

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

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Sciences et Technologie



N° Ref :.....

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

Etude d'un hangar en charpente métallique à l'usage de stockage

Réalisé par :
- Belaiouar Madiha
- Boulghalaghe Amira

Soutenu devant le jury :

Mr. Guettiche. A
Mme Drouna. K
Mr Lecheheb. M

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2019/2020

Dédicace

*Pour que ma réussite soit complète je la partage avec
toutes les personnes que j'aime, je dédie ce
modeste travail à :*

*Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien,
elle est ma source de courage et de patience à qui
j'exprime toute ma reconnaissance et Mon bonheur mon
très chère père pour sa patience et tous ses efforts ...*

Merci pour vos conseils et vos sacrifices.

A mes très chère frères : Abd-elrahim et hilal.

Pour le courage et la volonté qu'ils m'ont Inculqués.

A mes chères sœurs : Fatima, Aziza, Widad, et Kanza.

A tous mes chère Profs et mon Encadreur.

A mes chères amies

A tous ceux qui m'ont aidée

*A Mr. Saouli hichem , Mr. ben-elchwi ,et tous l'équipe
d'ingénieure de CTC MILA*

Et tous le groupe Génie Civil et mes amis de l'université.

MADIHA

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à les êtres les plus cher à mon cœur a ce
qui veillent*

*Pour mon bonheur Pour toi ma **mère**, mon **père** qui mont
soutenu pendant toute la durée de mes études Merci pour vos
conseils et vos sacrifices.*

*Je le dédie ce travail a mes frères **Mouloud** et **Hamza** ,
mes sœurs **Nawel**, **Samia**, **Hanen**, **Fatima**, **Farah**, **Hala** et mes
petite poussins :**Nihad**, **Ines**, **Sief eldin**, **Salsabil**, **Maram**,
Mohamed, **Mahar**, **Mariem**, **Jomana**.*

*Je dédie ce modeste travail a mon **fiancée Ammar** et mes
poches amis **Madiha** , **Bochra**, **Ahlem**, et a toute les familles
Boulghalaghe, **Kadache**, **Ghacham**, **Boulhlib**,**belhannache**.*

Amira...

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

*Nous tenons à remercier vivement et sincèrement nos encadreurs **Mr. MOSTAJA LACHÉHÉB.** Qui ont contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifestés durant leurs encadrements tout le long de la réalisation de ce mémoire.*

*Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le Président **Mr. Guettiche A.** et l'examineur **Mme. Drouna K.** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.*

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de pré ou de loin, apporté aide et encouragements.

Merci à tous

MADHA.B & AMIRA.B

Liste des notations

Les principales notations utilisées sont les suivants :

Majuscules latines :

A : Section brute d'une pièce (m^2).

A_{net} : Section nette d'une pièce (m^2).

A_w : Section de l'âme (m^2).

A_v : Aire de cisaillement (m^2).

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_{p,net} : Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2,1*10^5$ MPa).

F : Force en générale (daN).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).

G : Charge permanente (daN).

I : Moment d'inertie (cm^4).

I_v : Intensité de turbulence.

k₀ : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur (m).

M : Moment de flexion (daN.m).

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant(daN.m).

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise (daN.m).

M_{pl} : Moment plastique (daN.m).

M_{b,Rd} : Moment de la résistance au déversement (daN.m).

N_{pl,Rd} : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute (daN).

N_{b,Rd} : Effort normal d'un élément comprimé au flambement (daN).

N_{sd} : Effort normal sollicitant (daN)

N_{t,sd} : Effort normale de traction(daN) .

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression (daN).

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression (daN).

Q : Charge d'exploitation (daN).

P : poids de la structure (Kg).

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige (daN/m²).

S_k : La charge de neige sur sol (daN/m²).

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant (daN).

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Pression aérodynamique.

W : Poids de la structure (daN). .

Minuscules latines :

f : La flèche (cm).

f_y : Limite d'élasticité (MPa).

h : Hauteur d'une pièce (m).

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau) (m).

l_f : Longueur de flambement (m).

$q_{réf}$: Pression dynamique moyenne de référence (N/m²).

q_p : Pression dynamique de pointe (N/m²).

t : Épaisseur d'une pièce (mm).

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre (mm).

Z : Hauteur au-dessus du sol (m).

Z_0 : Paramètre de rugosité (m).

Z_{eq} : Hauteur équivalente (m).

Minuscules grecques :

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élançement.

$\bar{\lambda}_{LT}$: Élançement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier (MPa).

σ_b : Contrainte du béton (MPa).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (cm).

