \frac{l_z}{i_1} \times [\beta_A]^{0.5}$

$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2 > 1.2 \\ t_f = 1.07\text{cm} = 10.7\text{mm} < 40\ mm \end{cases}$

Axe de flambement Z - Z ⇒ Courbe «b» ⇒ $\alpha_z = 0.34$ Courbe «b»

$\bar{\lambda}_z = 0.64 \Rightarrow \chi_z = 0.8157$

$\mu_z = 0.64 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{125 \times 80.5}{80.5} = -0.34 = -0.34 < 0.9$ vérifiée

$K_z = 1 + \frac{0.34 \times 242.21}{0.8157 \times 53.8 \times 23.5} = 1.08 \leq 1.5$ vérifiée

La vérification : $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1.5$

$\frac{242.21}{0.1857 \times 1149.364} + \frac{1.07 \times 9.86}{134.164} + \frac{1.08 \times 0.052}{26.705} = 0.34 \leq 1.5$ vérifiée

b) Vérification au déversement :

$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply.rd}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$ EC03 (5.5.2. art 5.5.4)

Avec : $K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$

$\mu_{Lt} = 0.15\, \bar{\lambda}_z \times \beta_{M.Lt} - 0.15 \leq 0.9$ **vérifiée**

$\beta_{M.Lt}$: est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

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

$\varphi_{LT} = 0.5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2 + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5}$

Avec :

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement. $\alpha_{LT} = 0.21$: pour les sections laminées.

β_A : Pour les sections de classe 1et 2

λ_{LT}: Elancement de l'élément vis à vis au déversement ; pour les profilés laminés I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0.25}} = \frac{\frac{200}{3.35}}{(1.132)^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{\frac{200}{3.35}}{\frac{30}{1.07}}\right)^2\right]^{0.25}} = 53.32$$

$$\bar{\lambda_z} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5} = 0.568 > 0.4$$

On tient compte du risque de déversement :

$\varphi_{LT} = = 0{,}5[1 + 0{,}21(0{,}568 - 0{,}2) + 0{,}568^2] = 0{,}7$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.7 + [0.7^2 - 0.568^2]^{0.5}} = 0.9 < 1$$

Calcul de coefficient K_{LT} :

$\mu_{Lt} = 0.15\,\bar{\lambda}_z \times \beta_{M.Lt} - 0.15$

$\beta_{M.Lt} = 1.3$: Pour une poutre simplement appuyée avec une charge repartie.

$\mu_{Lt} = 0.15\ (0.64) \times 1.3 - 0.15 = -0.025 < 0.9$ vérifiée

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.025 \times 242.21}{0.8157 \times 53.8 \times 23.5} = 1 = 1$$ vérifiée

La vérification : $\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.rd}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply.rd}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$

$$\frac{242.21}{0.8157 \times 1149.364} + \frac{1 \times 9.86}{0.9 \times 134.164} + \frac{1.08 \times 0.052}{26.705} = 0.34 \leq 1$$

Le profilé **IPE 300** est adéquat comme panne de toiture.

IV.3. Calcul de palée de stabilité en long pan :

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.

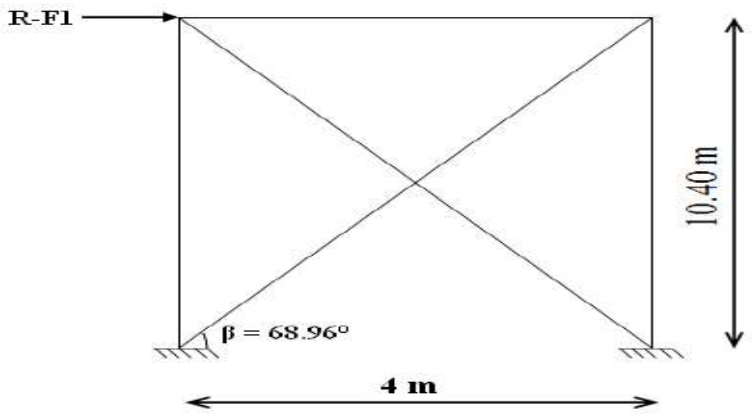


Figure IV.3 : Palée de stabilité en long pan

IV.3.1. Dimensionnement de la palée de stabilité :

IV.3.1.1. Evaluation des efforts :

Evaluation des efforts de traction dans les diagonales tendues se faite par la méthode des coupures.

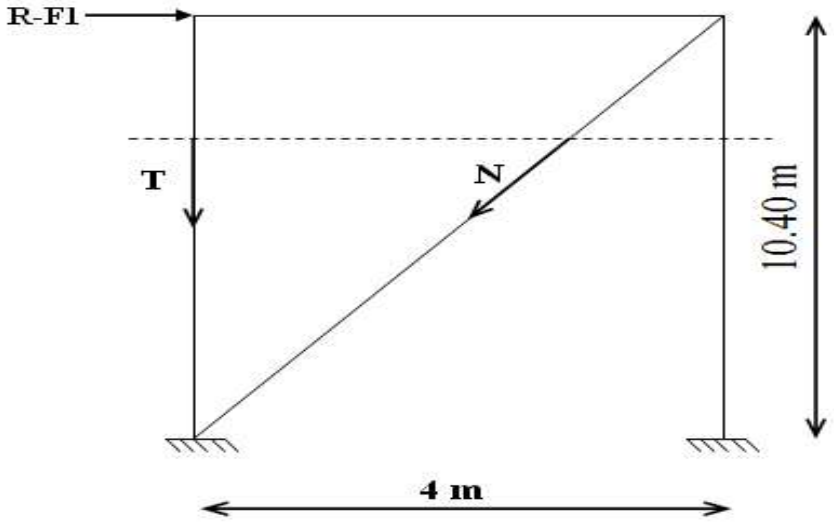


Figure IV.4. Méthode des coupures

$N \cos \beta + F_1 - R = 0$

$$\Rightarrow \quad N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{615.758 - 74.01}{\cos(68.96)} = 1508.96 \ \text{(KN)}$$

IV.3.1.2.Détermination de la section des diagonales :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} \quad \Rightarrow \quad N_{sd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \Rightarrow \quad A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2263.44 \times 1.1}{23.5} = 105.95 \ cm^2$$

Soit une cornière isolée de L250x250x22 (A = 106 cm2).

IV.3.1.3. Vérification à la résistance ultime de la section :

On adopte pour une cornière isolée de 250×250×22 avec un boulon de 12 mm et trous de 13 mm.

$A_{nette} = A_1 + \varepsilon + A_2$

$A_1 = [(25 \times 2.2) - (1.3 \times 2.2)] = 52.14 \ (cm^2)$

$A_2 = [(25 - 2.2)\ 2.2] = 50.16 \ (cm^2)$

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = \frac{3 \times 52.14}{3 \times 52.14 + 50.16} = 0.757$$

$A_{nette} = 52.14 + 0.57 + 50.16 = 103.057 \quad (cm^2)$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{0.9 \times A_{nette} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 103.057 \times 36}{1.25} = 2671.23 \ \text{(KN)}$$

$N_{sd} = 2263.44 \quad \text{(KN)} \leq N_{u.Rd} = 2671.23 \quad \text{(KN)} \qquad$ vérifiée

Donc on adopte une cornière L250X250X22.

IV.4. Calcul de la poutre sablière

a) Pré dimensionnement :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion plane composée. Le pré dimensionnement se fait par l'utilisation de la condition de résistance de traction : $N^{max} \leq N_{pl}$

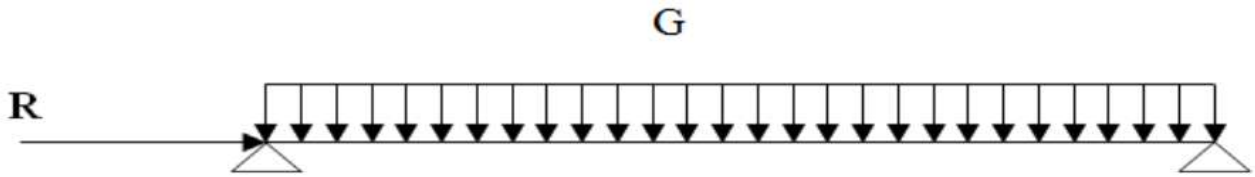


Figure IV.5 : Schéma statique de la poutre sablière.

$F_1 = 74.01$ (KN)

$R = R_A = R_B = 615.758$ (KN)

$N_{Max} = R - F = 451.748$ (KN)

$$N_{pl} = \frac{A\, f_y}{\gamma_{M0}} > N_{max} \Rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{541.748 \times 1.1}{23.5} = 25.36 \quad (cm^2)$$

On adopte de façon préliminaire un profilé de type IPE 500……A = 28.5 (cm²)

b) Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes : Flexion composée avec risque de flambement.

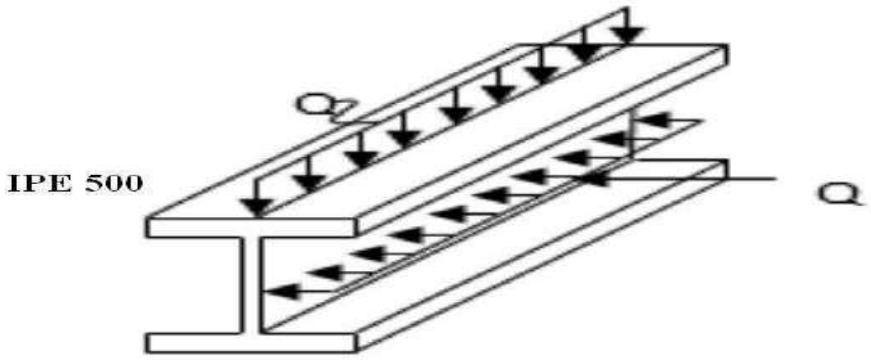


Figure IV.6 : La poutre sablière.

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min}

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

Flambement par rapport à' l'axe y-y (hors plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant a la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.2 de l'Eurocode 3.

Courbe de flambement :

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{20.4} = 19.61$; $\overline{\lambda_y} = \frac{19.61}{93.9} = 0.21$

$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5 > 1.2 \\ t_f = 16 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$ ⇒ axe de flambement Y-Y ⇒ Courbe «a».

$\alpha_y = 0.21$ Courbe «a»

$\overline{\lambda_y} = 0.21 \Rightarrow \chi_y = 0.9978$

$\mu_y = \bar{\lambda}_{y.z} \times (2 \times \beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} \times W_{ely}}{W_{ely}}$

$\mu_y = 0.21 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{2194 \times 1930}{1930} = -0.157 = -0.157 < 0.9$ **vérifiée**

$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$

$K_y = 1 + \frac{0.157 \times 2263.44}{0.9978 \times 116 \times 23.5} = 1.13 \leq 1.5$ vérifiée

$M_{y.sd} = \frac{G \times l^2}{8} = \frac{90.7 \times 4^2}{8} = 1.814$ (KN.m)

$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 \times 23.5}{1.1} = 2478.18$ (KN)

$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2194 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 468.72$ (KN.m)

Vérification au flambement flexion :

$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \leq 1$

$\frac{2263.44}{0.9978 \times 2478.18} + \frac{1.13 \times 1.814}{468.72} = 0.92 < 1$ vérifiée

Chapitre V

Etude Sismique

V.1.Introduction :

Le séisme et un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'intérieur de la croute terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité. Donc il faut limiter les endommagements causes aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures à fin qu'elle résiste aux séismes.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel robot structure qui est basé sur la méthode des éléments finis.

V.2. Analyse de la structure :

V.2.1. Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- **Les chargements statiques :**
  - Poids propre de la structure.
  - Les effets dus aux actions climatiques.
- **Les chargements dynamiques :**
  - Les effets sismiques.

V.3. Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 » .Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1.La méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de repense. Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

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

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003**,** la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : $\mathbf{V = \frac{A \times D \times Q}{R} W}$

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

Dans notre cas, on est dans la Zone **IIa** et un Groupe d'usage **1B** (H = 12.44 < 17m) Nous trouverons : **A = 0.20.**

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamental de la structure (T). Avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T \ge 3.0s \end{cases}$$

T_1 ; T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du [RPA99/ version 2003].

T_1 (sec) = 0.15 s ; T_2 (sec) = 0.5 s ; $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \ge 0.7$

ξ **(%)** : est le pourcentage d'amortissement critique fonctionne du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissage.

ξ **:** est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003.

Nous avons une structure en (portiques – Acier), Donc ξ = 4%.

D'où : $\eta = 1.08 > 0.7 \Rightarrow \quad \eta = 1.08$

Estimation de la période fondamentale :

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

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

$$\mathbf{T = C_T\, h_N^{\frac{3}{4}}}$$

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

D'où : **C_T = 0,085**

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N = 12.44 (m)

Donc :

$T = C_T \, h_N^{\frac{3}{4}} = 0.085 \times (12.44)^{\frac{3}{4}} = 0.56$ (s)

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 = 0.5s \leq T = 0.56s \leq 3.0s$

$D = 2.5 \times 1.08 \left(\frac{0.5}{0.56}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

- **Sens transversal :** Portique auto stables ordinaires : **R =4**
- **Sens longitudinal :** Ossature contreventée par palée triangulées en X : **R=4**

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la constriction : **$Q = 1 + \sum p_q$**

Tableau V.1 : Pénalité de vérification.

Critère de qualité « q »	p_q
1. conditions minimales sur les files porteuses.	0.05
2. Redondance en plan.	0.05
3. régularité en plan.	00
4. régularité en élévation.	00
5. Contrôle de qualité des matériaux.	00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	00
$\sum p_q$	0.1

$Q = 1 + 0.1 = 1.1$

W : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$W = \sum W_i$

Avec:

$W_i = W_{Gi} + \beta \, W_{Qi}$ Donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas : **β = 0,3**

W = 2096.96 KN

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = 288.33 \quad KN$$

V.3.2. Principe de la méthode spectrale :

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

1. Spectre de repense de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1 + \frac{T_1}{T_2}\left(2.5\,\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés. Q = 1 ; A = 0,20 ; η = 1,08

T_1 = 0,15s ; T_2 = 0,5s

2. Nombre de modes de vibrations à considérer :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \ge 3$ et $T_K \le 0,2s$

Ou : N : est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

3. Résultat de calcul :

a) Pourcentage de participation de masse :

Tableau V.2 : pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
21/ 1	1,70	0,59	85,27	0,00	85,27	0,00	272193,78	272193,78
21/ 2	2,10	0,48	85,28	0,00	0,00	0,00	272193,78	272193,78
21/ 3	2,14	0,47	85,28	37,18	0,00	37,18	272193,78	272193,78
21/ 88	6,50	0,15	86,25	78,79	0,00	2,85	272193,78	272193,78
21/ 89	6,62	0,15	86,25	78,79	0,00	0,00	272193,78	272193,78
21/ 90	6,67	0,15	86,25	78,79	0,00	0,00	272193,78	272193,78

b) Les réponses modales de la structure :

- **Déformation modale :**

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- **Mode 1 : Translation suivant x-x, période T = 0,59s, taux de participation de la masse 85.27 %**

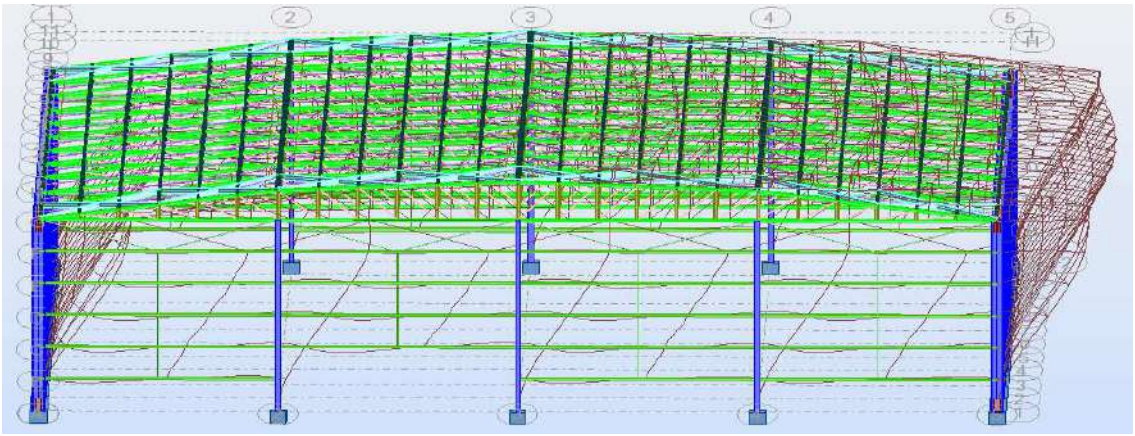


Figure V.1 : Mode de déformation (1)

- **Mode 3 : Translation suivant Y-Y, période T = 0,47s, taux de participation de la masse 37.18 %**

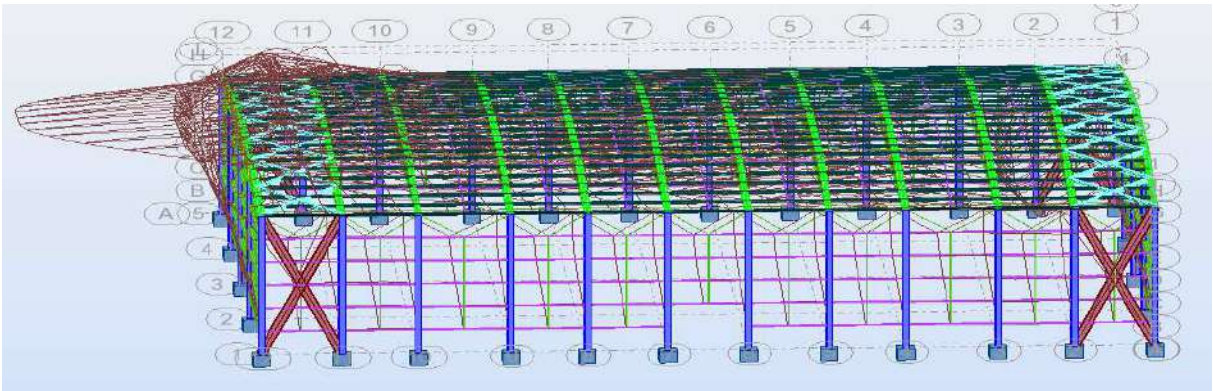


Figure V.2 : Mode de déformation (3)