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

Sommaire

Dédicaces

Remerciements

Notations

Liste des tableaux

Liste des figures

Résumé

Introduction générale..... 1

Chapitre I: Généralité

I .1. Introduction :..... 3

 I .1.1. Avantages :..... 3

 I .1.2. Inconvénients :..... 3

I .2. Présentation de l'ouvrage:..... 4

I .3. Les données géométriques:..... 4

I .4. Les données concernant le site :..... 5

I .5. Règlements utilisé :..... 6

I .6. Logiciels Utilisés:..... 6

I .7. Matériaux utilisé :..... 6

 I .7.1. Acier :..... 6

 I .7.2. Le béton :..... 8

I .8. Les assemblages:..... 8

 I .8.1. Le boulonnage :..... 8

 I .8.2. Le soudage :..... 8

I .9. Conception structurelle:..... 8

Chapitre II: Evaluation des charges

II .1.Introduction 9

II .2.Charges Permanentes :..... 9

II .3.Surcharges d'exploitation :..... 9

II .4.Surcharges climatiques:..... 10

 II .4.1.Charge de la neige :..... 10

 II .4.1.1.But :..... 10

II .4.1.2.Calcul des charges de neige :.....	10
II .4.1.3.La charge de la neige sur le sol S_k :	10
II .4.1.4.La Charge de neige sur la toiture :.....	10
II .4.2.L'effet du vent :.....	11
II .4.2.1.Données relatives au site :	12
II .4.2.2.Coefficient dynamique C_d :.....	13
II .4.2.3.Coefficient de rugosité(C_r) :.....	13
II .4.2.4.Intensité de turbulence $I_v(z)$:.....	14
II .4.2.5. Coefficient d'exposition(C_e) :	14
II .4.2.6. Coefficient de pression extérieur C_{pe} :.....	14
II .4.2.7. Vent sur le pignon V1 et V3 :	15
II .4.2.8. Vent sur le long-pan V2 et V4 :	18
II .4.2.9. Coefficient de pression intérieur C_{pi} :	20
II .5.Calcul de la pression due au vent q_j :.....	22
II .6.Calcul de la force de frottement:.....	23
II .7.Conclusion	23

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires

III.1.Introduction :.....	24
III.2.Calcul Des Chéneaux:	24
III.3.Caractéristiques de la tôle de couverture:	25
III.4.Calcul des pannes de couverture:	26
III.4.1.Principe de calcul:	26
III.4.2.Charges à prendre en considération :.....	26
III.4.3.Espacement entre pannes :.....	26
III.4.4.Combinaison des charges et actions :.....	27
III.4.5.Dimensionnement des pannes :	29
III.4.6.Classe du profilé :	31
III.4.7.Vérification des contraintes :.....	32
III.4.8.Résistance de la panne au déversement :.....	33
III.4.9.Résistance au voilement par cisaillement :.....	34
III.4.10.Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :.....	34

III.5.Calcul des liernes :	35
III.5.1.Les efforts dans les liernes :	36
III.5.2.Dimensionnement des liernes :.....	37
III.6.Calcul de l'échantignolle :.....	37
III.6.1.Dimensionnement de l'échantignolle :.....	38
III.6.1.1.L'excentrement « t » :.....	38
III.6.1.2.Calcul du moment de renversement M_r :.....	38
III.6.1.3.Module de résistance de l'échantignolle :.....	39
III.6.1.4.Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e » :	39
III.6.2.Boulon d'attache :.....	39
III.6.3.Cordon de soudure :.....	41
III.7.Calcul des lisses de bardage :	41
III.7.1.Détermination des sollicitations :.....	41
III.7.2.Espacement des lisses :.....	42
III.7.3.Dimensionnement des lisses :.....	42
III.7.4.Vérification de contraintes de l'IPE 200 :	44
III.7.5.Vérification de la flèche d'un IPE200 :	45
III.7.6.Calcul des attaches des lisses :	45
III.8.Calcul des potelets:.....	47
III.8.1.Dimensionnement des potelets :.....	47
III.8.2.Classe du profilé :.....	48
III.8.3.Vérification de la flèche :	48
III.8.4.Vérification des contraintes :.....	48
III.8.5.Résistance du potelet au flambement :	49
III.8.6.Résistance au voilement par cisaillement :.....	50
III.8.7.Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :.....	50
III.8.8.Résistance du potelet au déversement :	51
III.9.Conclusion :.....	52

Chapitre IV: Etude sismique et analyse dynamique

IV.1.Introduction :.....	53
IV.2.Principe de la méthode:.....	53
IV.3.Déterminations des paramètres du spectre de réponse de calcul:	53
IV.3.1.Coefficient d'accélération A :	53

IV.3.2.Coefficient de comportement global de la structure R :	53
IV.3.3.Le pourcentage d’amortissement critique ξ :	54
IV.3.4.Facteur de correction d’amortissement η :	54
IV.3.5.Périodes T1 et T2 du site :	54
IV.3.6.Facteur de qualité Q :	54
IV.3.7.Spectre de réponse de calcul :	55
IV.4.Analyse dynamique de la structure:	55
IV.5.Analyse modale :	57
IV.6.Vérification De La Structure:	58
IV.6.1.Vérification de la période fondamentale de la structure :	58
IV.6.2.Vérification de la force sismique à la base :	59
IV.6.3.Vérification des déplacements :	59

Chapitre V: Dimensionnement des éléments structuraux

V. 1.Introduction:	60
V.2.Justification des poteaux:	60
V.2.1.Efforts sollicitants :	60
V.2.2.Caractéristiques du profilé du poteau :	60
V.2.3.Classe de la section transversale du poteau :	61
V.2.4.Condition de résistance :	61
V.2.5.Résistance aux instabilités ($M_{Sd}+N_{Sd}$) :	62
V.3.Justification des stabilités:	63
V.3.1.Les éléments comprimés :	63
V.3.2.Les éléments tendus :	64
V.4.Justification des contreventements:	65
V.4.1.Les éléments comprimés :	65
V.4.2.Les éléments tendus :	66
V.5.Justification Des Poutres Sablieres:	67
V.5.1.Caractéristiques du profilé de la poutre sablière :	67
V.5.2.Efforts Sollicitants :	67
V.5.3.Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière :	67
V.5.4.Vérification de la flèche :	68
V.5.5.Résistance de la poutre au déversement :	68
V.6.Justification des fermes:	69

V.6.1.Introduction :	69
V.6.2.Justification des Montants :	70
V.6.3.Justification des Diagonales :	71
V.6.4.Justification de la membrure supérieure :	72
V.6.5.Justification de la membrure inférieure :	73
V.7.Justification des pannes:	74
V.8. Conclusion :	74

Chapitre VI: Etude des assemblages

VI.1.Introduction :	75
VI.2.Assemblage poteau :	75
VI.2.1.Efforts sollicitants :	75
VI.2.2.Soudure de la platine :	76
VI.2.3.Calcul des boulons :	76
VI.3.Assemblage des éléments de la ferme:	77
VI.4.Assemblage stabilité:	79
VI.4.1.Positionnement des trous pour boulons :	79
VI.4.2.Calcul du nombre des boulons :	79
VI.4.3.Vérification de la pression diamétrale	80
VI.5.Assemblage contreventement :	81
VI.5.1.Positionnement des trous pour boulons :	81
VI.5.2.Calcul du nombre des boulons :	81
VI.5.3.Vérification de la pression diamétrale :	81

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

VII.1.Introduction :	83
VII.2.Les pieds de poteaux :	83
VII.2.1.Efforts sollicitant :	84
VII.2.2.Dimensionnement de la plaque d'assise :	84
VII.2.3.Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :	84
VII.2.4.Dimension de la tige d'ancrage :	85
VII.2.5.Vérification de la tige d'ancrage :	85
VII.2.6.Condition d'équilibre du BAEL :	86
VII. 3.Calcul des fondations:	86

VII. 3.1.Charge à prendre en considération :.....	87
VII. 3.1.1.Pré dimensionnement de la semelle du poteau:.....	87
VII. 3.2.Vérification de la stabilité au renversement :.....	88
VII. 3.3.Calcul du ferrailage :.....	88
VII. 3.4.Détermination de la hauteur du patin 'e' :	89
VII.4.Calcul des longrines:.....	89
VII.4.1.Dimensionnement des longrines	89
VII.4.2.Calcul du ferrailage.....	89
VII.4.3.Vérification de condition de non fragilité :.....	90
VII.4.4.Calcul d'armatures transversales :	90
VII.4.5.Calcul d'espacement des cadres :.....	90

Chapitre VIII : Protection de la structure

VIII. 1.Introduction:	92
VIII.2.La corrosion:.....	92
VIII.2.1.Protection par peinture :.....	92
VIII.2.2.Protection par zinc :	92
VIII.3.Le feu:.....	92
VIII.3.1.Protection par peinture intumescente :	93
VIII.3.2.Protection par produit projeté :	93
VIII.4.Conclusion:.....	95
Conclusion générale	96