- **Mode 2 : Rotation, période T = 0,48s**

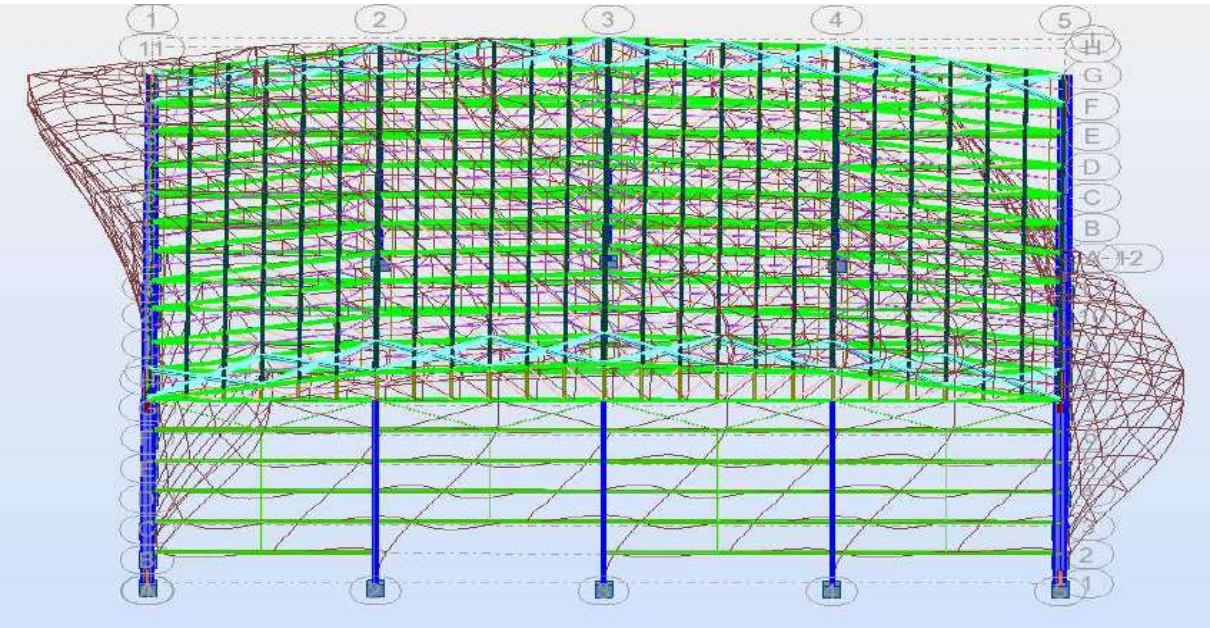


Figure V.3 : mode de déformation suivant (2)

V.4. Analyse des résultats :

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

V.4.1. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul adopté selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + 1.5VD G + 1.5VS 1.35G + 1.5 Q 1.35G + 1.5 N 1.35 (G + Q + N) 1.35(G + Q + VD) G + Q ± E G + Q ±1.2E 0,8G ± E	G + VD G +VS G + Q G + N G + 0,9(Q + N) G + 0,9(Q + VS) G + 0,9(Q + VD)

Tableau V.3 : Combinaisons de calcul

V.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon **l'article 4.3.6 du RPA 99**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Force sismique	$V_{statique}$ (KN)	0.8 $V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
Sens X-X	288.33	230.66	319.14	vérifiée
Sens Y-Y	288.33	230.66	299.42	vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

V.4.3. Vérification des déplacements :

1er Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{h}{150} = 6.93 \text{ cm} & \text{sous charge du vent} \\ \frac{h}{125} = \frac{h}{125} = 8.32 \text{ cm} & \text{avec charge du vent} \end{cases}$$

EC3 art 4.2.2 (1)

Ou h : hauteur du poteau.

Déplacement vertical :

$\frac{L}{200} = \frac{3580}{200} = 17.9$ cm **EC3 tableau 4.1**

L : longueur de la travée.

Tableau. V.5 : Déplacement max en situation durable.

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	1.35 (G + Q +V1D)	1.35 (G + Q + N)	0.9	0.6
Suivant Y	1.35 (G + Q +V2D)	1.35 (G + Q + N)	1.5	1.9
Suivant Z	1.35 (G + Q +V1D)	1.35 (G + Q + N)	00	00

Les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

2ème Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau **k** de la structure est calculé comme suite :

$\delta_k = R.\delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R = 4.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau V.6 : Déplacement relatif des niveaux.

Niveau	Déplacements (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (x)	Suivant (y)	Suivant (x)	Suivant (y)
Toiture	0.5	0.8	2	0.8

$$\frac{h}{100} = \frac{1244}{100} = 12.44 \quad cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 12.44 cm, donc ils sont vérifiés.

V.4.4. Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite : $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$

Avec : $P_K = \sum W_{Gi} + \beta Q_i$

- Si **0,1 < θ_k ≤ 0,2** les effets **P - Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta k}$
- Si **θ_k > 0,20**, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- **Sens X – X :**

Tableau V.7 : Effet P - Δ suivant X-X

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_K}{h_K}$ (%)	OK
12.44	2	2096.96	288.33	12.44	0.16	0.01

$\theta_k = 0.01 \leq 0.1$, Donc les effets **P – Δ** peuvent être négligés.

- **Sens Y – Y :**

Tableau V.8 : Effet P - Δ suivant Y - Y

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_K}{h_K}$ (%)	OK
12.44	0.8	2096.96	288.33	12.44	0.06	0.005

$\theta_k = 0.005 \leq 0.1$, Donc les effets **P – Δ** peuvent être négligés.

Chapitre VI

Vérification De L'ossature

VI.1. Introduction :

Après le pré dimensionnement des éléments et modélisation de la structure, on passe aux différentes vérifications (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel Robot.

VI.2. Vérification des éléments de la ferme

Les vérifications à faire sont :

VI.2.1 : Vérification à la traction :

$N_{sd} \leq N_{rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$ **EC3Art .5.4.3.1**

VI.2.2. Vérification au flambement :

$N_{sd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$ **EC3 Art 5.5.1.1**

VI.2.3. La condition de résistance : $\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Tableau.VI.1 : Vérification des éléments de la ferme.

Eléments		N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	$\frac{N_{sd}}{N_{rd}}$	Observation
Membrures supérieures	Compression	-211.18	1691.27	0.12	Vérifiée
	Traction	579.01	1838.34	0.31	Vérifiée
Membrures Inférieures	Compression	-531.97	1691.27	0.31	Vérifiée
	Traction	14.25	1838.34	0.008	Vérifiée
Montants	Compression	-48.95	929.60	0.05	Vérifiée
	Traction	62.93	1176.71	0.05	Vérifiée
Diagonales	Compression	-67.56	75.76	0.89	Vérifiée
	Traction	25.65	205.30	0.12	Vérifiée

VI.2. Vérification des diagonales de contreventement horizontal :

Les efforts maximum obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement horizontal (poutre au vent) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : les efforts dans les diagonales de la poutre au vent.

Eléments		N_{sd} (KN)
Contreventement Horizontale	Compression	-38.18
	Traction	163.51

- **Vérification à la traction :**

$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

On a: 2**L120x120x13**(A=59.4 cm²)

$N_{rd} = \frac{59.4 \times 23.5}{1.1} = 1269$ KN

N_{sd}= 163 KN ≤ N_{rd}= 1269 KN **vérifiée**

- **Vérification au flambement :** $N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{min} \times \beta_w \times A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

N_{sd} = 38.18 KN ; L_k = 603 cm ; I_y = 394 cm^4

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{394}{59.4}} = 2.57$ cm $\lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{603}{2.57} = 234.64$

$\bar{\lambda}_{max} = \frac{234.64}{93.9} = 2.5 > 0.2$

Si l y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$\bar{\lambda}_{max} = 2.5$ donc $\chi_y = 0.13$

$N_{rd} = 0.13 \times 59.4 \times \frac{23.5}{1.1} = 164.97$ KN

N_{sd}= 38.18 KN ≤ N_{rd}= 164.97 KN **vérifiée**

VI.3. Vérification des diagonales de palée de stabilité :

Les efforts maximum obtenus par le Robot dans les diagonales de contreventement vertical (palée de stabilité) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : les efforts dans les diagonales de palée de stabilité.

Elément	Combinaison	N_{sd} (KN)
Compression	1.35 (G + Q + N)	-73.96
Traction	1.35 (G + Q + N)	90.59

- **Vérification à la traction :** $N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

On a: **L250x250x22** (A = 106 cm²)

$N_{rd} = \frac{106 \times 23.5}{1.1} = 2264.54$ KN

N_{sd} = 90.59 KN ≤ N_{rd} = 2264.54 KN vérifiée

- **Vérification au flambement :**

N^{max} = -73.96 KN ; L_k = 1112 cm ; I_y = 6249 cm^4

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{6249}{106}} = 7.68$ cm $\lambda_y = \frac{L_k}{i_y} = \frac{1112}{7.68} = 144.79$

$\bar{\lambda}_{max} = \frac{144.79}{93.9} = 1.54 > 0.2$

Si l y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

$\bar{\lambda}_{max} = 1.54$ donc $\chi_y = 0.3$

$N_{rd} = 0.3 \times 106 \times \frac{23.5}{1.1} = 679.36$ KN

$N_{sd} = 73.96$ KN $\leq N_{rd} = 679.36$ KN **vérifiée**

VI.4. Vérification des poteaux HEA500 :

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z). Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sont :

Tableau VI.4 : sollicitations sur le poteau HEA500

Combinaison	H (m)	N (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	V_y (KN)	V_y (KN)
(G + 1.5V1D)	10.40	145.22	97.21	9.39	8.26	54.99

a. Vérification à la résistance :

- **Class de la section :**

Classification de la semelle :

On a : $\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5} = 1$ semelle comprimée.

$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150$ mm ; $\frac{C}{t_f} = \frac{150}{23} = 6.52 < 11\,\varepsilon \Rightarrow$ Donc la semelle est de classe 2.

Ame fléchie $\frac{d}{t_w} = \frac{390}{12} = 32.5 < 72\,\varepsilon \Rightarrow$ Donc l'âme est de classe 1

La section globale étant de classe 2.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

- **Suivant z – z :** Il faut vérifiée que : $\mathbf{V_{sd} \leq V_{rd}}$

$V_{sd} = 54.99$ KN

$V_{rd} = \frac{A_{Vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{74.72 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 921.62$ KN

$V_{sd} < 0.5 Vr_d$ pas de réduction du moment plastique.

- **Vérification au moment fléchissant :**

$M_{sd} = 97.21$ KN.m

$M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3949 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 843.65$ KN.m

$M_{sd} < M_{rd}$ vérifiée

- **Vérification à l'effort normal :**

$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197.5 \times 23.5}{1.1} = 4219.32$ KN

$M_{sd} = 145.22$ KN $< M_{rd} = 4219.32$ KN vérifiée

b. Vérification de l'élément aux instabilités :

➢**Vérification au flambement :**

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement : $\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$
- Flexion composée avec risque de déversement : $\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.rd}} + \frac{K_{Lt} M_{y.sd}}{\chi_{Lt} M_{pl.rd}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χmin : $\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_Z)$

Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

α : facteur d'imperfection correspondant a' la courbe de flambement appropriée, donne par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1040 \times 0.5}{20.98} = 24.78$; $\overline{\lambda_y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5} = \frac{24.78}{93.9} \times 1 = 0.26$

Courbe de flambement : (voir tableau 1)

$\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1.63 > 1.2$

Axe de flambement y-y ⇒ courbe de flambement (a) $\alpha = 0.21 \Rightarrow \boldsymbol{\chi_y = 0.98}$

Flambement par rapport à l'axe faible **z-z** (hors du plan de portique) Entraxe des lisses

l_z =1,73 m ; $\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{173}{7.24} = 23.89$

$\overline{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5} = \frac{23.89}{93.9} \times 1 = 0.25$

Axe de flambement z-z ⇒ courbe de flambement (b) $\alpha = 0.34 \Rightarrow \boldsymbol{\chi_z = 0.98}$

$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_Z) = 0.98$

$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $\mu_y = \bar{\lambda}_{LT}(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$

- **Calcul des coefficients réducteurs :**

- **Suivant y-y :**

$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{97.07}{97.21} = -0.99$; $\beta_{My} = 1.8 - 0.7\,\psi = 2.49$

$\mu_y = 0.26\,(2 \times 2.49 - 4) + \frac{3949 - 3550}{3550} = 0.37 < 0.9$

$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.37 \times 145.22}{0.98 \times 197.5 \times 23.5} = 0.98 < 1.5$ vérifiée.

N_{sd} = 145.22 KN $M_{y.sd}$ = 97.21 KN.m

$N_{pl.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{197.5 \times 23.5}{1.1} = 4219.32$ KN

$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3949 \times 10^{-2} \times 235}{1.1} = 843.65$ KN.m

- **Suivant z-z :**

$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{9.25}{9.39} = -0.98$; $\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\,\psi = 2.48$

$\mu_z = 0.25\,(2 \times 2.48 - 4) + \frac{1059 - 691.1}{691.1} = 0.77 < 0.9$

$K_z = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.77 \times 145.22}{0.98 \times 197.5 \times 23.5} = 0.97 < 1.5$ **vérifiée.**

$N_{sd} =$ 145.22 KN ; $M_{z.sd} = 9.39$ KN.m ; $N_{pl.rd} = 4219.32$ KN

$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1059 \times 10^{-2} \times 235}{1.1} = 226.24$ KN.m

- **Vérification au flambement :**

$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.rd}} + \frac{K_y M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} + \frac{K_z M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{145.22}{0.98 \times 4219.32} + \frac{0.98 \times 97.21}{843.65} + \frac{0.97 \times 9.39}{226.24} = 0.19 \leq 1$ **vérifiée**

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le déversement :

$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$; $\varphi_{LT} = 0{,}5\,[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$

$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{l_z}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0.25}} = \frac{\frac{173}{7.24}}{(1.132)^{0.5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{\frac{173}{7.24}}{\frac{490}{23}}\right)^2\right]^{0.25}} = 22.12$

$\overline{\lambda_{Lt}} = \frac{22.12}{93.9} = 0.24 < 0.4$ → Il n' ya pas de risqué de déversement.

Conclusion :

Donc tous les profilés choisis pour assurer la résistance et la stabilité de la structure sont admis.

Les profilés adoptés pour tous les éléments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Profiles adoptés pour la stabilité de la structure.

Elément			Profilés adoptés
Toiture	La couverture		Un panneau sandwiche 12 Kg/m²
	Pannes		IPE 180
	Diagonales de la poutre au vent		2L120x120x13
	Ferme	Membrures supérieures	2L150x150x15
		Membrures inferieures	2L150x150x15
		Diagonales	2L45x45x4.5
		Montants	2L120x120x12
Elément secondaire	Lisses		UPE270 et UPE140
	Potelets		IPE 450
Contreventement vertical	Palée de stabilité		L250x250x22
poteaux	Poteaux encastrés		HEA500

Chapitre VII

Calcul Des Assemblages

VII.1. Introduction :

Les assemblages ont un rôle majeur dans les structures métalliques, ils assurent l'acheminement des efforts ainsi que la continuité d'où la liaison entre les différents éléments structuraux.

VII.2. Assemblage des éléments de la ferme :

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII .1 : Efforts dans les éléments de la ferme

	Membrures supérieures	**Membrures inférieures**	**Diagonales**	**Montants**
Section (cm^2)	2L150x150x15	2L150x150x15	2L45x45x4.5	2L120x120x12
Effort (KN)	579.01	-531.97	-67.56	62.93

Les éléments de la ferme sont constitués de doubles cornières d'où l'effort repris par chaque cornière est F/2.

VII.2.1 Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur est donnée par le tableau suivant :

Tableau VII .2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué

F (KN)	**≤ 200**	**200 – 450**	**450 - 750**	**750 - 1150**	**1150 - 1650**
e (mm)	8	10	12	14	16

Donc on choisit e = 12 mm

VII.2.2. Pré dimensionnement de la gorge :

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$3mm \leq a \leq 0.5\ t_{max}$ avec :

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

t_{max} = 10 mm (épaisseur du gousset)

$3mm \leq a \leq 0.5 \times 12$ mm

$3mm \leq a \leq 6$ mm ⇒ $a = 4.5$ mm

VII.2.3. Les longueurs de soudures:

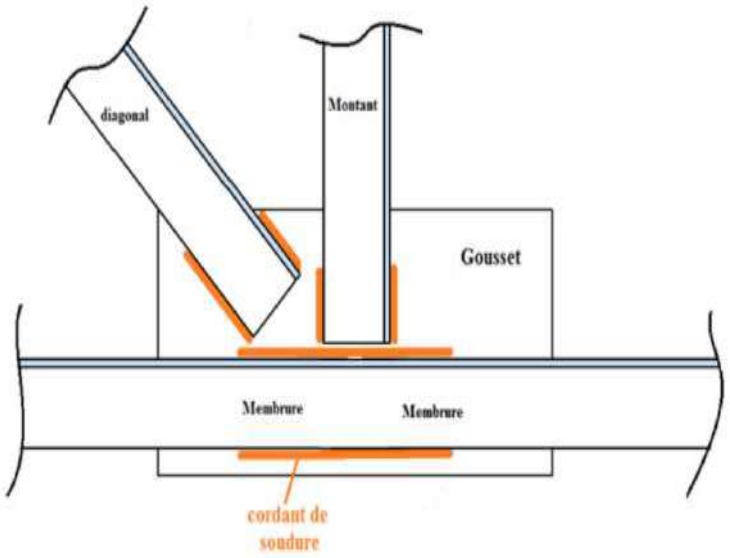


Figure VII .1 : Détail d'un assemblage Gousset- éléments (diagonal, montant et membrure).

$$L_{talon} \geq \frac{\frac{N}{2}\gamma_{m0}\,\beta_w\sqrt{3}}{a \times f_u\left(1+\frac{d}{d'}\right)}$$ EC3 art 6.6.5.3

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2}\gamma_{m0}\,\beta_w\sqrt{3}}{a \times f_u\left(1+\frac{d'}{d}\right)}$$

$\frac{N}{2}$: Effort reprise par chaque cornier

γ_{m0} : Coefficient de sécurité γ_{m0} = 1,25

fu : résistance limite à la rupture f_u = 360 Mpa

β_w : coefficient de corrélation β_w=0,8

a : gorge de la soudure a = 4.5 mm

d : distance de centre de gravité au talon

d': distance de centre de gravité au bord

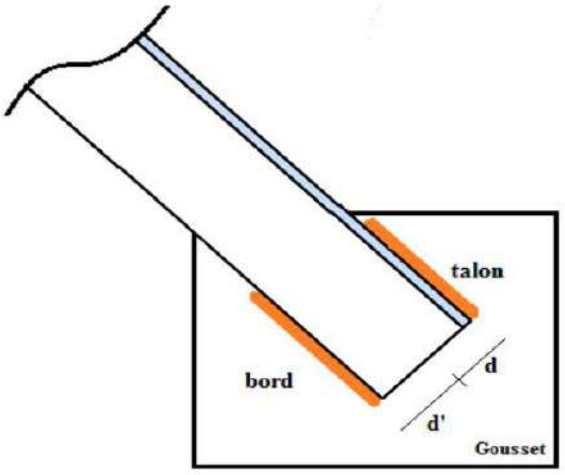


Figure VII .2 : longueurs des soudures.

Les dimensions choisis pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Dimension des cordons de soudure

Elément	Type de cornière	Distance		Longueur de soudure		Gorges
		d' (cm)	d (cm)	L_{talon}	L_{bord}	
Membrures supérieures	2L (150x150x15)	10.61	4.25	22.1	8.9	4.5
Membrures inférieures	2L (150x150x15)	10.61	4.25	20.3	8.1	4.5
Diagonales	2L (45x45x4.5)	3.18	1.26	2.6	1.1	4.5
Montants	2L (120x120x12)	8.49	3.40	2.4	0.9	4.5

VII.3 Assemblage poteau – ferme : (HEA500 - 2L(120x120x12))

VII.3.1 Disposition des boulons :

L'assemblage entre les cornières avec un HEA500 Sa nous donne un bon encastrement.