Références bibliographiques

Liste des tableaux

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.01 : Cpe pour les parois verticales de structure à base rectangulaire.....	15
Tableau II.02 : valeur de surface et de Cpe de chaque zone de paroi verticale.....	16
Tableau II.03 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de la toiture.....	17
Tableau II.04 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois.	18
Tableau II.05 : Valeurs de surface et de coefficient Cpe pour la toiture (V2 et V4).	20
Tableau II.06 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent (Pignon).....	22
Tableau II. 07 : Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent (Pignon).....	22
Tableau II.08 : Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent (Pignon).	22
Tableau II.09 : Pressions sur la toiture - Direction V3 du vent (Pignon).	22
Tableau II.10 : Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (long pan). ...	22
Tableau II.11 : Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).....	23

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.01 : Caractéristiques du profilé IPE160 de la panne	31
Tableau III.02 : Caractéristiques du profilé IPE200	44
Tableau III.03 : Caractéristiques du profilé IPE360.	47

Chapitre IV : Etude sismique et analyse dynamique

Tableau IV.01 : Valeurs des pénalités P_q	54
Tableau IV.02 : Eléments constituant la structure	56
Tableau IV.03 : Période propre de la structure	56
Tableau IV.04 : Résultante des forces sismiques à la base.	59
Tableau IV.05 : Déplacements relatifs dans le sens (x-x).....	59
Tableau IV.06 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y).....	59

Chapitre V: Dimensionnement des éléments structuraux

Tableau V.01 :Caractéristiques du profilé HEA400.....	60
Tableau V.02 : Caractéristiques du profilé CAE 70×7.....	63
Tableau V.03 : Caractéristiques du profilé CAE 80×8.	65
Tableau V.04 : Caractéristiques du profilé IPE 200.	67
Tableau V.05 : Caractéristiques du profilé UPN 100	70

Tableau V.06: Caractéristiques du profilé UPN100.	71
Tableau V.07: Caractéristiques du profilé UPN120.	72
Tableau V.08: Caractéristiques du profilé UPN100.	73

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.01: Récapitulatif des charges.	87
--	----

Liste des figures

Chapitre I: Généralités

Figure I.01 : construction à la charpente métallique.....	4
Figure I.02 : Vue en 3D de la structure.....	5
Figure I.03 : Localisation du site du projet.....	5
Figure I.04 : Plan de masse	6
Figure I.05 : Diagramme effort /déformation de l'acier.....	7

Chapitre II : Evaluation des charges

Figure II.01 : Charges d'exploitation ponctuelles de poutre.....	9
Figure II.02 : Charge de la neige sur la toiture	11
Figure II.03 : disposition du Charge de la neige sur la toiture.....	11
Figure II.04 : Organigramme de calcul de la pression du vent.....	12
Figure II.05 : Directions du vent sur la structure.....	15
Figure II.06 : légende relative aux murs verticaux	16
Figure II.07 : Répartition du coefficient de pression extérieur sur les parois Verticales (V1 et V3).....	16
Figure II.08 : zone de pression pour la toiture	17
Figure II.09 : Valeur de Cpe pour la toiture à la direction du vent V1 et V3	18
Figure II.10 : légende pour les parois verticale	18
Figure II.11 : Répartition du coefficient de pression extérieur sur les parois verticales sur (V2 et V4).....	19
Figure II.12 : répartition des surfaces sur la toiture (V2 et V4.....	19
Figure II.13 : Répartition du coefficient de pression extérieur sur la toiture (V2 et V4.....	20
Figure II.14 :Coefficients de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.	21

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires

Figure III.01 : Moignon cylindrique.....	24
Figure III.02 : Points des descentes d'charges	25
Figure III.03 : Tôle nervurée	25
Figure III.04 : Cas de l'effet du vent	26
Figure III.05 : Cas de l'effet de neige.....	26
Figure III.06 : Espacement entre les pannes.....	27
Figure III.07 : Schéma statique de la poutre équivalente	27
Figure III.08 : Schéma statique de la couverture.....	28
Figure III.09 : panne vis-à-vis déversement	33
Figure III.10 : Coupe transversale des liernes	35
Figure III.11 : Vue en 3D de l'échantignolle.....	37

Figure III.12 : schéma de l'échantignole	38
Figure III.13 : La largeur de l'échantignole	39
Figure III.14: Coupe longitudinale de la lisse de bardage.....	42
Figure III.15: Coupe transversal de la lisse de bard	42
Figure III.16 : Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache	45
Figure III.17: Fixation de lisse avec poteau par soudure	46