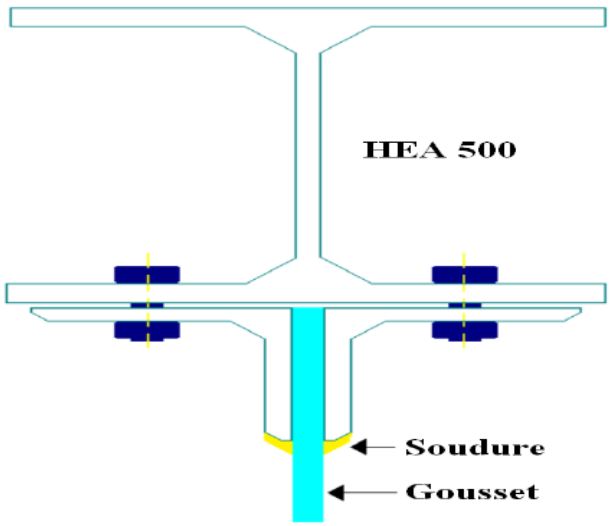


Figure VII.3 : Détail assemblage ferme - poteau

L'assemblage sera sollicité par un moment M qui résulte des efforts de tractions dans les membrures (supérieures, inférieures) ainsi que les diagonales, et un effort tranchant V du à l'effort de traction dans le dernier montant.

- **ELU** : 1.35 (G + Q + N)

$\begin{cases} M_u = 58.05 \text{ KN.m} \\ V_u = 60.56 \text{ KN} \end{cases}$

- **ELS** : G + 0.9 (Q + N)

$\begin{cases} M_u = 41.59 \text{ KN.m} \\ V_u = 43.47 \text{ KN} \end{cases}$

On considérera forfaitairement 8 rangés de boulons M12 ; d_0 = 13mm, 2L (120x120x12) t =12 mm, de longueur = 60 cm

$$\begin{cases} 1.2\, d_0 \le e_1 \le 12t \\ 2.2\, d_0 \le P_1 \le 14t \\ 1.5\, d_0 < e_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 15.6 \text{ mm} \le e_1 \le 144 \text{ mm} \\ 28.6 \text{ mm} \le P_1 \le 168 \text{ mm} \\ 19.5 \text{ mm} < e_2 \end{cases}$$

Soit : e_1 = 50 mm P_1 = 70 mm e_2 = 21 mm

Les 4 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction,

le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

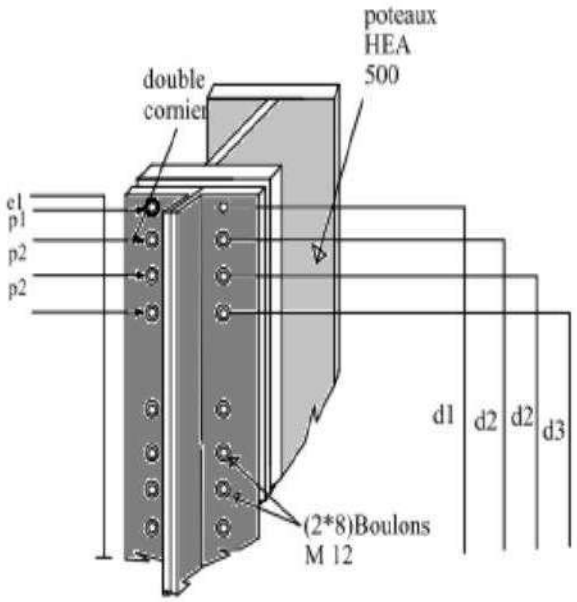


Figure VII.4 : Assemblage ferme – poteau.

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum_{i=1}^{4} d_i^2}$$

d_i² : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$d_1 = 60 - 5 = 55$ cm $d_2 = 55 - 7 = 48$ cm

$d_3 = 48 - 7 = 41$ cm $d_4 = 41 - 7 = 34$ cm

- **ELU :** $N_1 = \frac{58.05 \times 0.55}{0.55^2 + 0.48^2 + 0.41^2 + 0.34^2} = 39.09$ KN
- **ELS :** $N_1 = \frac{41.59 \times 0.55}{0.55^2 + 0.48^2 + 0.41^2 + 0.34^2} = 28.01$ KN

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \times p}$$

N : nombre de boulon.

p : nombre de plan de cisaillement.

- **ELU :** $V_{sd} = \frac{60.56}{16 \times 1} = 3.79$ KN
- **ELS :** $V_{sd} = \frac{43.47}{16 \times 1} = 2.72$ KN

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit :

$$V_R = \frac{K_s \times \mu \times n\,(F_p - 0.8\,F_{tsd})}{\gamma_{ms}} \geq V_{sd} \qquad \text{EC3art 6.5.8.4}$$

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) f_{ub} = 800 Mpa

$\boldsymbol{\gamma_{ms}}$: Coefficient de sécurité γ_{ms} = 1,25

$\mathbf{K_s}$: facteur de forme ; trous nominaux K_s = 1

n : nombre de plan de contacte n = 1

μ: Coefficient de frottement ⇒ μ = 0,3 surface brossée

VII.3.2 Vérifications :

VII.3.2.1 A l'assemblage trop long :

La longueur de l'assemblage est : L = 600 - (2 × 70) = 460 mm

15 × d = 15 × 12 = 180 mm

L = 460 mm > 15 × d = 180mm ; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant VR sera réduit avec un coefficient $\boldsymbol{\beta_{lf}}$:

$\beta_{lf} = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d}\right) = 1 - \left(\frac{460 - 180}{200 \times 12}\right) = 0.88$

Donc : $0.75 \leq \beta_{lf} \leq 1$ vérifiée

- **ELU :**

$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{39.09}{2} = 19.55$ KN

$V_R = \frac{0.3 \times 1 \times 1\,(0.7 - 0.843 \times 80 - 0.8 \times 19.55}{1.25} = 7.58$ KN

$V_{sd} = 3.79$ KN $< V_r = 7.58$ KN **vérifiée**

- **ELS :**

$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{28.01}{2} = 14.01$ KN

$V_R = \frac{0.3 \times 1 \times 1\,(0.7 - 0.843 \times 80 - 0.8 \times 14.01)}{1.1} = 9.82$ KN

$V_{sd} = 2.72$ KN $< V_r = 9.82$ KN **vérifiée**

VII.3.2.2. Au poinçonnement :

$B_{p.rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mo}}$

$\begin{cases} d_m = 20.5 \text{ mm} \\ t_p = 12 \text{ mm (épaisseur de la cornière)} \\ f_u = 360 \text{ Mpa} \end{cases}$

$B_{p.rd} = 0.6 \times 3.14 \times 2.05 \times 1.2 \times \frac{36}{1.25} = 133.48$ KN

$B_{p.rd} = 133.48$ KN $> F_{t.sd} = 19.55$ KN **vérifiée**

VII.3.2.3. La pression diamétrale :

$F_{p.rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times \frac{t_p}{f_u}$

$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{bu}}{f_u} ; 1\right) = \min(1.28 ; 1.54 ; 2.22 ; 1) = 1$

$F_{p.rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 1.2 \times \frac{36}{1.25} = 103.68$ KN

$F_{p.rd} = 103.68$ KN $> F_{v.sd} = 3.79$ KN **Vérifiée**

VII.4. Assemblage des deux éléments de la ferme :

VII.4.1. Détail d'assemblage du couvre joint :

Afin de faciliter le transport, ainsi que le montage (assemblage) sur chantier des fermes, on devra diviser cette dernière en quatre éléments, les deux auvents, ainsi que la ferme qui sera divisé aux quatre éléments pour avoir des éléments de 8.95 m de longueur.

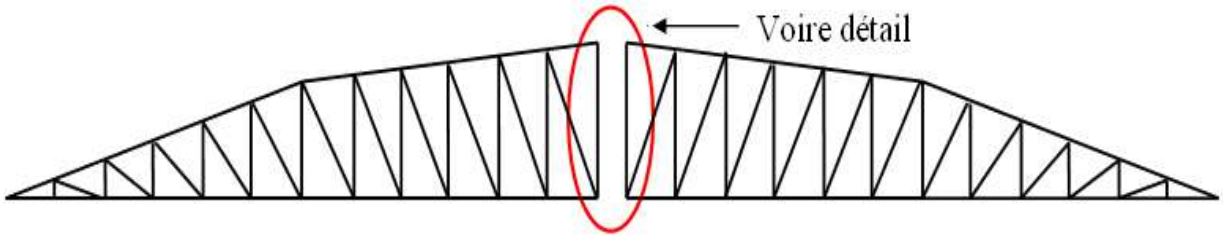


Figure VII.5 : assemblage des parties de la ferme

L'assemblage sera sollicité par un moment en travée qui résulte des efforts normaux dans les barres, qui se réduit par la suite à un effort de cisaillement dans les boulons.

$\begin{cases} 1.2\, d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2\, d_0 \leq P_1 \leq 14t \end{cases}$ d'où $\begin{cases} 15.6 \leq e_1 \leq 180 \\ 28.6 \leq P_1 \leq 210 \end{cases}$

Soit : $e_1 = 90$ mm $P_1 = 120$ mm

VII.4.2. Calcul du moment sollicitant en travée de la ferme :

VII.4.2.1. Schéma statique équivalent :

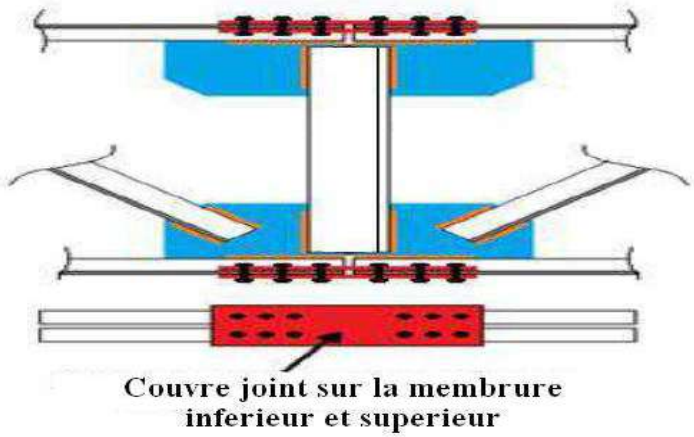


Figure VII.6 : Schéma statique équivalent de la ferme

Avec H et la hauteur du montant du milieu ; 205 cm.

Calcule de G :

Poids de la ferme = 77.76 KN

Poids des pannes : 0,88 x 28 x 4.6 m = 24,21 KN

Poids de la couverture + accessoires d'attache = 0,17 x 35.8 m x 4.6m = 28 KN

G = 129.97 KN donc on aura besoin de deux poids P_{g1} et P_{g2}.

$P_{g1} = P_{g2} = \frac{129.97}{35.8} = 3.63$ KN/m

Calcul de S: $S = 0.57 \times 164.68 = 93.87$ KN $\Rightarrow$ $P_s = \frac{93.87}{35.8} = 2.62$ KN/m

Calcul de W : W = -3.58 KN/m² $\Rightarrow$ $P_w = -3.58 \times 4.6 = -16.67$ KN/m

1er cas : G + 1.5 W

$P_w = 3.63 + 1.5\ (-16.47) = -21.08$ KN/m

$M_{max} = \frac{21.08 \times 8.95^{2}}{8} = 211.07$ KN.m

2éme cas : 1.35 G + 1.5 Q

$P_w = 1.35\ (3.63) + 1.5\ (2.62) = 8.83$ KN/m

$M_{max} = \frac{8.83 \times 8.95^{2}}{8} = 88.41$ KN.m

On dimensionnera l'assemblage selon le cas le plus défavorable à savoir G + 1,5 W Le couvre joint sera sollicité a un effort de traction qui vaut : $N_{max} = \frac{M_{max}}{h} = \frac{211.07}{2.05} = 102.96$ KN.m

D'où l'effort repris par chaque boulon est calculé comme suite : $F_{v.sd} = \frac{N_{max}}{n \times p} = \frac{102.96}{12 \times 2} = 4.29$ KN

VII.4.3. Vérifications

VII.4.3.1. Assemblage trop long

Longueur du couvre joint : 500 mm ; Longueur de l'assemblage : L = 500 – 2 x 90 = 320 mm

L > 15 d = 180 mm ; Donc l'assemblage est **trop long**.

Calcul du coefficient réducteur β :

$\beta_{lf} = 1 - \left(\frac{320 - 15 \times 12}{200 \times 12}\right) = 0.94$ $0.75 \leq \beta \leq 1$

$F_{v.rd} = 0.5 \times \beta \times A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 0.95 \times 0.843 \times \frac{60}{1.25} = 19.22$ KN

$F_{v.rd} = 19.22$ KN > $F_{v.sd} = 4.29$ KN **vérifiée**

VII.4.3.2. La pression diamétrale :

$F_{p.rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$

$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{bu}}{f_u} ; 1\right) = \min(2.30 ; 2.82 ; 1.67 ; 1) = 1$

$F_{p.rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 1.5 \times \frac{36}{1.25} = 129.6$ KN

$F_{p.rd} = 129.6$ KN > $F_{v.sd} = 4.29$ KN **vérifiée**

VII.4.3.3. Rupture de la section nette :

$N_{u.rd} = 0.9\ A_{nette} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$ $A_{nette} = 2(A_1 + \varepsilon\ A_2)$

$A_1 = (l - d_0) \times e = (120 - 12) \times 12 = 1284$ mm²

$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 2750 - (13 \times 12) - 1284 = 1310$ mm²

$$\varepsilon = \frac{3 \times A_1}{3\ A_1 + A_2} = 0.75$$

$A_{nette} = 2(1284 + 0.75 \times 1310) = 4533$ mm²

$N_{u.rd} = 0.9 \times 4533\ \frac{360}{1.25} = 1174.95$ KN

$N_{u.rd} = 1174.95$ KN > $N_{max} = 102.96$ KN **vérifiée**

VII.5. Assemblage des éléments de la Poutre au vent :

VII.5.1. Assemblage de la diagonale sur le gousset :

Les boulons sont sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$N_{ELU} = 129.43$ KN $N_{ELS} = 101.93$ KN

On utilise des boulons précontraints dont la résistance par cisaillement est donnée :

$$F_{s.rd} = \frac{K_s \times \mu \times n.F_p}{\gamma_{ms}}$$

⇒ Boulon de classe 8.8 $f_u = 800$ Mpa

Boulon M16 ; As = 1.57 cm²

Les diagonales : 2L (120x120x13)

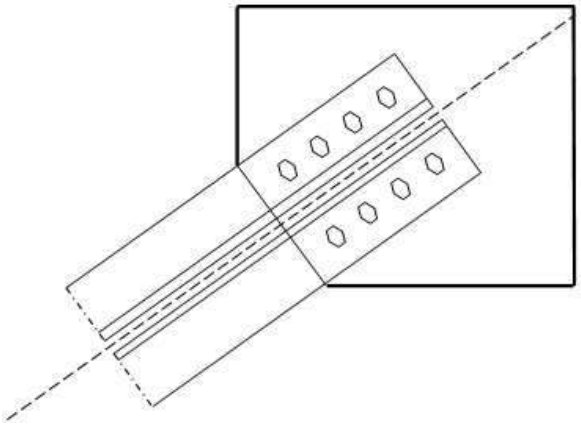


Figure VII.7 : Assemblage diagonale-gousset

D'où :

$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 1.57 \times 80 = 87.92$ KN

$F_{s.rd} = 0.3 \times 1 \times 1\ \frac{87.92}{1.25} = 21.10$ KN

L'effort tranchant repris par un boulon est : $F_v = \frac{\frac{N}{2}}{n \times p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_v \leq F_{s.rd} \Rightarrow n = \frac{\frac{N}{2}}{F_{s.rd} \times p} = \frac{\frac{129.43}{2}}{21.10 \times 1} = 3.07$$

Soit : n = 4 Boulons pour chaque cornière.

- **Vérification à L'ELS**

$F_{s.rd} = 0.3 \times 1 \times 1\ \frac{87.92}{1.1} = 23.98$ KN

$$F_v = \frac{\frac{N}{2}}{n \times p} = \frac{\frac{101.93}{2}}{4 \times 1} = 12.74 \text{ KN}$$

$F_{s.rd}$ = 23.98 KN > F_v = 12.74 KN **vérifiée**

Donc on admet les boulons 8M16 de classe 8.8 avec un gousset de 8 mm.

❖ **Disposition des boulons :**

$$\begin{cases} 1.2\ d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 1.5\ d_0 \leq e_2 \leq 12t \\ 2.2\ d_0 \leq P_1 \leq 14t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 21.6\ mm \leq e_1 \leq 156\ mm \\ 27.0\ mm \leq e_2 \leq 156\ mm \\ 39.6\ mm \leq P_1 \leq 182\ mm \end{cases}$$

On choisit : e_1 = 80 mm e_2 = 70 mm P_1 = 100 mm

➢ **Vérification de la pression diamétrale :**

- **Pour la cornière :**

On doit vérifier la formule suivante : $F_{v.sd} < F_{b.rd} = 2.5 \times \alpha \times t_p \times d \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$

$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{bu}}{f_u} ; 1\right) = \min(1.48 ; 1.6 ; 2.22 ; 1) = 1$

$F_{b.rd} = 2.5 \times 1 \times 1.6 \times 1.3 \times \frac{36}{1.25} = 149.76$ KN

$F_{v.sd} = \frac{N_{max}}{n \times p} = \frac{129.43}{4 \times 2} = 16.18$ KN

$F_{v.sd}$ = 16.18 KN < $F_{b.rd}$ = 149.76 **vérifiée**

- **Pour le gousset :**

$F_{v.sd} \leq F_{b.rd} = 2.5 \times \alpha \times d \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$

$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{bu}}{f_u} ; 1\right) = 1$

$F_{b.rd} = 2.5 \times 1 \times 1.2 \times 1.6 \times \frac{36}{1.25} = 92.16$ KN

$F_{v.sd} = \frac{N_{max}}{n \times p} = \frac{129.43}{4 \times 1} = 32.36$ KN

$F_{v.sd}$ = 32.36 KN < $F_{b.rd}$ = 92.16 KN **vérifiée**

- **Rupture de la section nette :**

$N_{u.rd} = 0.9\ A_{nette} \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$ $A_{nette} = 2(A_1 + \varepsilon\ A_2)$

$A_1 = (l - d_0) \times e = (120 - 18) \times 13 = 1326$ mm²

$A_2 = A_{tot} - (d_0 \times e) - A_1 = 2970 - (18 \times 13) - 1326 = 1410$ mm²

$\varepsilon = \frac{3 \times 1326}{3\ 1326 + 1410} = 0.74$

$A_{nette} = 2(1326 + 0.75 \times 1410) = 4738.8$ mm²

$N_{u.rd} = 0.9 \times 4738.8\ \frac{360}{1.25} = 1228.30$ KN

$N_{u.rd}$ = 1228.30 KN > N_{max} = 129.43 KN **vérifiée**

IV.5.2. Assemblage du gousset sur la membrure supérieure de la ferme :

Gousset fixé à 8mm avec boulon M20 de classe 10.9

e_1 = 80 mm e_2 = 70 mm P_1 = 100 mm

a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon :

Q = 129.43 KN

Q_V = 129.43 sin 48.37 = 96.74 KN

Q_h = 129.43 cos 48.37 = 85.98 KN

- **Cisaillement vertical des boulons :**

$Q_{1V} = \frac{Q_{V.H}}{n} = \frac{96.74}{3}$ = 32.25 KN n : nombre de boulon.