Chapitre IV : Etude sismique et analyse dynamique

Figure IV.01: Modèle de la structure en 3D	56
Figure IV.02: Spectre de réponse.....	57

Chapitre VI : Etude des assemblages

Figure VI.01: Assemblage poteau-poutre sablière.....	75
Figure VI.02: Assemblage des éléments de la ferme (membrure inférieure)	78
Figure VI.03: Assemblage des éléments de la ferme (membrure supérieure)	79
Figure VI.04: Assemblage de stabilités – gousset	80
Figure VI.05: Assemblage de contreventements – gousset	82
Figure VI.06: Assemblage de contreventements	82

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.01: Vue 3D de la jonction poteau-fondation.....	83
Figure VII.02 : schéma de jonction poteau-fondation	83
Figure VII.03 : Dimension de la semelle	87
Figure VII.04: Ferrailage des semelles isolées.....	89
Figure VII.05: Ferrailage des longrines	91

Chapitre VIII : Protection de la structure

Figure VIII.01: Protection du profilé par plaque en plâtre.....	94
Figure VIII.02: Protection du profilé par plaque PROMATECT.....	95

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hangar de stockage en charpente métallique situé à la commune d'El-HAROUCHE, Daira De El-HAROUCHE, Wilaya de « **SKIKDA** ». Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013 », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « RPA 99 V 2003 », puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91 », et comme logiciel nous avons utilisé le « **ROBOT 2014** ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique –Hangar de stockage –Dimensionnement-Assemblage.

Abstract

Our project of end of studies is to study and design of a shed for storing that located in the commune of El HAROUCHE, Daïra of El HAROUVHE, and Wilaya of «SKIKDA». It is composed of several frames, stabilized by bracing. The work is developed through several stages ; first of all, the assessment of loadings as climate effects (snow and wind) under the Algerian climatic rules « RNV 99 V2013 », and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the dynamic analysis study according to the Algerian earthquake codes « RPA99 V2003» to choose the bracing system those ensure the stability of the structure, then, the assemblies are studied by the « CCM 97 ». Finally, the foundations are dimensioned according to the code « BAEL 91 ». For the structural analysis, the used software is « **ROBOT 2014** ». The work ends with a conclusion.

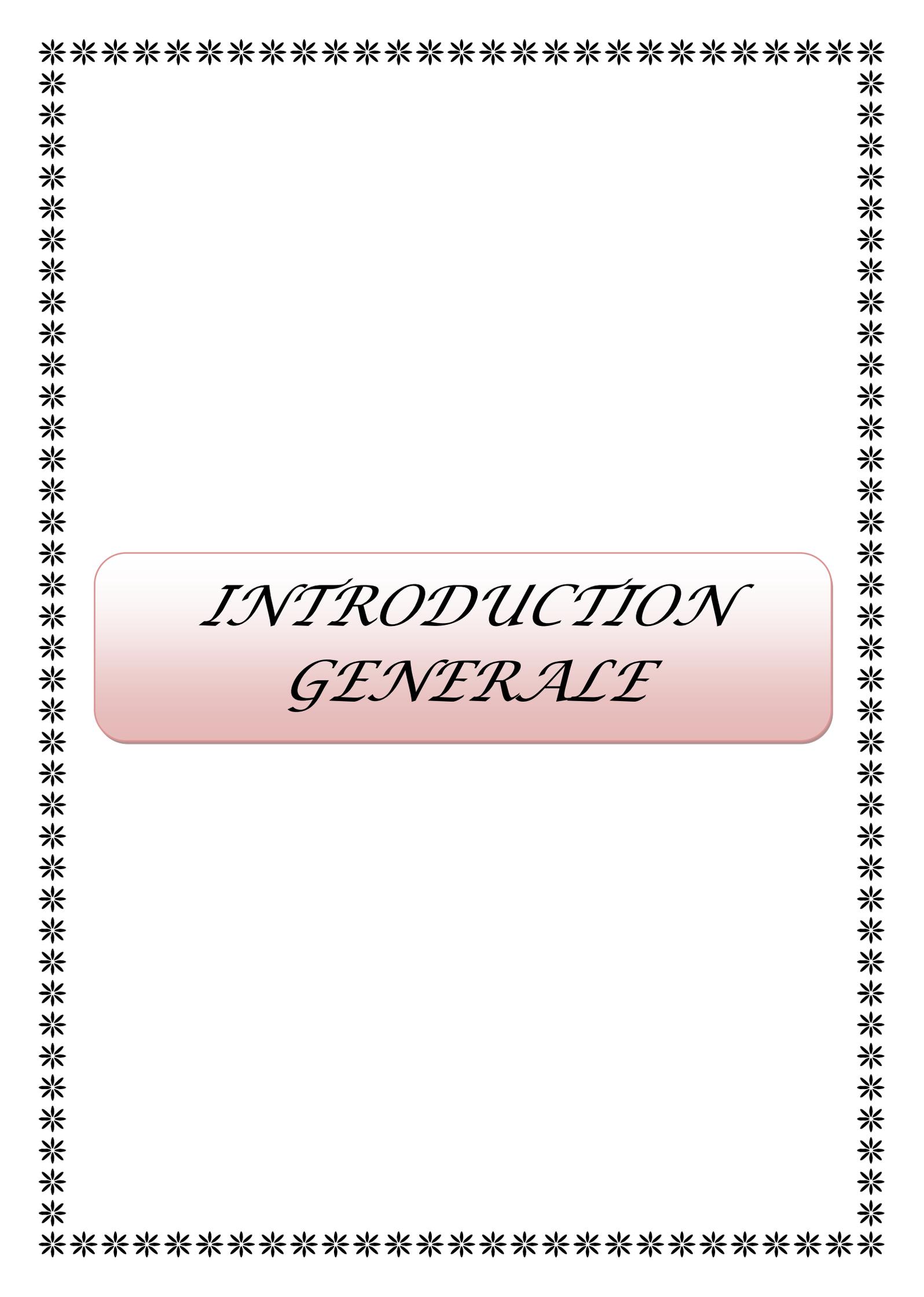
Keywords: Steel structure- Shed for storing-sizing – Assembly.

ملخص

هذا المشروع يهدف الى دراسة تصميم و قياس مبنى للتخزين يتكون من جناح من الهياكل المعدنية ببلدية الحروش دائرة الحروش ولاية سكيكدة ويتضمن عدة بوابات مدعمة .

حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل اولها في تقييم الانتقال بما فيها الزائدة فضلا على اثار المناخ «الرياح و الثلوج» وهذا بموجب التنظيم الجزائري « RNV 99 V2013 »، نسخة 2003 ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الاساسية منها و الثانوية بعد دراسة ميكانيكية وفقا للوائح الجزائرية للزلزال « RPA99 V2003 » نسخة 2003 وبعد ذلك حساب الوصلات والتجميعات وفقا للتنظيم « CCM 97 » و كخطوة نهائية تمت دراسة البنية التحتية وفق لقواعد " BAEL 91 " وبالنسبة للبرامج اعتمدنا برنامج " **ROBOT 2014** " وانهينا العمل باستنتاجات وخاتمة.

الكلمات المفتاحية : الهياكل المعدنية – حضيرة التخزين – القياس – التجميع .

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. In the center, there is a rounded rectangular box with a light red-to-white gradient background. Inside this box, the text "INTRODUCTION" and "GENERALE" is written in a black, italicized serif font, stacked vertically.

INTRODUCTION
GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Structure » au Center Université Mila à « Mila » nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien. Il s'agit d'un hangar de stockage en charpente métallique à la commune El Harrouche, Daïra De El Harrouche de «Skikda ».