$Q_{1H} = \frac{85.98}{3}$ = 28.66 KN

D'où l'effort de cisaillement Q_{max} sur le boulon est :

$Q_{max} = \sqrt{{Q_{1V}}^2 + {Q_{1H}}^2} = \sqrt{(32.25)^2 + (28.66)^2}$ = 43.14 KN

b) Vérification à la résistance des boulons :

- **Au cisaillement seul :**

$Q_{max} < F_{s.rd} = \frac{K_s \times \mu \times n . F_p}{\gamma_{ms}}$

$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 2.45 \times 100 = 171.5$ KN

$F_{s.rd} = 0.3 \times 1 \times 1 \frac{171.5}{1.25} = 41.16$ KN

D'où : Q_{max} = 43.14 KN > $F_{s.rd}$ = 41.16 KN **non vérifiée**

On augmente le diamètre des boulons à M22 et la class à 10.9

$F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 3.03 \times 100 = 212.1$ KN

$F_{s.rd} = 0.3 \times 1 \times 1 \frac{212.1}{1.25} = 50.9$ KN

Q_{max} = 43.14 KN < $F_{s.rd}$ = 50.9 KN **vérifiée**

Donc on choisit 6M22 de class 10.9

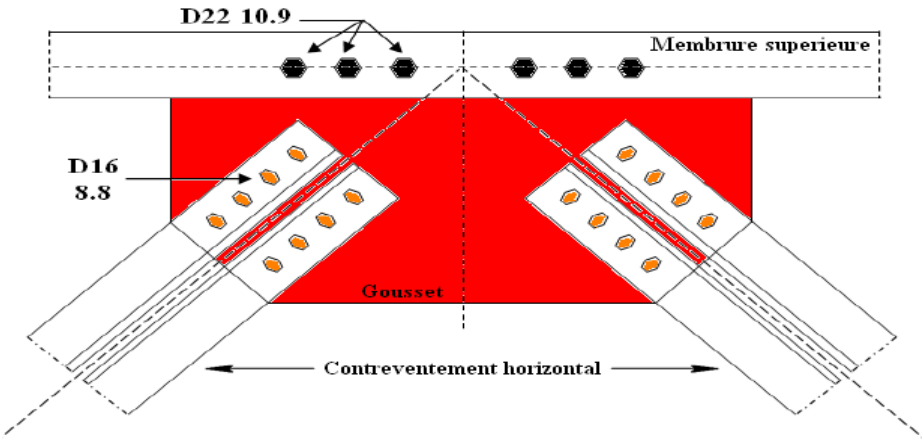


Figure VII.8 : Assemblage gousset – membrure et contreventement horizontal

VII.6. Assemblage du contreventement (Palées de stabilité)

L'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction : $N_{t.sd}$ = 91.62 KN. (Traction pour les diagonales de contreventement et cisaillement pour les boulons).

VII.6.1 : Assemblage gousset-nœud du portique :

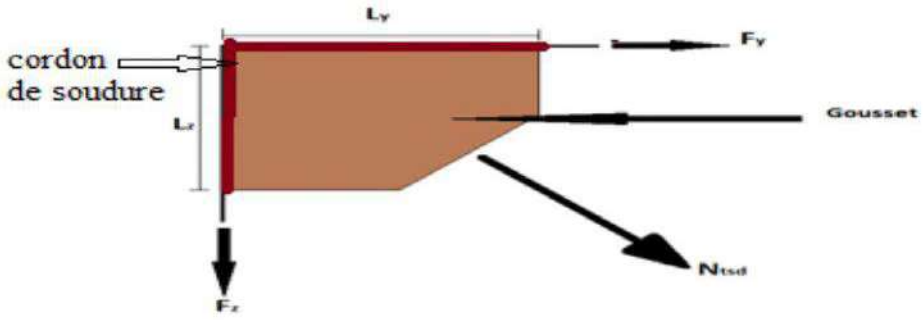


Figure VII.9 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

On a :

$N_{t.sd}$ = 91.62 KN $<$ 200 KN Donc en prend e = 8 mm

a) Pré dimensionnement de la gorge de soudure : EC3 Art 6.6.5.1

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante : $3mm \leq a \leq 0{,}5\ t_{max}$

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

t_{max} = 8mm (épaisseur du gousset)

$3mm \leq a \leq 0.5 \times 8mm = 4\ mm \quad \Rightarrow \quad a = 3.5\ mm$

La longueur du cordon de soudure est donnée par :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2}\gamma_{mw} \times \beta_w \sqrt{3}}{a \times f_u} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(I)}$$ EC3 chapitre 6 et annexe M

Il faut décomposer l'effort en deux composantes :

$\tan \alpha = \frac{10.4}{4} \quad \Rightarrow \alpha = 68.96°$

Donc : $F_y = N_{sd} \cos \alpha = 91.62 \cos 68.96 = 32.89$ KN

$F_z = N_{sd} \sin \alpha = 91.62 \sin 68.96 = 85.51$ KN

A partir d l'équation (I), on aura :

$$\begin{cases} L_y \geq 2.26\ cm \\ L_z \geq 5.88\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_y = 2.26\ cm \\ L_z = 5.88\ cm \end{cases}$$

VII.6.2 : Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique :

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons **ordinaires** de **classe 6.8**, et on dispose deux boulons dans chaque rangée.

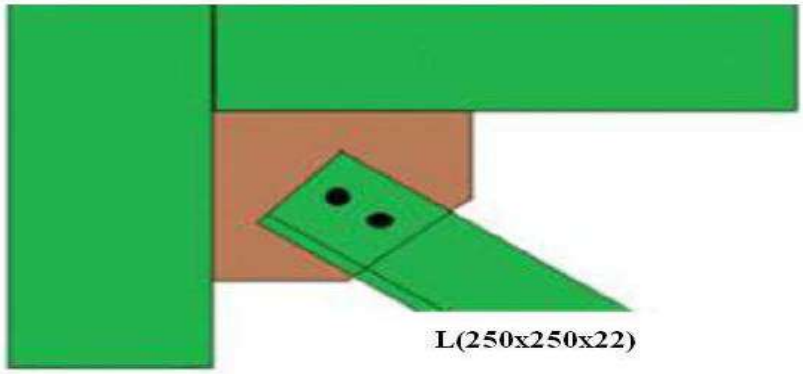


Figure VII.10 : Assemblage diagonale de palée sur gousset.

a) Distribution de l'effort normale sur les boulons :

$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = \frac{91.62}{2 \times 1} = 45.81$ KN

b) Dimensionnement des boulons :

$F_{v.sd} < F_{v.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{F_{u.sd} \times \gamma_{mb}}{0.5\, f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{45.81 \times 10^3 \times 1.25}{0.5 \times 600} = 190.87$ mm²

On choisit des boulons de types choisit des boulons de types **M18** avec $A_s = 192$ mm²**.**

c) Disposition géométrique

Profilés : L (250x250x22)**,** t = 22 mm.

$$\begin{cases} 1.2\, d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2\, d_0 \leq P_1 \leq 14t \\ 1.5\, d_0 < e_2 \end{cases} \quad \text{d'où} \quad \begin{cases} 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 264 \text{ mm} \\ 44 \text{ mm} \leq P_1 \leq 308 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} < e_2 \end{cases}$$

Soit : $e_1 = 100$ mm $P_1 = 120$ mm

d) Vérification de l'Assemblage trop long :

$L = (n - 1) \times P_1 = (2 - 1)\, 12 = 12$ cm

$L = 120$ mm $< 15d = 15 \times 18 = 270$ mm

Donc l'assemblage n'est pas long.

e) Vérification à la pression diamétrale :

$F_{v.sd} < F_{b.rd} = 2.5 \times \alpha \times t_p \times d \times \frac{f_u}{\gamma_{mb}}$

$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{bu}}{f_u} ; 1\right) = \min(1.67 ; 1.75 ; 1.67 ; 1) = 1$

$F_{b.rd} = 2.5 \times 1 \times 1.8 \times 2.2 \times \frac{60}{1.25} = 475.2$ KN

$F_{v.sd} = 45.81$ KN $<$ $F_{b.rd} = 475.2$ KN **vérifiée**

L'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

VII.6.3. Assemblage palée en croix de saint André :

a) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement : $F_{v.sd} \leq F_{v.rd}$

Pour les classes de qualité 6.8.

$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}}$

$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times 1.92 \times 60}{1.5} = 46.08$ KN

$F_{v.sd} = 45.81$ KN $< F_{v.rd} = 46.08$ KN **vérifiée**

b) Vérification à la traction :

La résistance en traction des boulons ordinaires vaut : $F_{t.rd} = \frac{0.9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}}$

La vérification à faire est : $N_{sd} \leq F_{t.rd}$

$N_{sd} = \frac{91.62}{4 \times 2} = 11.45$ KN

$F_{t.rd} = \frac{0.9 \times 1.92 \times 60}{1.5} = 69.12$ KN

$N_{sd} = 11.45$ KN $< F_{t.rd} = 69.12$ KN **vérifiée**

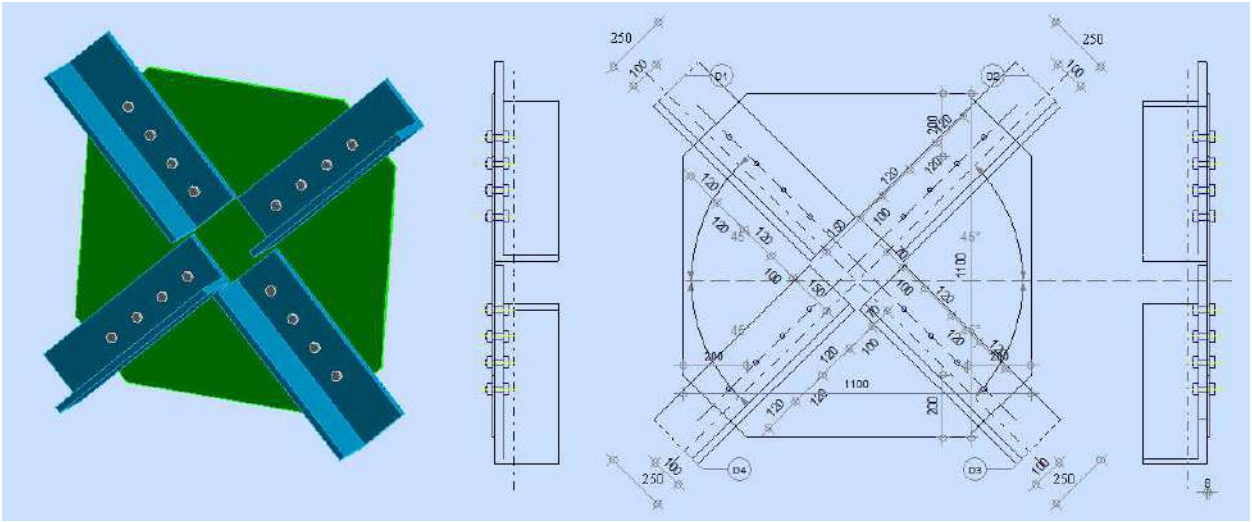


Figure VII.11 : Représentation de l'assemblage palée de stabilités.

VII.7. Assemblage de l'échantignolle

VII.7.1. Assemblage de la panne sur l'échantignolle

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $\frac{R_{vz}}{2}$ (chaque boulon reprend une seul panne).Voire schéma statique de l'échantignole (figure III.8 chapitre III).

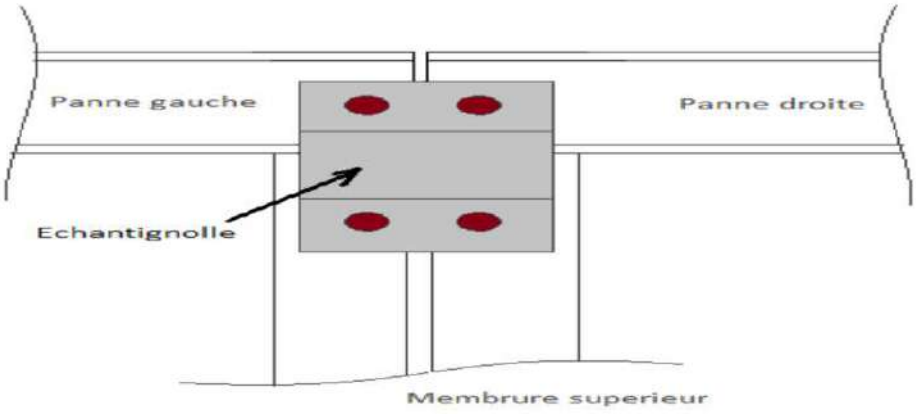


Figure VII.12 : Vue de face de l'échantignole

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation. Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; fub = 600MPa.

R'z = 35.034 KN et celui due au vent (voir chapitre III : calcul de l'échantignolle).

$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.25} = 20.23$ KN

$F_{v.rd} = 20.23$ KN $> \frac{35.034}{2} = 17.517$ KN **vérifiée**

VII.7.2. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction, Le cas le plus défavorable et celui du vent :

$V_z = 35.034$ KN ; $V_y = 0.474$ KN

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

Soit un boulon ordinaire M 12 de classe 6.8 ; fub = 600MPa.

$R_{qz.max} = 35.034$ KN est celui due au vent (voir chapitre III : calcul de l'échantignolle).

$F_{t.rd} = \frac{0.9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.843 \times 60}{1.5} = 30.35$ KN

$F_{t.rd} = 30.35$ KN $> \frac{34.043}{2} = 17.517$ KN **vérifiée**

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément à un effort de cisaillement et de traction :

On choisit des boulons ordinaire **M 12** de **classe 6.8** ; **fub = 600MPa.**

$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4\, F_{t.rd}} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{0.237}{20.23} + \frac{17.517}{1.4 \times 30.35} = 0.42 < 1$ **vérifiée**

VII.8. Assemblage poteau - poutre sablière :

Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide d'une platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons.

VII.8.1. Assemblage platine – poteau :

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires de classe 6.8 sous les sollicitations les plus défavorables :

$N = 30$ KN ; $V_{sd} = 50$ KN ; $M_{sd} = 25$ KN

a) Dimensionnement des boulons :

Le dimensionnement des boulons repose sur le principe qu'il faut empêcher le découlement des plaques platine semelle du poteau au niveau de la rangée supérieur la plus tendue.

$N \leq n \times F_p$ Avec $F_p = 0.9 \times A_s \times f_{ub}$

Nombre de boulon = 4

$A_s \geq \frac{N}{0.9 \times f_{ub} \times n} = \frac{30 \times 10^3}{0.9 \times 600 \times 2} = 27.78$ mm²

On choisit des boulons de types choisit des boulons de types **M12** avec $\mathbf{A_s = 84.3}$ **mm²**

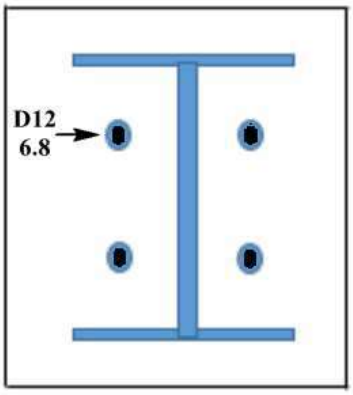


Figure VII.13 : Représentation de l'assemblage Poteau - poutre sablière

b) Distance entre axe des boulons :

$P_1 \geq 2.2 \times d_0$ $P_2 \geq 3 \times d_0$ Avec : $d_0 = 13$ mm **(tableau 6.1 EC3)**

$P_1 \geq 2.2 \times 13 = 28.6$ mm $P_2 \geq 3 \times 13 = 39$ mm

On prend : $P_1 = 80$ mm $P_2 = 200$ mm

- **Pince longitudinale**

$e_1 \geq 1.2 \times d_0$

$e_1 \geq 1.2 \times 13 = 15.6$ mm

On prend : $e_1 = 60$ mm

- **Pince transversale :**

$e_2 \geq 1.5 \times d_0$

$e_2 \geq 1.5 \times 13 = 19.5$ mm

On prend : $e_1 = 150$ mm

VII.8.1.1 : Vérifications nécessaires :

a) Vérification de l'interaction (cisaillement + traction) :

Boulons soumis simultanément à des efforts de traction et de cisaillement donc la vérification à faire est : $\frac{F_{v.sd}}{F_{v.rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1.4\, F_{t.rd}} \leq 1$ ..... (I)

Avec : $F_{t.sd} < F_{t.rd}$

$F_{t.sd} = \frac{N}{2} = \frac{30}{2} = 15$ KN

$F_{t.rd} = \frac{0.9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.843 \times 60}{1.5} = 30.35$ KN

$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p} = \frac{50}{4} = 12.5$ KN

$F_{v.rd} = \frac{0.5 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 0.843 \times 60}{1.25} = 20.23$ KN

(I) $\Rightarrow \frac{12.5}{20.23} + \frac{15}{1.4 \times 30.35} = 0.97 < 1$ **vérifiée**

$F_{t.sd} = 15$ KN $< F_{t.rd} = 30.35$ KN **vérifiée**

b) Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue : $F_v < F_{t.rd}$

Avec: $F_{t.rd} = t_{wc} \times b_{eff} \frac{F_y}{\gamma_{mb}}$

$F_{t.rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = P$: entraxe des rangées de boulons. (P = 50mm).

$F_{t.rd} = 1.2 \times 5 \frac{23.5}{1.1} = 128.18$ KN

L'effort de cisaillement vaut : $F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{25}{0.467} = 53.53$ KN

$F_v = 53.53$ KN $< F_{t.rd} = 128.18$ KN **vérifiée**

c) Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée : $N_{sd} \leq F_{c.rd}$

$F_{c.rd} = f_y \times t_{wc} (1.25 - 0.5\gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}) \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$

$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$

$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$

$b_{eff} = 16 + 2 \times 8 + 5(23 + 27) = 282$ mm

$\sigma_n = \frac{50}{197.5} + \frac{25 \times 10^2}{3550} = 0.96$ KN/cm²

$F_{c.rd} = 23.5 \times 1.2 (1.25 - 0.5 \times 1.1 \frac{0.96}{23.5}) \frac{28.2}{1.1} = 887.43$ KN

Calcul de $N_{sd} = \sum N_i$

$\sum N_i$: La somme des efforts dans les boulons tendus. $d_1 = 0.2$ m

$N_i = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2}$; $M_{sd} = 25$ KN

$N_i = \frac{25 \times 0.2}{0.2^2} = 125$ KN

$N_{sd} = 125$ KN $\leq F_{c.rd} = 895.90$ KN **vérifiée**

d) Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillée :

On doit vérifier que : $\mathbf{F_v < V_{rd}}$

$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{mo}} = 0.58 \times 23.5 \times 49 \times \frac{1.2}{1.25} = 641.15$ KN

$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{25}{0.467} = 53.53$ KN

$F_v = 53.53$ KN $< V_{rd} = 641.15$ KN **Vérifiée**

La résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue, comprimée et cisaillée est vérifiée. Donc n'y a pas lieu de mettre des raidisseurs ou fourrure d'âme.