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

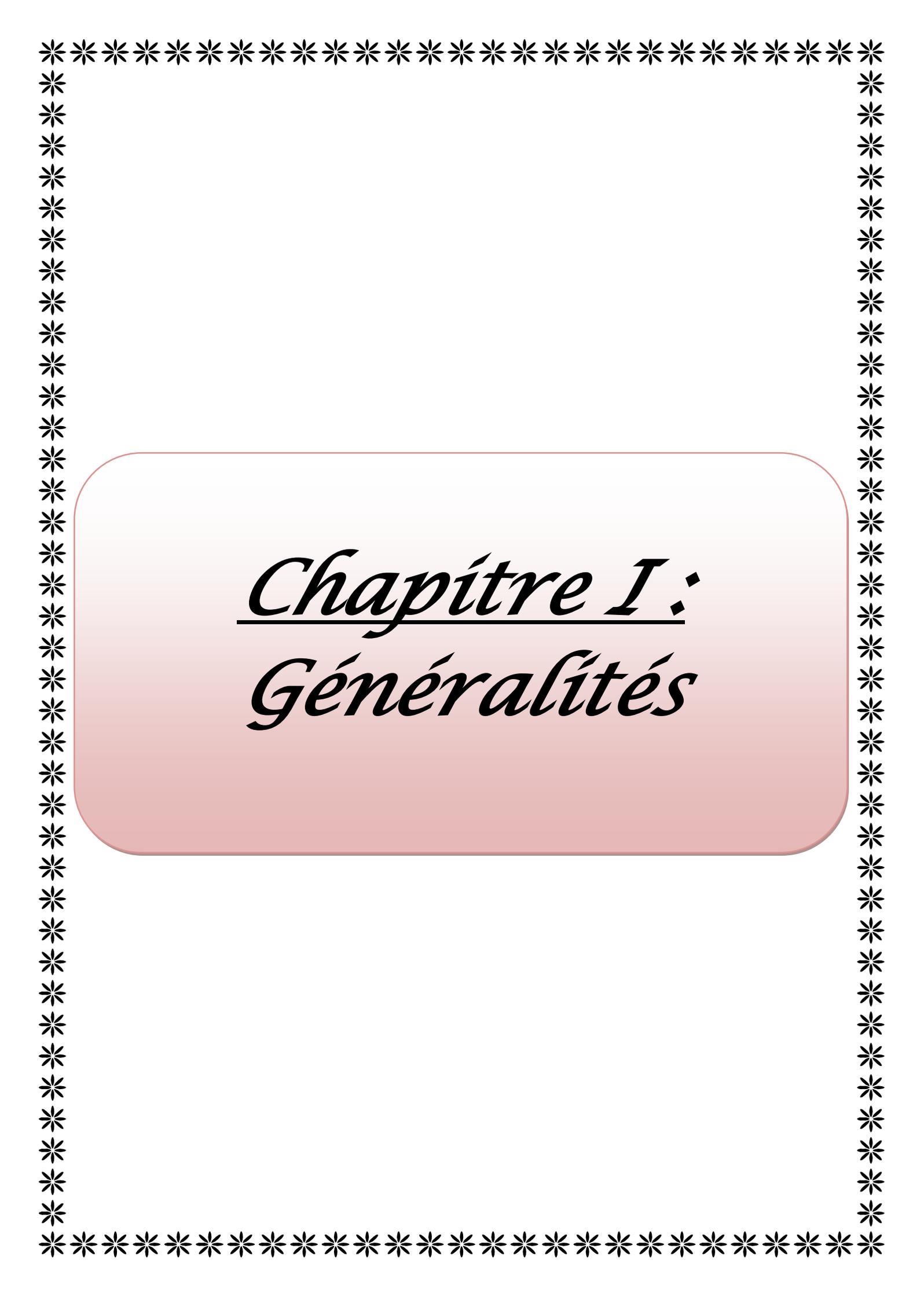
Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».
- Le troisième chapitre : est le dimensionnement des éléments de la structure secondaire.
- Le quatrième chapitre : l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Robot 2014 ».
- Le cinquième est le dimensionnement des éléments structuraux Selon le « CCM97 ».
- Le sixième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 ».
- le septième chapitre traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».
- Enfin dans le huitième chapitre, les systèmes de protections de la structure sont présentés.

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait.

Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.



Chapitre I :
Généralités

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. Notre projet consiste à dimensionner les éléments d'un hangar métallique de forme rectangulaire à versants multiples destiné au stockage. Dans ce chapitre, nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle dans les nouvelles structures, et a permis d'aller de plus en plus en hauteur, ainsi de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité, toute fois chaque matériau présente aussi des inconvénients.

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

I .1.1.Avantages :

- Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.

- En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément voir même exportés.

- La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.

- Grâce à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.

- Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.

- Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton.

I .1.2.Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs:

- Sa corrodabilité et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée.

- Le cout élevé.