VII.8.1.2. Vérification supplémentaire :

a) Vérification au poinçonnement :

Il faut vérifier que : $F_{t.sd} \leq B_{p.rd}$

$B_{p.rd} = 0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times \frac{f_u}{\gamma_{mo}} = 0.6 \times 3.14 \times 2.05 \times 0.8 \times \frac{36}{1.25} = 74.15$ KN

$F_{t.sd} = 15$ KN $\leq$ $B_{p.rd} = 74.15$ KN **vérifiée**

Il n'ya pas risque de poinçonnement.

VII.8.2. Assemblage platine - poutre sablière :

L'assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure. On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine. Soit : **e = 8mm**

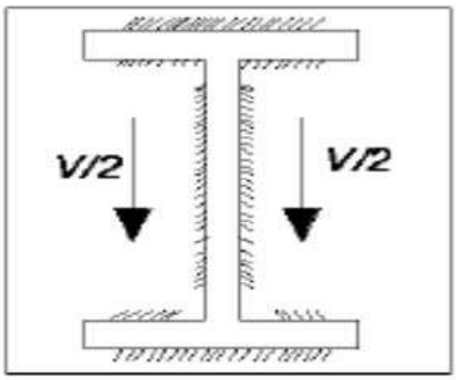


Figure VII.14 : Assemblage platine poutre.

a) gorge reliant l'âme : EC3 Art 6.6.5.2

$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5\ t_w \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 10.2 \end{cases}$ On prend : a = 4 mm

b) gorge reliant la semelle

$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5\ t_f \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 16 \end{cases}$ On prend : a = 5 mm

VII.8.2.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :

a) cordon âme – platine :

Chaque cordon reprend : $\frac{V}{2} = \frac{50}{2} = 25$ KN

$L = h - 2\ t_f = 500 - 2 \times 16 = 468$ mm

b) Cordon- semelle :

$L = 2\ b - 2\ t_f = (2 \times 200) - (2 \times 10.2) = 379.6$ mm

VII.8.2.2. Vérification :

a) Cordon âme – platine :

Chaque cordon reprend : $N \geq \frac{a \times L \times f_u}{\gamma_{mw}\ \beta_w \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N\ \gamma_{mw}\ \beta_w \sqrt{3}}{a \times f_u}$ **EC3 art 6.6.5.3**

$L = 46.8$ cm > 3.61 cm **vérifiée**

b) Cordon- semelle :

L = 379.6 mm $L \geq \frac{30 \times 0.8 \times 1.25\sqrt{3}}{0.5 \times 36}$ = 2.89 cm

L = 37.96 cm > 2.89 cm **vérifiée**

VII.9. Calcul des pieds de poteaux

VII.9.1. Introduction :

L'implantation d'une ossature métallique doit se faire d'une façon précise ; il est donc très important que le dispositif de fixation des poteaux sure une fondation garantisse cette précision. Dans l'étude de notre structure on a abouti à l'utilisation des pieds de poteau encastrés.

On opte 4 tiges avec la disposition suivante :

h_p : la hauteur de la section HEA500

h_p = 490 mm

b_p : la largeur de la section HEA500

b_p = 300 mm

c : le débord, donné par : c= (100 à 150) mm,

on prend : c = 100 mm

d'où :

a = h_p + 2c = 690 mm

b = b_p + 2c = 500 mm soit $e_1 = e_2$ = 50 mm

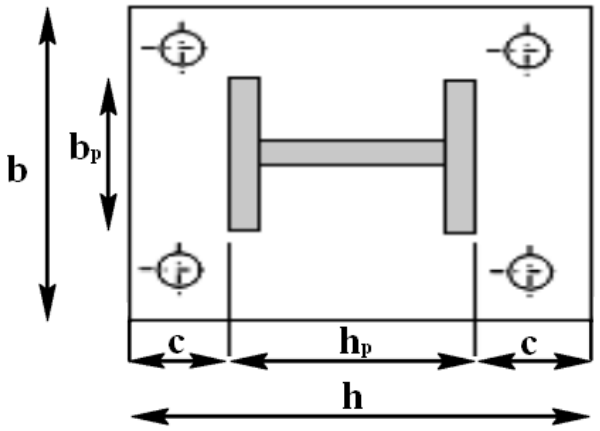


Figure VII.15 : disposition constructive

VII.9.2. Dimensionnement des tiges d'ancrages :

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous l'effort de traction le plus défavorable.

N_t = 130.49 KN pour le poteau le plus sollicité

M_y = 23.35 KN.m

$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2h}$

n : nombre des tiges

N_{st} : l'effort sollicitant de traction d'une tige

L'ancrage est réalisé par 4 tiges : $N_{st} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$

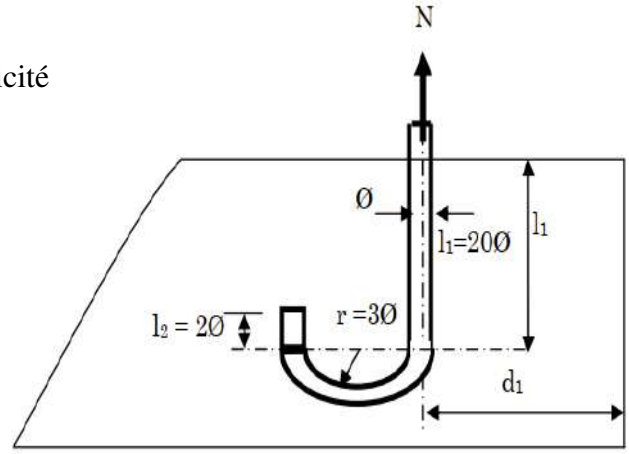


Figure VII.16 : détail de la tige d'ancrage

$N_{st} \leq \frac{\pi \times \emptyset^2}{4} f_y \Rightarrow \emptyset \leq \sqrt{\frac{4 \times N_{st}}{\pi \times f_y}} = \sqrt{\frac{130.49}{3.14 \times 23.5}} = 1.33$ cm

Soit des tiges d'ancrage de 40mmde diamètre.

a) Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \frac{\emptyset}{\left(1+\frac{\emptyset}{d_1}\right)^2} (L_1 + 6.4\ r + 3.5\ L_2)$ (**CCM97**)

Na : effort normal résistant d'une tige.

r = 3 ∅ = 6 cm, L_1 = 20 ∅ = 40 cm, L_2 = 2 ∅ = 4 cm

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m^3

d_1 = 5 cm

$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{2}{\left(1+\frac{2}{5}\right)^2} (40 + 38.4 + 14) = 32.53$ KN

$N_a = 32.53\ KN < \frac{N_t}{4} = 32.62\ KN$ **non vérifiée**

Donc on augmente le diamètre des tiges, on prend ∅ = 2.2 cm

$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{2.2}{\left(1+\frac{2.2}{5}\right)^2} (40 + 42.24 + 15.4) = 37.20\ KN$

$N_a = 37.20\ KN > \frac{N_t}{4} = 32.62\ KN$ **vérifiée**

Donc on choisit pour les tiges le diamètre ∅ = 22 mm

b) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{48.35}{130.49} = 0.37$ m

$e = 37\ cm > \frac{D}{6} = \frac{59}{6} = 9.8$ cm

Donc le centre de poussée se trouve dans le tiers central de la section, tous les boulons sont sollicités à la compression.

$A = 2\ \pi\ R^2 = 7.60\ cm^2$; (A : aire de la section de 3 tiges à gauche du poteau).

$L = e + \frac{h}{2} + \frac{c}{2} = 66.5$ cm

$h = h_p + c + \frac{c}{2} = 64$ cm

$b = 2c + h_p = 69$ cm

$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

$h'^3 + 3\ (L - h)\ h'^2 + 90\ A\ \frac{L}{b}\ h' - 90\ A\ \frac{L}{b}\ h = 0$

$h'^3 + 7.5\ h'^2 + 695.22\ h' - 42189.91\ h = 0$

$h' = 26.76$ cm

b.1) Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2 \times N \times L}{b \times h'(h - \frac{h'}{3})} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 130.49 \times 66.5 \times 10}{69 \times 26.76\ (64 - \frac{26.76}{3})} = 1.71 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$$ **vérifiée**

b.2) Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N \times L - h + \frac{h'}{2}}{A \times (h - \frac{h'}{3})} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{130.49 \times 10 \times 66.5 - 64 + \frac{26.76}{2}}{7.9 \times (64 - \frac{26.76}{3})} = 34.25 \text{ Mpa} \leq f_y = 235 \text{ Mpa}$$ **vérifiée**

VII.9.3. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

a) Vérification de la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$M_1 = 1.71 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.086$ KN.m

$M_2 = (10 \times \frac{0.64}{2}) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0.011$ KN.m

$M = M_1 - M_2 = 0.086 - 0.011 = 0.075$ KN.m

Le module d'inertie de la platine Le module d'inertie de la platine pour b = 1cm

$$t \geq \sqrt{\frac{0.075 \times 6}{23.5 \times 10^{-2}}} = 1.38 \text{ cm}$$

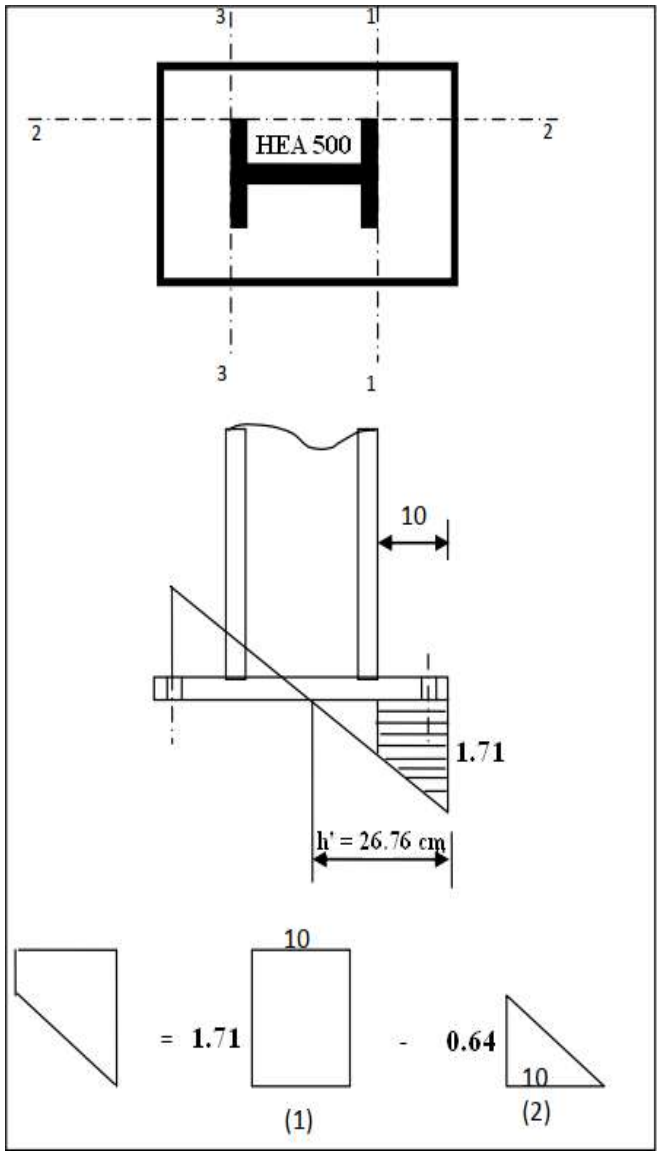


Figure VII.17. Vérification dans la section 1-1.

b) Vérification de la section 2-2 :

Par le même résonnement, on aura le moment maximal :

$M = 1.71 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0.086$ KN.m

D'où : $t \geq \sqrt{\frac{0.086 \times 6}{23.5 \times 10^{-2}}} = 1.48$ cm

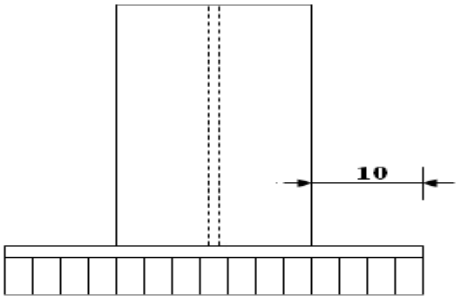


Figure VII.18 : Vérification de la section 2-2.

c) Vérification de la section 3-3

Du coté tendu, la platine est soumis à un moment :

$M = 0.1T$

$T = A\ \sigma_a = 7.6 \times 34.25 \times 10^{-1} = 26.03$ KN

$M = 0.1 \times 26.03 = 2.603$ KN.m

$W_{el} = \frac{50\ t^2}{6}$ donc il faut vérifier que : $\frac{M}{W_{el}} \leq f_y$

$t \geq \sqrt{\frac{2.603 \times 6}{50 \times f_y}} = \sqrt{\frac{2.603 \times 6}{50 \times 23.5}}$

$t \geq 0.16$ cm

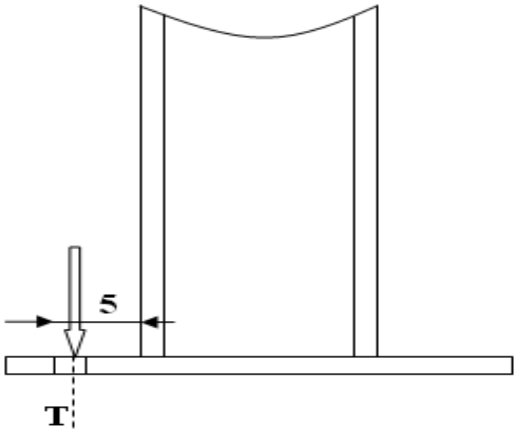


Figure VII.19 : Vérification de la section 3-3.

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 20 mm.**

VII.9.4. Assemblage platine - poteau :

L'épaisseur de la platine : **t = 20 mm**

a) gorge reliant l'âme : EC3 Art 6.6.5.2

$\begin{cases} 3\text{ mm} \leq a \leq 0.5\ t_w \\ 3\text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 12.5 \end{cases}$ On prend : a = 5 mm

b) gorge reliant la semelle

$\begin{cases} 3\text{ mm} \leq a \leq 0.5\ t_f \\ 3\text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 24 \end{cases}$ On prend : a = 7 mm

VII.9.4.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :

a) cordon âme – platine :

Chaque cordon reprend : $\frac{V}{2} = \frac{130.49}{2} = 65.25$ KN

$L = h - 2\ t_f = 540 - 2 \times 24 = 492$ mm

b) Cordon- semelle :

$L = 2\ b - 2\ t_f = (2 \times 300) - (2 \times 12.5) = 575$ mm

VII.9.4.2. Vérification :

a) Cordon âme – platine :

Chaque cordon reprend : $N \geq \frac{a \times L \times f_u}{\gamma_{mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \gamma_{mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u}$ **EC3 art 6.6.5.3**

L = 49.2 cm > 12.56 cm **vérifiée**

b) Cordon- semelle :

L = 575 mm ; $L \geq \frac{130.49 \times 0.8 \times 1.25\sqrt{3}}{0.7 \times 36} = 8.97$ cm

L = 57.5 cm > 8.97 cm **vérifiée**

VII.10. Calcul des Pieds de potelets articulés :

Nous avons des potelets IPE450, soumis aux sollicitations suivantes :

NT : effort de traction ⇒ N_t = 116.05 KN

h_c = 450 mm b_c = 190 mm

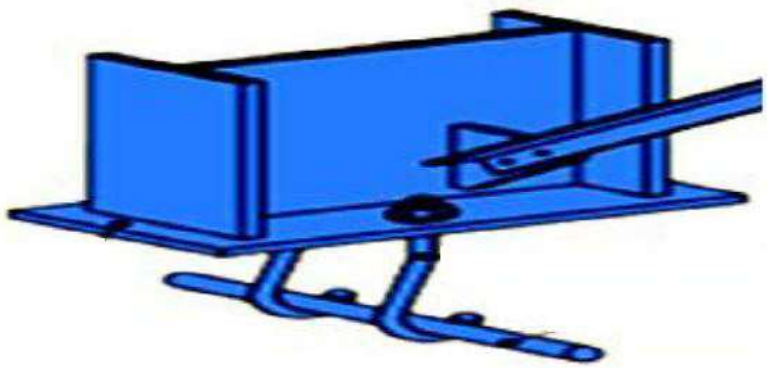


Figure VII.20 : pied de poteau articulé.

On adopte une platine de 65X39 cm² de surface, est on doit vérifier la contrainte de compression sur la semelle de fondation. Elle est déterminée par la condition suivante : $\sigma = \frac{N}{a \times b} \leq \overline{\sigma_b}$

a : Longueur de la platine (a = 650 mm).

b : Largeur de la platine (b = 390 mm).

$\overline{\sigma_b}$: Contrainte de compression du béton : $\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28}$ = 15 Mpa

$\sigma = \frac{116050}{650 \times 390}$ = 0.46 Mpa < $\overline{\sigma_b}$ = 15 Mpa **vérifiée**

VII.10.1. Epaisseur de la platine :

$t \geq \mu \sqrt{\frac{3 \times \sigma}{f_y}} = 100 \sqrt{\frac{3 \times 0.46}{235}} = 7.66$ mm ⇒ t = 10 mm

VII.10.2. Diamètre des goujons :

On fixe le diamètre des goujons ∅ = 22 mm ; et on vérifier la condition suivante :

$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{\emptyset}{\left(1+\frac{\emptyset}{d}\right)^2} (20\,\emptyset + 19.2\,\emptyset + 7\emptyset) \geq \frac{N_t}{2}$

Effort de traction par goujon : $\frac{N_t}{2} = \frac{116.05}{2} = 58.03$ KN

Effort admissible par goujons : $N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \frac{2.2}{\left(1+\frac{2.2}{32.5}\right)^2} (44 + 42.24 + 15.4) = 67.67$ KN

$N_a = 67.67$ KN $> \frac{N_t}{2} = 58.03$ KN **vérifiée**

Donc on choisit pour les tiges le diamètre : $\emptyset = 22$ mm

VII.10.3. Vérification de moment du pliage au droit de la ligne 1-1 :

Effort à droite de la ligne 1-1 est :

$F = \sigma \times b \times \mu = 0.46 \times 390 \times 100$

$F = 17.94$ KN

Le moment correspondant a pour valeur :

$M = F \times \frac{\mu}{2} = 17.94 \times \frac{0.1}{2} = 0.897$ KN.m

Le moment résistant élastique de la platine :

$M_{el} = W_{el} \times f_y$

$W_{el} = \frac{b \times t^2}{6} = \frac{390 \times 10^2}{6} = 6500$ mm^3

$M_{el} = 6500 \times 235 = 1.53 \times 10^6$ N.mm

$M_{el} = 1.53$ KN.m

$M_{el} = 1.53$ KN.m $>$ M = 0.897 KN.m

vérifiée

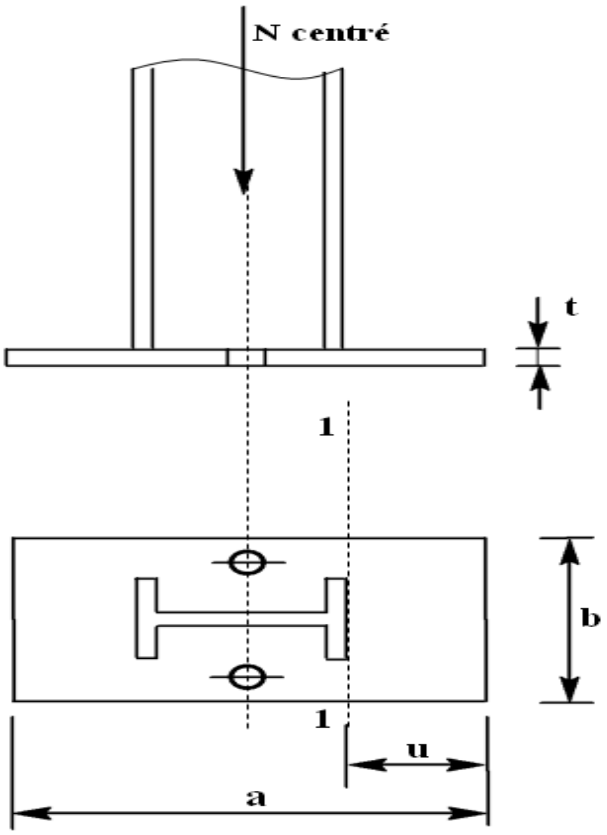


Figure VII.21 : vérification dans la section 1-1.

VII.10.4. Assemblage platine - potelet :

L'épaisseur de la platine : **t = 10 mm**

a) gorge reliant l'âme : EC3 Art 6.6.5.2

$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5\ t_w \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 9.4 \end{cases}$ On prend : a = 4 mm

b) gorge reliant la semelle

$\begin{cases} 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5\ t_f \\ 3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times 14.6 \end{cases}$ On prend : a = 5 mm

VII.10.4.1. Distribution des efforts sur les différents cordons :

a) cordon âme – platine :

Chaque cordon reprend : $\frac{V}{2} = \frac{116.05}{2} = 58.03$ KN

$L = h - 2\,t_f = 450 - 2 \times 14.6 = 421$ mm

b) Cordon- semelle :

$L = 2\,b - 2\,t_f = (2 \times 190) - (2 \times 9.4) = 361$ mm

VII.10.4.2. Vérification :

a) Cordon âme – platine :

Chaque cordon reprend : $N \geq \frac{a \times L \times f_u}{\gamma_{mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}} \Rightarrow L \geq \frac{N \times \gamma_{mw} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u}$ **EC3 art 6.6.5.3**

$L = 42.1$ cm $>$ 13.96 cm **vérifiée**

b) Cordon- semelle :

$L = 361$ mm ; $L \geq \frac{116.05 \times 0.8 \times 1.25\sqrt{3}}{0.5 \times 36} = 11.17$ cm

$L = 36.1$ cm $>$ 11.17 cm **vérifiée**

Conclusion :

L'ancrage des pieds de potelés est réalisé par des platines de section de 650X390 mm² et de 10 mm d'épaisseur et des tiges de 22 mm de diamètre.

Chapitre VIII

Etude De L'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Un ouvrage quelque que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

La contrainte admissible du sol site S_3 : $\sigma_{sol} = 2$ bars

La profondeur d'ancrage : D = 1.60 m.

VIII.2. Calcul des fondations :

En ce qui concerne notre structure on a un type de semelle isolée. Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$ (Art 10.1.4.1. RPA99/2003)

Ainsi que les combinaisons citées par le CM97 : $\begin{cases} ELU : \ 1{,}35(G + Q + N) \\ ELS : \ G + 0{,}9(Q + N) \end{cases}$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol qu d'un coefficient de sécurité de 2. Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.1 : Les sollicitations à la base des poteaux HEA 500.

Sollicitations	**Etat limite ultime**		**Etat limite de service**
	Situation accidentelle	**Situation durable**	
	G + Q + E	1.35 (G + Q + N)	G + 0.9 (G+Q)
N^{max} (KN)	146.43	161.55	116.71
M_y (KN.m)	11.02	80.58	57.75
M_z (KN.m)	4.87	0.29	0.21
V_y (KN)	0.73	1.20	0.87
V_z (KN)	9.66	18.88	13.55

VIII.2.1. Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements 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.

H et B : dimension de la semelle.

h1 : d + c ; avec c = 5 cm.(B.P)

d : hauteur utile de la semelle.

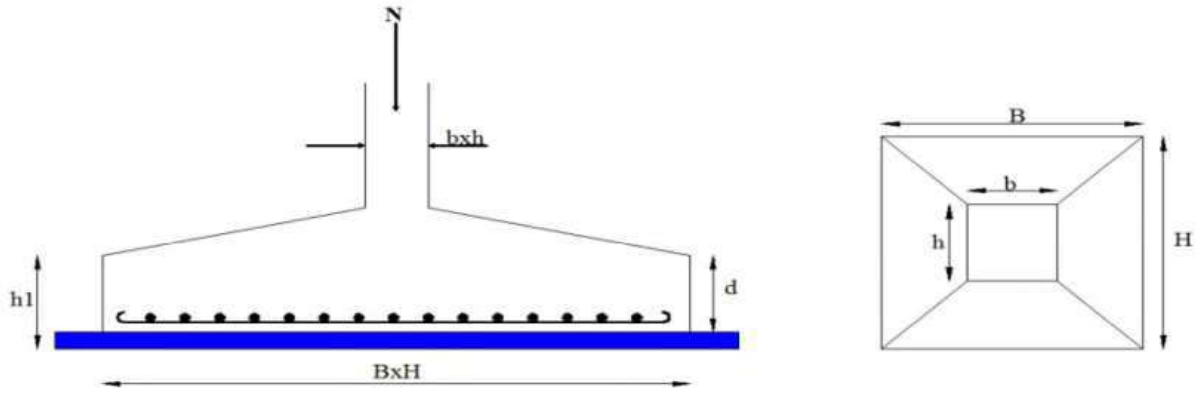


Figure VIII.1 : Dimension de la semelle.

$$d = \max \begin{cases} \frac{H-h}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{cases} \qquad \text{(CBA93- Ch15.III- Art1.2)}$$

$e_0 = \frac{M_y}{N}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars ; $\begin{cases} h = 69 & cm \\ b = 50 & cm \end{cases}$

$\frac{h}{b} = \frac{H}{B} \Rightarrow H = 1.38\ B$

Ou a et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés.

VIII.2.2. Dimensionnement de la semelle :

- **ELU :**

$e_0 = \frac{80.58}{161.55} = 0.5\ m \geq \frac{B}{6} \Rightarrow B < 6 \times e_0 \Rightarrow B < 3\ m$

$[1.995\ \frac{h}{b}\ 2\sigma_{sol}]\ B^2 - [3.99 \frac{h}{b} \times e_0 \times 2\sigma_{sol}]\ B - 2\ N \geq 0$

$1.101\ B^2 - 1101.24\ B - 3.23 \times 10^5 \geq 0$

$B = 1237.32$ mm $\Rightarrow$ **B = 1.3 m**

$\Rightarrow H = 1.38 \times 1.3 = 1.79\ m \Rightarrow$ **H = 1.8 m**

- **ELS :**

$e_0 = \frac{57.75}{116.71} = 0.5\ m \geq \frac{B}{6} \Rightarrow B < 6 \times e_0 \Rightarrow B < 3\ m$

$[1.995\ \frac{h}{b}\sigma_{sol}]\ B^2 - [3.99 \frac{h}{b} \times e_0 \times \sigma_{sol}]\ B - 2\ N \geq 0$

$0.551\ B^2 - 550.62\ B - 2.33 \times 10^5 \geq 0$

$B = 1319.73$ mm $\Rightarrow$ **B = 1.4 m**

$\Rightarrow H = 1.38 \times 1.4 = 1.93\ m \Rightarrow$ **H = 2 m**

Après calcul préliminaire on adopte : **B = 1.5 m** **H = 2.2 m**

$$d = \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} = \frac{1.5-0.5}{4} = 0.250\ m \\ \frac{H-h}{4} = \frac{2.2-0.69}{4} = 0.377\ m \end{cases} \Rightarrow d = 0.377\ m$$

$h_1 = d + c = 37.7 + 5 = 42.7$ cm

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau.

$l_1 = 1.60 - 0.427 = 1.17$ m

- **Poids de la semelle :**

$P = 2.2 \times 1.5 \times 0.427 \times 25 = 35.23$ KN

- **Les moments à la base :**

$M_{by} = M_y + T_z (h_1 + l_1)$; $M_{bz} = M_z + T_y (h_1 + l_1)$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.2 : Les sollicitations à la base de la semelle.

Sollicitations	Etat limite ultime		Etat limite de service
	Situation accidentelle	Situation durable	
	G + Q + E	1.35 (G + Q + N)	G + 0.9 (G+Q)
N^{max} (KN)	181.66	196.78	151.94
M_y (KN.m)	26.45	110.73	79.39
M_z (KN.m)	6.04	2.21	1.60
V_y (KN)	0.73	1.20	0.87
V_z (KN)	9.66	18.88	13.55

VIII.2.3. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{Sens B}\begin{cases}\sigma_{2b} = \dfrac{2 \times N}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right) H} \leq 1.33\ \sigma_{sol} \\ e_0 = \dfrac{M_y}{N}\end{cases} \qquad \text{Sens H}\begin{cases}\sigma_{2h} = \dfrac{2 \times N}{3\left(\frac{H}{2} - e_0\right) B} \leq 1.33\ \sigma_{sol} \\ e_0 = \dfrac{M_z}{N}\end{cases}$$

$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266$ KN/m²

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes dans le sol.

		Sens	e_0 (m)	σ_2 (bar)
ELS		**H**	0.53	1.18< 2.66
		B	0.01	0.62< 2.66
ELU	**accidentelle**	**H**	0.15	0.85< 2.66
		B	0.03	0.76 < 2.66
	durable	**H**	0.56	1.73< 2.66
		B	0.01	0.81< 2.66

Les contraintes sont vérifiée donc la section de la semelle est : **B = 1.5 m** et **H = 2.2 m.**

VIII.2.4.Vérification de la stabilité au renversement :

(RPA 99 V2003.Art.10.1.5)

Il faut vérifier que : $e_0 \leq \begin{cases}\frac{B}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.38 \text{ m} \Rightarrow \text{sens B} \\ \frac{H}{4} = \frac{2.2}{4} = 0.55 \text{ m} \Rightarrow \text{sens H}\end{cases}$

ELS $\begin{cases}\text{Sens H} : e_0 = 0.53\ \text{m} < 0.55\ \text{m} \\ \text{Sens B} : e_0 = 0.01\ \text{m} < 0.38\ \text{m}\end{cases}$ ELU $\begin{cases}\text{Sens H} : e_0 = 0.15\ \text{m} < 0.55\ \text{m} \\ \text{Sens B} : e_0 = 0.03\ \text{m} < 0.38\ \text{m}\end{cases}$

⇒ Donc la vérification au renversement est satisfaite.

VIII.2.5. Détermination des armatures de la semelle :

On utilise la méthode des moments (Répartition triangulaire) :

- **ELU :**
  - **Situation durable :** $\begin{cases}e_0 = \frac{M_z}{N} > \frac{H}{6} \\ e_0 = \frac{M_y}{N} > \frac{B}{6}\end{cases}$
    - **Armature parallèle à H = 2.2 m**

$\left\{e_0 = 0.56\ \text{m} > \frac{H}{6} = 0.37\ \text{m}\right.$

$$\sigma_{3h} = \frac{H + 0.35h - 3\,e_0}{3\left(\frac{H}{2} - e_0\right)} \times \sigma_{2h} = \frac{2.2 + 0.35(0.69) - 3(0.56)}{3\left(\frac{2.2}{2} - 0.56\right)} \times 173 = 81.32\ \text{KN}$$

$$M_{1h} = B\left(\frac{H}{2} - 0.35h\right)^2\left(\frac{\sigma_{3h} + \sigma_{2h}}{6}\right) = 1.5\left(\frac{2.2}{2} - 0.35\,(0.69)\right)^2\left(\frac{54.21 + 2(173)}{6}\right) = 73.74\ \text{KN}$$

$$A_h = \frac{M_{1h}}{\beta \times d_h \times \overline{\sigma_s}} = \frac{73.74 \times 10^6}{0.9 \times 377 \times 348} = 6.24\ \text{cm}^2$$

On choisira : **A_h = 9HA10 = 7.06 cm²**

- **Armature parallèle à B = 1.5 m**

$\left\{e_0 = 0.01\ \text{m} > \frac{B}{6} = 0.25\ \text{m}\right.$

$$\sigma_{3b} = \frac{B + 0.35b - 3\,e_0}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \times \sigma_{2b} = \frac{1.5 + 0.35(0.5) - 3(0.01)}{3\left(\frac{1.5}{2} - 0.01\right)} \times 81 = 60.02\text{KN}$$

$$M_{1b} = H\left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2\left(\frac{\sigma_{3b} + 2\sigma_{2b}}{6}\right) = 2.2\left(\frac{1.5}{2} - 0.35\,(0.50)\right)^2\left(\frac{60.02 + 2(81)}{6}\right) = 26.92\ \text{KN}$$

$$A_b = \frac{M_{1b}}{\beta \times d_b \times \overline{\sigma_s}} = \frac{26.92 \times 10^6}{0.9 \times 250 \times 348} = 3.44\ \text{cm}^2$$

On choisira : **A_h = 14HA6 = 3.96 cm²**

- **ELS :**
  - **Situation durable :** $\begin{cases}e_0 = \frac{M_z}{N} > \frac{H}{6} \\ e_0 = \frac{M_y}{N} > \frac{B}{6}\end{cases}$
    - **Armature parallèle à H = 2.2 m**

$\left\{e_0 = 0.53\ \text{m} > \frac{H}{6} = 0.37\ \text{m}\right.$

$$\sigma_{3h} = \frac{H + 0.35h - 3\,e_0}{3\left(\frac{H}{2} - e_0\right)} \times \sigma_{2h} = \frac{2.2 + 0.35(0.69) - 3(0.53)}{3\left(\frac{2.2}{2} - 0.53\right)} \times 118 = 58.76\ \text{KN}$$

$M_{1h} = B\left(\frac{H}{2} - 0.35h\right)^2\left(\frac{\sigma_{3h} + 2\sigma_{2h}}{6}\right) = 1.5\left(\frac{2.2}{2} - 0.35\,(0.69)\right)^2\left(\frac{58.76 + 2(118)}{6}\right) = 54.31KN$

$A_h = \frac{M_{1h}}{\beta \times d_h \times \overline{\sigma_s}} = \frac{54.31 \times 10^6}{0.9 \times 377 \times 165} = 9.70\ cm^2$

On choisira : **A_h =13HA10 = 10.20 cm²**

- **Armature parallèle à B = 1.5 m**

$\left\{e_0 = 0.01\ m\ > \frac{B}{6} = 0.25\ m\right.$

$\sigma_{3b} = \frac{B + 0.35b - 3\,e_0}{3\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \times \sigma_{2b} = \frac{1.5 + 0.35(0.5) - 3(0.01)}{3\left(\frac{1.5}{2} - 0.01\right)} \times 62 = 45.94\ KN$

$M_{1b} = H\left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2\left(\frac{\sigma_{3b} + 2\,\sigma_{2b}}{6}\right) = 2.2\left(\frac{1.5}{2} - 0.35\,(0.50)\right)^2\left(\frac{45.94 + 2(62)}{6}\right) = 20.60\ KN$

$A_b = \frac{M_{1b}}{\beta \times d_b \times \overline{\sigma_s}} = \frac{20.60 \times 10^6}{0.9 \times 250 \times 165} = 5.55\ cm^2$

On choisira : **A_b = 13HA8 = 6.52 cm²**

- **Condition de non fragilité :**

Min $A_H = 0.23\frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times h_1 = 0.23\frac{2.1}{400} \times 220 \times 42.7 = 11.34cm^2$ = **11HA12 = 12.44 cm²**

Min $A_B = 0.23\frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h_1 = 0.23\frac{2.1}{400} \times 150 \times 42.7 = 7.73\ cm^2$ = **11HA10 = 8.63 cm²**

- **Dispositions constructives :**

Les armatures seront munies des crochets si : (ls>A/4 sens A et ls > B/4 sens B)

$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times 0.6 \times \psi_s{}^2 \times f_{tj}}$ avec $\psi_s = 1.5$

Suivant H :

$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 42.32\ cm$; $\frac{H}{8} = 27.8\ cm < l_s = 42.32\ cm < \frac{H}{4} = 55\ cm$

Suivant B :

$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1} = 35.27\ cm$; $\frac{B}{8} = 18.7\ cm < l_s = 35.27\ cm < \frac{B}{4} = 37.5\ cm$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Les armatures des semelles.

Armature	ELU	ELS	A_{min} (cm²)	Nombre de barre	A_s (cm²)	l_s (cm)	S_t (cm)
A_h	7.06	10.18	11.34	11HA12	12.44	42.32	20
A_b	3.96	6.52	7.73	11HA10	8.63	35.27	13

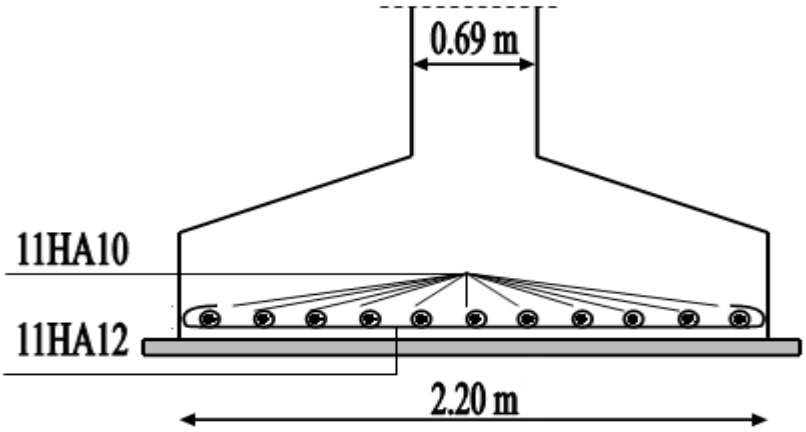


Figure VIII.2 : Schéma de ferraillage de la semelle.

VIII.3. Fondation sous potelet :

VIII.3.1. Dimensionnement de la semelle :

La surface de la platine du potelet avec L_p = 65 cm et B_p = 39 cm

S = b× h = 39 × 65 = 2535 cm²

La semelle est soumise à un effort normal : Nsd = 116.05 KN

(A, B) dimension (longueur et largeur) de la base inférieure

$\frac{h}{b} = \frac{H}{B} = \frac{65}{39} = 1.67 \quad \Rightarrow \quad H = 1.67\ B$

$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{H \times B} = \frac{116.05}{1.67B^2} \leq \sigma_{sol}$ avec σ_{sol} = 200 KN/m²

B ≥ 58.95 cm ⇒ B = 60 cm; H = 1.67 B = 100.2 cm

B = 60 cm H = 110 cm

Hauteur de la semelle :

$$d \geq \max \begin{cases} \frac{B-b}{4} = \frac{60-39}{4} = 5.25 \text{ cm} \\ \frac{H-h}{4} = \frac{110-65}{4} = 11.25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow d = 15 \text{ cm}$$

- **L'enrobage**

c = 5 cm ⇒ h_t = d + c = 15 + 5 = 20 cm

On a : $\frac{h_t}{3} \leq h_p \leq \frac{h_t}{2}$ ⇒ 6.67 cm ≤ h_p ≤ 10 cm **h_p = 10 cm**

On doit vérifier que : $\sigma_c = \frac{N_{sd}}{S} \leq \sigma_{sol}$

$N_t = N_{sd} + P_s$; $P_s = \gamma \times V_s$; $V_s = H \times B \times h_t = 110 \times 60 \times 20 = 0.132\ m^3$

γ = 25 KN/m² ; $P_s = 25 \times 0.132 = 3.3$ KN

$N_t = 116.05 + 3.3 = 119.35$ KN

$\sigma_c = \frac{119.35}{1.1 \times 0.6} = 180.83$ KN/m² ≤ σ_{sol} = 200 KN/m²

VIII.3.2. Calcul des armatures :

$$F_x = \frac{N_t\,(H-h)}{8d} = \frac{119.35(\,1.1-0.65)}{8(0.15)} = 44.76 \text{ KN}$$

$$F_y = \frac{N_t\,(B-b)}{8d} = \frac{119.35(\,0.6-0.39)}{8(0.15)} = 20.89 \text{ KN}$$

$$\frac{F_X}{\bar{\sigma}_s} = A_X = \frac{44.76}{\frac{40}{1.15}} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F_Y}{\bar{\sigma}_s} = A_Y = \frac{20.89}{\frac{40}{1.15}} = 0.60 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité :**

$A_X \geq A_{X\,min}$; $A_Y \geq A_{Y\,min}$; $f_{t28} = 2.1$ Mpa ; $F_e = 400$ Mpa

$$A_{X\,min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times H \times d = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 110 \times 15 = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{Y\,min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times d = 0.23 \frac{2.1}{400} \times 60 \times 15 = 1.09 \text{ cm}^2$$

$A_{X\,min} > A_X \Rightarrow A_X = A_{X\,min} = 1.99 \text{ cm}^2$

$A_{Y\,min} > A_Y \Rightarrow A_Y = A_{Y\,min} = 1.09 \text{ cm}^2$

Dans le plan xx', on prend 5Ø8 = 2.31 cm² avec un espacement de 20 cm entre deux barres

Dans le plan yy', on prend 6Ø6 = 1.70 cm² avec un espacement de 12 cm entre deux barres

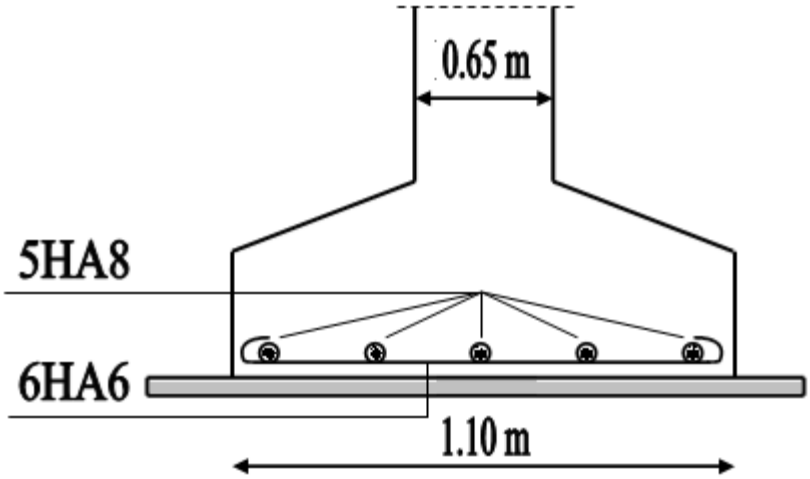


Figure VIII.3 : détaille de ferraillage de la semelle de potelé.

VIII.4. Calcul des longrines :

VIII.4.1. Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

VIII.4.2. Pré dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : (25x30) cm : sites S_3.

VIII.4.3. Ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à : $N_t = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ KN **(RPA99V2003.Art.10.1.1.b)**

α_{max} : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Nu : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$\alpha = 12$ (zone IIa, site S_3)

ELU: $N_t = \frac{196.78}{12} = 16.40$ KN $\quad A_s = \frac{16.40}{348} = 0.47$ cm²

ELS: $N_t = \frac{151.94}{12} = 12.66$ KN $\quad A_s = \frac{12.66}{165} = 0.77$ KN

$A_{min} = 0.6\%$ B$=0.6\times10^{-2}\times25\times30 = 4.5$ cm²

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **6HA10,** avec As = 4.71cm²

$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{25 \times 30 \times 2.1}{400} = 3.94$ cm²

3.94 cm² ≤ 4.71 cm²

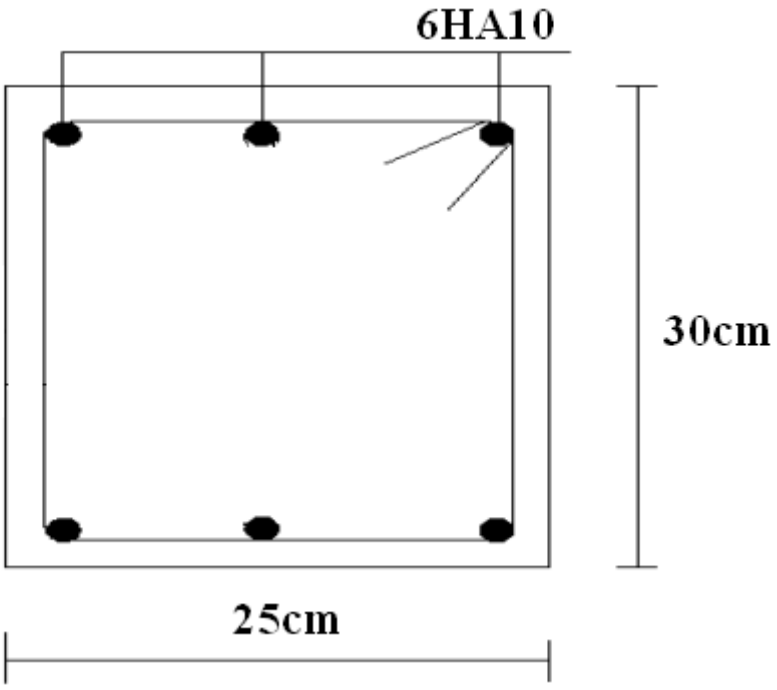


Figure VIII.4 : Schéma de ferraillage des longrines.

Conclusion Générale

Ce projet était l'occasion idéale d'exploiter nos connaissances acquises et plus particulièrement ces deux dernières années de Master. A travers les différentes étapes de conception et de calcul.

Notre formation dans le domaine de la construction métallique, on a trouvé dans ce projet une opportunité d'apprendre et d'approfondir nos connaissances en béton armé et les structures en acier.

Le parcourt que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une construction avec :

- L'application des nouvelles règles de calcul à savoir l'Eurocode3, CM97, RNV99, RPA99/Version2003 et les différents D.T.R.
- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables.
- Dans les zones de forte sismicité il est préférable de réaliser des structures métalliques au lieu des structures en béton armé.
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- Dans le cas où la capacité portante du sol du site d'implantation est faible la structure en béton armé peut la remplacer par une structure métallique qui ne nécessite pas un radier ou des pieux.
- Pour réduire le déplacement horizontal dans le sens du long pan, soit on augmente le nombre du système de contreventement (palée de stabilité, poutre au vent), ou on augmente la section des éléments constituants ce système, ou bien la diminution des portées entre portiques.
- L'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que Robot Autodesk et Auto CAD. Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir des meilleurs résultats.

Annexe 1 : Tableau des armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

Diam. Ø (mm)	Masse linéique (kg/ml)	Sections en cm^2 pour un nombre de barres compris entre 1 et 10.									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	0.19	0.39	0.59	0.78	0.98	1.17	1.37	1.57	1.76	1.96
6	0.222	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.82
8	0.395	0.50	1.00	1.50	2.01	2.31	3.01	3.51	4.01	4.52	5.02
10	0.617	0.78	1.57	2.35	3.14	3.92	4.71	5.49	6.28	7.06	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.78	7.92	9.05	10.18	11.31
14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.15	7.69	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.09	20.10
20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.56	15.70	18.84	21.99	25.13	28.27	31.41
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.313	8.04	16.08	24.12	32.17	40.21	48.25	58.29	64.34	72.38	80.42
40	9.865	12.56	25.13	37.70	50.26	61.83	75.39	87.96	100.53	113.09	125.65

Annexe 2 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficients de réduction				
λ	Valeurs de pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe 3 : Caractéristiques des profiles

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße		Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												
										axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z							
	G	h	b	t_w	t_f	r	A	h_i	d	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$◆	i_y	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$◆	i_z	s_z	I_t	I_w
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm² x10²	mm	mm	mm⁴ x10⁴	mm³ x10³	mm³ x10³	mm x10	mm² x10²	mm⁴ x10⁴	mm³ x10³	mm³ x10³	mm x10	mm	mm⁴ x10⁴	mm⁶ x10⁹
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1
IPE A 200-	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6
IPE AA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12,0	27,0	201,6	177,6	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9
IPE A 220-	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	201,6	177,6	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12,0	37,4	201,6	177,6	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße	
	G	h	b	t_w	t_f	r	A	h_i	d
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm^2 $x10^2$	mm	mm
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4
IPE A 240•	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4
IPE A 270•	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6
IPE A 300•	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6
IPE A 330•	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0
IPE A 360•	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6
IPE A 400•	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0
IPE A 450•	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8
IPE A 500•	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0

Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												
axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z							
I_y	W_{ely}	W_{ply}◆	i_y	A_{vz}	I_z	W_{elz}	W_{plz}◆	i_z	s_y	I_t	I_w
mm^4 $x10^4$	mm^3 $x10^3$	mm^3 $x10^3$	mm x10	mm^2 $x10^2$	mm^4 $x10^4$	mm^3 $x10^3$	mm^3 $x10^3$	mm x10	mm	mm^4 $x10^4$	mm^6 $x10^9$
3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1
3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3
3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4
4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7
4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5
5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6
6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6
7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107
8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126
9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158
10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172
11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199
13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246
14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282
16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314
19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380
20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432
23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490
26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588
29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705
33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791
40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998
42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125
48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249
57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße			Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte											
											axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z							
	G	h	b	t_w	t_f	r	A	h_i	d	Ø	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$ ♦	i_y	A_w	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$ ♦	i_z	s_z	I_t	I_w
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm^2 $x10^2$	mm	mm		mm^4 $x10^4$	mm^3 $x10^3$	mm^3 $x10^3$	mm x10	mm^2 $x10^2$	mm^4 $x10^4$	mm^3 $x10^3$	mm^3 $x10^3$	mm x10	mm	mm^4 $x10^4$	mm^6 $x10^9$
HE 340 AA *	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584
HE 360 AA *	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137
HE 400 AA *	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410
HE 450 AA *	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251
HE 500 AA *	107	472	300	10,5	14	27	136,9	444	390	M 27	54640	2315	2576	19,98	61,91	6314	420,9	649,3	6,79	70,13	107,7	3304
HE 500 A	155	490	300	12	23	27	197,5	444	390	M 27	86970	3550	3949	20,98	74,72	10370	691,1	1059	7,24	89,63	309,3	5643
HE 500 B	187	500	300	14,5	28	27	238,6	444	390	M 27	107200	4287	4815	21,19	89,82	12620	841,6	1292	7,27	102,1	538,4	7018
HE 500 M	270	524	306	21	40	27	344,3	444	390	M 27	161900	6180	7094	21,69	129,5	19150	1252	1932	7,46	132,6	1539	11190
HE 550 AA *	120	522	300	11,5	15	27	152,8	492	438	M 27	72870	2792	3128	21,84	72,66	6767	451,1	698,6	6,65	73,13	133,7	4338
HE 550 A	166	540	300	12,5	24	27	211,8	492	438	M 27	111900	4146	4622	22,99	83,72	10820	721,3	1107	7,15	92,13	351,5	7189
HE 550 B	199	550	300	15	29	27	254,1	492	438	M 27	136700	4971	5591	23,20	100,1	13080	871,8	1341	7,17	104,6	600,3	8856
HE 550 M	278	572	306	21	40	27	354,4	492	438	M 27	198000	6923	7933	23,64	139,6	19160	1252	1937	7,35	132,6	1554	13520
HE 600 AA *	129	571	300	12	15,5	27	164,1	540	486	M 27	91900	3218	3623	23,66	81,29	6993	466,2	724,5	6,53	74,63	149,8	5381
HE 600 A	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	M 27	141200	4787	5350	24,97	93,21	11270	751,4	1156	7,05	94,63	397,8	8978
HE 600 B	212	600	300	15,5	30	27	270,0	540	486	M 27	171000	5701	6425	25,17	110,8	13530	902,0	1391	7,08	107,1	667,2	10970
HE 600 M	285	620	305	21	40	27	363,7	540	486	M 27	237400	7660	8772	25,55	149,7	18980	1244	1930	7,22	132,6	1564	15910
HE 600 x 337 *	337	632	310	25,5	46	27	429,2	540	486	M 27	283200	8961	10380	25,69	180,5	22940	1480	2310	7,31	149,1	2451	19610
HE 600 x 399 *	399	648	315	30	54	27	508,5	540	486	M 27	344600	10640	12460	26,03	213,6	28280	1796	2814	7,46	169,6	3966	24810

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen		Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte							
									axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		
	G	h-b	t	r_1	r_2	A	z_s-y_s	v	I_y-I_z	W_{ay}-W_{az}	i_y-i_z	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm^2	mm	mm	mm^4	mm^3	mm	mm^4	mm	mm^4	mm	mm^4
						x10²	x10	x10	x10⁴	x10³	x10	x10⁴	x10	x10⁴	x10	x10⁴
L 20 x 20 x 3	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,388	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226
L 25 x 25 x 3 ▲	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	-0,467
L 25 x 25 x 4 ▲	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587
L 30 x 30 x 3 ▲	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,40	0,649	0,899	2,23	1,13	0,579	0,578	-0,825
L 30 x 30 x 4 ▲	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05
L 35 x 35 x 4 ▲	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4 ▲	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5 ▲	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4 *▲	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78
L 45 x 45 x 4,5 *▲	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,95	0,87	-4,20
L 45 x 45 x 5 *▲	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	7,84	2,43	1,35	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60
L 50 x 50 x 4 ▲	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5 ▲	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45
L 50 x 50 x 6 ▲	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 50 x 50 x 7 *▲	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52
L 55 x 55 x 5 *▲	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	14,71	3,70	1,66	23,37	2,10	6,06	1,07	-8,66
L 55 x 55 x 6 *▲	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	17,29	4,39	1,66	27,44	2,09	7,13	1,06	-10,16
L 60 x 60 x 4 *	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26
L 60 x 60 x 5 ▲	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40
L 60 x 60 x 6 ▲	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8 ▲	7,09	60	8	8	4,0	9,03	1,77	4,24	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 6 *▲	5,91	65	6	9	4,5	7,53	1,80	4,60	29,19	6,21	1,97	46,36	2,48	12,01	1,26	-17,17
L 65 x 65 x 7	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	33,43	7,18	1,96	53,08	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 65 x 65 x 8 *▲	7,73	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	37,49	8,13	1,95	59,46	2,46	15,52	1,26	-21,97

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen		Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte							
									axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		
	G	h–b	t	r_1	r_2	A	z_s–y_s	v	I_y – I_z	$W_{el,y}$ – $W_{el,z}$	i_y – i_z	I_u	i_u	I_v	i_v	I_w
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm^2 $x10^2$	mm x10	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm^3 $x10^3$	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm x10	mm^4 $x10^4$
L 70 x 70 x 6	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72
L 70 x 70 x 7	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89
L 70 x 70 x 8 */*	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75
L 70 x 70 x 9 */*	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71
L 75 x 75 x 4 *	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	31,43	5,67	2,30	49,85	2,90	13,01	1,48	-18,42
L 75 x 75 x 5 *	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82
L 75 x 75 x 6	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01
L 75 x 75 x 7 *	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	52,61	9,74	2,28	83,60	2,88	21,62	1,46	-30,99
L 75 x 75 x 8	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78
L 75 x 75 x 10 *	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75
L 80 x 80 x 5 *	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69
L 80 x 80 x 6 */*	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87
L 80 x 80 x 7 *	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81
L 80 x 80 x 8	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52
L 80 x 80 x 10	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 6 */*	8,28	90	6	10	5,0	10,5	2,42	6,36	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57
L 90 x 90 x 7	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52
L 90 x 90 x 8	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50
L 90 x 90 x 9	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19
L 90 x 90 x 10	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59
L 90 x 90 x 11 *	14,7	90	11	11	5,5	18,7	2,62	6,36	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70
L 100 x 100 x 6 */*	9,26	100	6	12	6,0	11,8	2,64	7,07	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25
L 100 x 100 x 7 *	10,7	100	7	12	6,0	13,7	2,69	7,07	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48
L 100 x 100 x 8 */	12,2	100	8	12	6,0	15,5	2,74	7,07	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35
L 100 x 100 x 10 */	15,0	100	10	12	6,0	19,2	2,82	7,07	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12 */	17,8	100	12	12	6,0	22,7	2,90	7,07	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 8 */*	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	195,3	24,37	3,38	310,5	4,26	80,11	2,16	-115,2
L 110 x 110 x 10 */*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,74	2,15	-140,2
L 110 x 110 x 12 *	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	279,1	35,54	3,33	443,2	4,20	115,0	2,14	-164,1

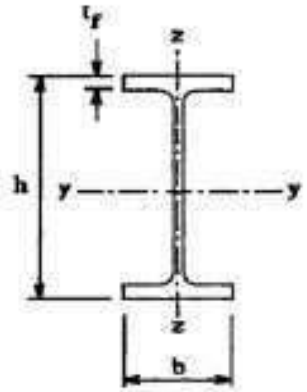
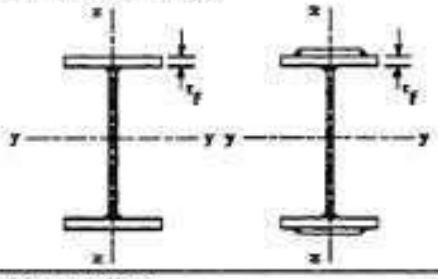
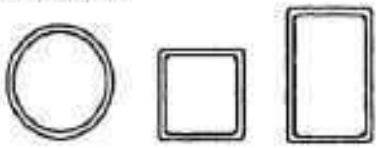
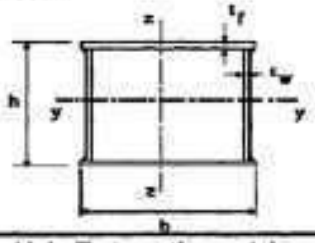
Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen		Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte							
									axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		
	G	h=b	t	r_1	r_2	A	$z_s=y_s$	v	$I_y=I_z$	$W_{ely}=W_{elz}$	$i_y=i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm^2 $x10^2$	mm x10	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm^3 $x10^3$	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm x10	mm^4 $x10^4$
L 120 x 120 x 8	14,7	120	8	13	6,5	18,7	3,23	8,49	255,4	29,11	3,69	406,0	4,65	104,8	2,37	-150,6
L 120 x 120 x 10	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,1	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	394,0	46,01	3,64	625,8	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 120 x 120 x 16	28,3	120	16	13	6,5	36,0	3,55	8,49	469,4	55,57	3,61	743,8	4,54	195,0	2,33	-274,4
L 130 x 130 x 10	19,8	130	10	14	7,0	25,2	3,55	9,19	401,1	42,47	3,99	637,8	5,03	164,5	2,55	-236,7
L 130 x 130 x 12	23,5	130	12	14	7,0	30,0	3,64	9,19	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,4
L 130 x 130 x 13	25,4	130	13	14	7,0	32,3	3,68	9,19	506,5	54,35	3,96	804,9	4,99	208,1	2,54	-298,4
L 130 x 130 x 14	27,2	130	14	14	7,0	34,7	3,72	9,19	540,1	58,20	3,95	857,8	4,98	222,3	2,53	-317,8
L 130 x 130 x 16	30,8	130	16	14	7,0	39,3	3,80	9,19	605,0	65,75	3,93	959,7	4,94	250,3	2,53	-354,7
L 150 x 150 x 10	23,0	150	10	16	8,0	29,3	4,03	10,61	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,1	2,96	-368,0
L 150 x 150 x 12	27,3	150	12	16	8,0	34,8	4,12	10,61	736,9	67,75	4,60	1172	5,80	302,1	2,94	-434,9
L 150 x 150 x 13	29,5	150	13	16	8,0	37,6	4,17	10,61	791,7	73,07	4,59	1259	5,79	324,6	2,94	-467,1
L 150 x 150 x 14	31,6	150	14	16	8,0	40,3	4,21	10,61	845,4	78,33	4,58	1344	5,77	346,9	2,93	-498,5
L 150 x 150 x 15	33,8	150	15	16	8,0	43,0	4,25	10,61	898,1	83,52	4,57	1427	5,76	369,0	2,93	-529,1
L 150 x 150 x 16	35,9	150	16	16	8,0	45,7	4,29	10,61	949,7	88,65	4,56	1509	5,74	390,8	2,92	-558,9
L 150 x 150 x 18	40,1	150	18	16	8,0	51,0	4,37	10,61	1050	98,74	4,54	1666	5,71	433,8	2,92	-616,1
L 150 x 150 x 20	44,2	150	20	16	8,0	56,3	4,44	10,61	1146	108,6	4,51	1817	5,68	476,2	2,91	-670,2
L 160 x 160 x 14	33,9	160	14	17	8,5	43,2	4,45	11,31	1034	89,50	4,89	1644	6,17	423,9	3,13	-609,9
L 160 x 160 x 15	36,2	160	15	17	8,5	46,1	4,49	11,31	1099	95,47	4,88	1747	6,16	450,9	3,13	-647,9
L 160 x 160 x 16	38,4	160	16	17	8,5	49,0	4,53	11,31	1163	101,4	4,87	1848	6,14	477,7	3,12	-685,0
L 160 x 160 x 17	40,7	160	17	17	8,5	51,8	4,57	11,31	1225	107,2	4,86	1947	6,13	504,2	3,12	-721,2

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen		Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte							
									axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		
	G	h–b	t	r_1	r_2	A	z_s–y_s	v	I_y – I_z	$W_{el,y}$ – $W_{el,z}$	i_y – i_z	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm^2 $x10^2$	mm x10	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm^3 $x10^3$	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm x10	mm^4 $x10^4$	mm x10	mm^4 $x10^4$
L 180 x 180 x 13	35,7	180	13	18	9,0	45,5	4,90	12,73	1396	106,5	5,54	2220	6,99	571,7	3,55	-824,4
L 180 x 180 x 14	38,3	180	14	18	9,0	48,8	4,94	12,73	1493	114,3	5,53	2375	6,98	611,4	3,54	-881,8
L 180 x 180 x 15	40,9	180	15	18	9,0	52,1	4,98	12,73	1589	122,0	5,52	2527	6,96	650,6	3,53	-938,0
L 180 x 180 x 16	43,5	180	16	18	9,0	55,4	5,02	12,73	1682	129,7	5,51	2675	6,95	689,4	3,53	-993,0
L 180 x 180 x 17	46,0	180	17	18	9,0	58,7	5,06	12,73	1775	137,2	5,50	2822	6,94	727,9	3,52	-1047
L 180 x 180 x 18	48,6	180	18	18	9,0	61,9	5,10	12,73	1866	144,7	5,49	2965	6,92	766,0	3,52	-1100
L 180 x 180 x 19	51,1	180	19	18	9,0	65,1	5,14	12,73	1955	152,1	5,48	3106	6,91	803,8	3,51	-1151
L 180 x 180 x 20	53,7	180	20	18	9,0	68,3	5,18	12,73	2043	159,4	5,47	3244	6,89	841,3	3,51	-1202
L 200 x 200 x 15	45,6	200	15	18	9,0	58,1	5,48	14,14	2209	152,2	6,17	3516	7,78	903,0	3,94	-1306
L 200 x 200 x 16	48,5	200	16	18	9,0	61,8	5,52	14,14	2341	161,7	6,16	3725	7,76	957,2	3,94	-1384
L 200 x 200 x 17	51,4	200	17	18	9,0	65,5	5,56	14,14	2472	171,2	6,14	3932	7,75	1011	3,93	-1461
L 200 x 200 x 18	54,2	200	18	18	9,0	69,1	5,60	14,14	2600	180,6	6,13	4135	7,74	1064	3,92	-1535
L 200 x 200 x 19	57,1	200	19	18	9,0	72,7	5,64	14,14	2726	189,9	6,12	4335	7,72	1117	3,92	-1609
L 200 x 200 x 20	59,9	200	20	18	9,0	76,3	5,68	14,14	2851	199,1	6,11	4532	7,70	1169	3,91	-1681
L 200 x 200 x 21	62,8	200	21	18	9,0	79,9	5,72	14,14	2973	208,2	6,10	4725	7,69	1221	3,91	-1752
L 200 x 200 x 22	65,6	200	22	18	9,0	83,5	5,76	14,14	3094	217,3	6,09	4915	7,67	1273	3,90	-1821
L 200 x 200 x 23	68,3	200	23	18	9,0	87,1	5,80	14,14	3213	226,3	6,08	5102	7,66	1324	3,90	-1889
L 200 x 200 x 24	71,1	200	24	18	9,0	90,6	5,84	14,14	3331	235,2	6,06	5286	7,64	1375	3,90	-1955
L 200 x 200 x 25	73,9	200	25	18	9,0	94,1	5,88	14,14	3446	244,0	6,05	5467	7,62	1426	3,89	-2020
L 200 x 200 x 26	76,6	200	26	18	9,0	97,6	5,91	14,14	3560	252,7	6,04	5644	7,61	1476	3,89	-2084
L 250 x 250 x 20	75,6	250	20	18	9,0	96,3	6,93	17,68	5743	317,9	7,72	9144	9,74	2341	4,93	-3401
L 250 x 250 x 21	79,2	250	21	18	9,0	101	6,97	17,68	5997	332,7	7,71	9548	9,73	2447	4,92	-3550
L 250 x 250 x 22	82,8	250	22	18	9,0	106	7,01	17,68	6249	347,4	7,70	9946	9,71	2552	4,92	-3697
L 250 x 250 x 23	86,4	250	23	18	9,0	110	7,05	17,68	6497	362,0	7,68	10339	9,69	2655	4,91	-3842
L 250 x 250 x 24	90,0	250	24	18	9,0	115	7,09	17,68	6743	376,5	7,67	10727	9,68	2759	4,91	-3984
L 250 x 250 x 25	93,5	250	25	18	9,0	119	7,13	17,68	6986	390,9	7,66	11110	9,66	2861	4,90	-4124
L 250 x 250 x 26	97,0	250	26	18	9,0	124	7,17	17,68	7226	405,2	7,65	11488	9,64	2963	4,90	-4262
L 250 x 250 x 27	101	250	27	18	9,0	128	7,20	17,68	7463	419,3	7,63	11861	9,62	3065	4,89	-4398
L 250 x 250 x 28	104	250	28	18	9,0	133	7,24	17,68	7697	433,4	7,62	12229	9,61	3166	4,89	-4532
L 250 x 250 x 35	128	250	35	18	9,0	163	7,50	17,68	9264	529,4	7,54	14668	9,48	3859	4,86	-5405

Désignation Designation Bezeichnung		Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	r mm	A mm^2 $x10^2$	h mm	d mm	Ø	e_{min} mm	e_{max} mm	A_L m^2/m	A_G m^2/t
UPE 80*	7,90	80	50	4,0	7,0	10	10,1	66	46	-	-	-	0,343	43,45
UPE 100*	9,82	100	55	4,5	7,5	10	12,5	85	65	M 12	35	36	0,402	41,00
UPE 120*	12,1	120	60	5,0	8,0	12	15,4	104	80	M 12	35	41	0,460	37,98
UPE 140*	14,5	140	65	5,0	9,0	12	18,4	122	98	M 16	35	38	0,520	35,95
UPE 160*	17,0	160	70	5,5	9,5	12	21,7	141	117	M 16	36	43	0,579	34,01
UPE 180*	19,7	180	75	5,5	10,5	12	25,1	159	135	M 16	36	48	0,639	32,40
UPE 200*	22,8	200	80	6,0	11,0	13	29,0	178	152	M 20	46	47	0,697	30,60
UPE 220*	26,6	220	85	6,5	12,0	13	33,9	196	170	M 22	47	49	0,756	28,43
UPE 240*	30,2	240	90	7,0	12,5	15	38,5	215	185	M 24	47	51	0,813	26,89
UPE 270*	35,2	270	95	7,5	13,5	15	44,8	243	213	M 27	48	50	0,892	25,34
UPE 300*	44,4	300	100	9,5	15,0	15	56,6	270	240	M 27	50	55	0,968	21,78
UPE 330*	53,2	330	105	11,0	16,0	18	67,8	298	262	M 27	54	60	1,043	19,60
UPE 360*	61,2	360	110	12,0	17,0	18	77,9	326	290	M 27	55	65	1,121	18,32
UPE 400*	72,2	400	115	13,5	18,0	18	91,9	364	328	M 27	57	70	1,218	16,87

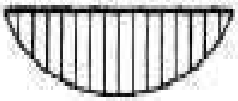
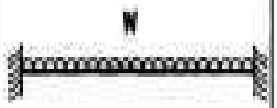
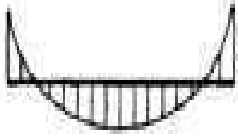
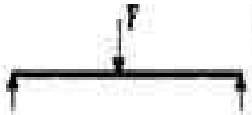
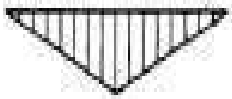
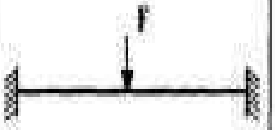
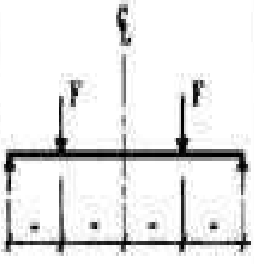
Désignation Designation Bezeichnung		Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005				EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
		axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z									Pure bending y-y		Pure compression				
	G kg/m	I_y mm^4 $x10^4$	$W_{el,y}$ mm^3 $x10^3$	$W_{pl,y}$ mm^3 $x10^3$	i_y mm x10	A_w mm^2 $x10^2$	I_z mm^4 $x10^4$	$W_{el,z}$ mm^3 $x10^3$	$W_{pl,z}$ mm^3 $x10^3$	i_z mm x10	s_z mm	I_t mm^4 $x10^4$	I_w mm^6 $x10^9$	y_s mm x10	y_m mm x10	S235	S355	S235	S355			
UPE 80	7,90	107	26,8	31,2	3,26	4,05	25,5	8,0	14,3	1,59	16,9	1,47	0,22	1,82	3,71	1	1	1	1	✓		
UPE 100	9,82	207	41,4	48,0	4,07	5,34	38,3	10,6	19,3	1,75	17,9	2,01	0,53	1,91	3,93	1	1	1	1	✓		
UPE 120	12,1	364	60,6	70,3	4,86	7,18	55,5	13,8	25,3	1,90	20,0	2,90	1,12	1,98	4,12	1	1	1	1	✓		
UPE 140	14,5	600	85,6	98,8	5,71	8,25	78,8	18,2	33,2	2,07	21,0	4,05	2,20	2,17	4,54	1	1	1	1	✓		
UPE 160	17,0	911	114	132	6,48	10,0	107	22,6	41,5	2,22	22,0	5,20	3,96	2,27	4,76	1	1	1	1	✓		
UPE 180	19,7	1350	150	173	7,34	11,2	144	28,6	52,3	2,39	23,0	6,99	6,81	2,47	5,19	1	1	1	1	✓		
UPE 200	22,8	1910	191	220	8,11	13,5	187	34,5	63,3	2,54	24,6	8,89	11,0	2,56	5,41	1	1	1	1	✓		
UPE 220	26,6	2680	244	281	8,90	15,8	247	42,5	78,2	2,70	26,1	12,1	17,6	2,70	5,70	1	1	1	1	✓		
UPE 240	30,2	3600	300	347	9,67	18,8	311	50,1	92,2	2,84	28,3	15,1	26,4	2,79	5,91	1	1	1	1	✓		
UPE 270	35,2	5250	389	451	10,8	22,2	401	60,7	112	2,99	29,8	19,9	43,6	2,89	6,14	1	1	1	2	✓		
UPE 300	44,4	7820	522	613	11,8	30,3	538	75,6	137	3,08	33,3	31,5	72,7	2,89	6,03	1	1	1	1	✓		
UPE 330	53,2	11010	667	792	12,7	38,8	681	89,7	156	3,17	37,5	45,2	112	2,90	6,00	1	1	1	1	✓		
UPE 360	61,2	14830	824	982	13,8	45,6	844	105	178	3,29	39,5	58,5	166	2,97	6,12	1	1	1	1	✓		
UPE 400	72,2	20980	1050	1260	15,1	56,2	1045	123	191	3,37	42,0	79,1	259	2,98	6,06	1	1	1	1	✓		

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

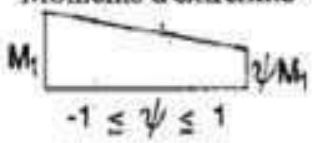
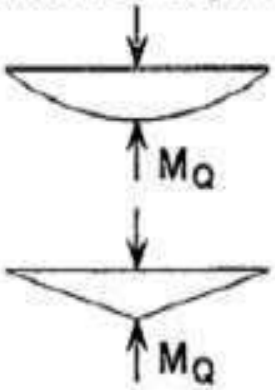
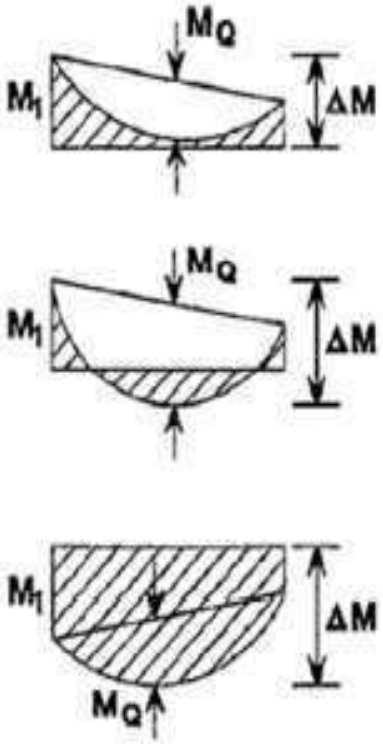
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	h / b > 1,2 :		
	$t_f \leq 40$ mm	y - y	a
		z - z	b
	40 mm < $t_f \leq 100$ mm	y - y	b
		z - z	c
	h / b ≤ 1,2 :		
	$t_f \leq 100$ mm	y - y	b
		z - z	c
	$t_f > 100$ mm	y - y	d
		z - z	d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y	b
		z - z	c
	$t_f > 40$ mm	y - y	c
		z - z	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)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et		
	$b / t_f < 30$	y - y	c
	$h / t_w < 30$	z - z	c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Tableau F.1.2 Coefficients C_1, C_2 et C_3, pour différentes valeurs de k, dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteurs de moment uniforme équivalent βM

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  $-1 \le \psi \le 1$	$\beta_{M,\psi} = 1{,}8 - 0{,}7\psi$
Moment crée par des forces latérales dans le plan  	$\beta_{M,Q} = 1{,}3$ $\beta_{M,Q} = 1{,}4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité  	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \lvert MaxM \rvert$ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \lvert \max M \rvert & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \lvert \max M \rvert + \lvert \min M \rvert & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

BIBLIOGRAPHIE

[1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.

[2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie- Parasismique, 2003.

[3] Construction Métallique : Exemple Numérique Adaptés aux Eurocode. **Jaques Brozzetti**, **Manfred A. Hirt** et **Rolf Bez**. Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 1995.

[4] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. **Lahlou Dahmani**. Office des publications universitaires, 2009.

[5] Charpentes Métalliques : Conception et Dimensionnement des halles et Bâtiments. **Manfred A. Hert** et **Michel Crisinel**. Presse polytechnique et universitaire romandes, Lausanne, 2001.

[6] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. **Jean Morel**. Eyrolles Paris, 2008

[7] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.

[8] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.

[9] Construction Métallique : Règle de calculs et de vérification : **Mimoune Fatima Zohra** et **Mimoune Mostafa**.

[10] Recommandation pour l'exécution des structures en acier.

[11] Règle de conception et de calcul des structures en acier. Ministre de l'habitat **;** Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.4.4

[12] Eurocode 3 ; Calcul des structures en acier ; partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.