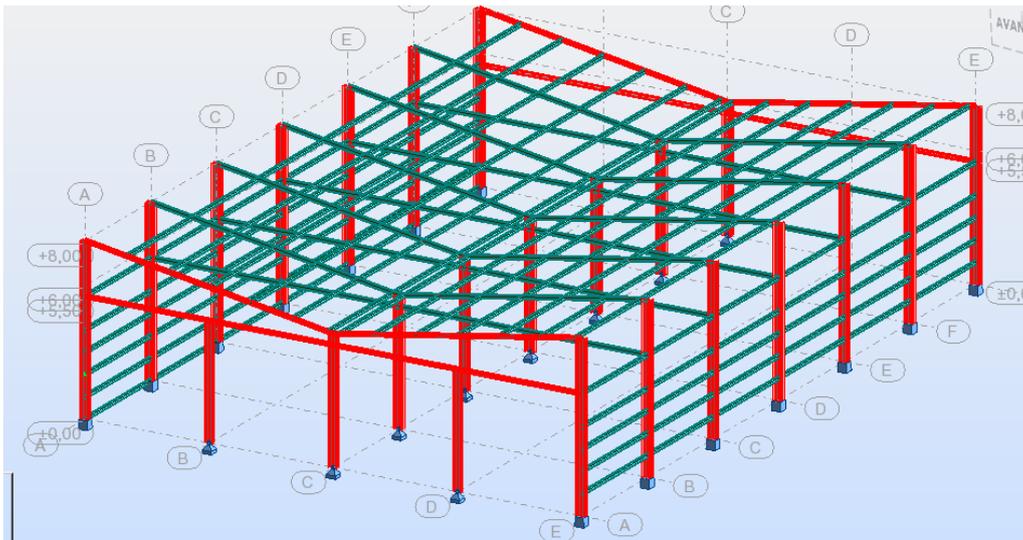


Figure I.01: construction à la charpente métallique.

I .2.Présentation de l'ouvrage:

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique composé d'un grand espace pour le stockage

La toiture est composée à un versant simple.

Il ya trois accès par des portails, deux sur la façade principale et un sur la façade latérale sur le pignon, et un accès de secours sur le long pan ainsi que des fenêtres sur les différentes façades.

L'ouvrage est situé à la commune de EL Harrouche , Daira De El Harrouche , Wilaya de «Skikda ».

La structure est d'une surface de **809.592m²**, et fait **24.40m** de largeur, soit une baie de **33.18m** de longueur avec un espacement entre portiques de **5,5m** ce qui fait le total de sept (**07**) portiques.

I .3.Les données géométriques:

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- ✓ La hauteur totale (au faitage):.....**H1= 8 m.**
- ✓ La hauteur des poteaux (à la poutre sablière):.....**H2= 5,5 m.**
- ✓ La pente de versant:.....**9.75°**
- ✓ La longueur de la structure :.....**L1= 33.18 m.**
- ✓ La largeur de la structure :.....**L2= 24.40.**

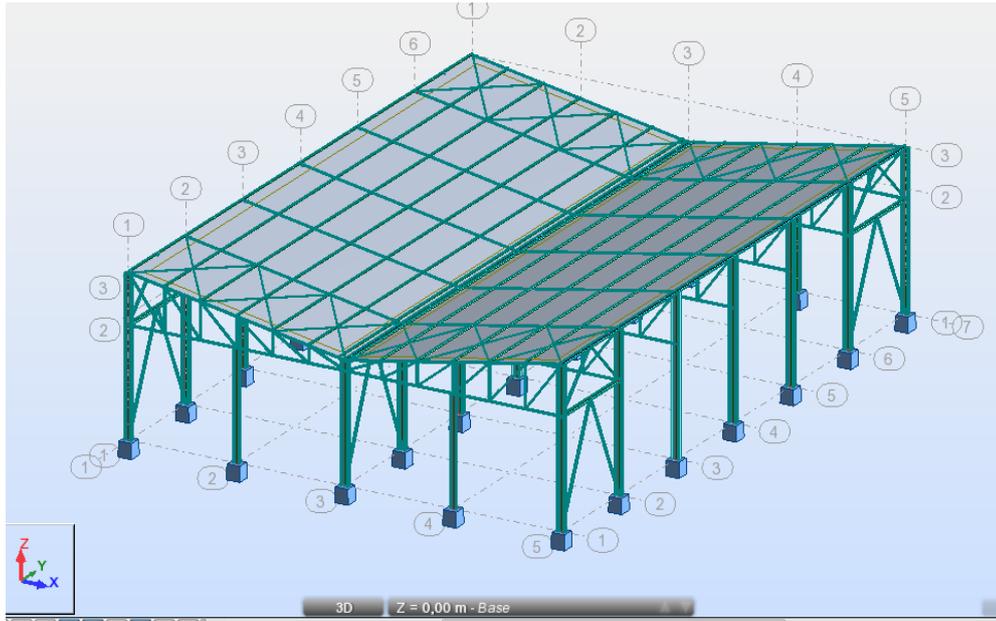


Figure I.02 : Vue en 3D de la structure.

I.4. Les données concernant le site :

Le projet est implanté dans un terrain plat à la commune de El Harrouche Daira De El Harrouche, Wilaya de « Skikda »

- ✓ Altitude: 132m.
- ✓ Zone de neige: Zone **B**.
- ✓ Zone du vent: Zone **II**.
- ✓ Zone sismique: Zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).
- ✓ Contrainte admissible : 2 bars (sol meuble S3).



Figure I.03 : Localisation du site du projet.

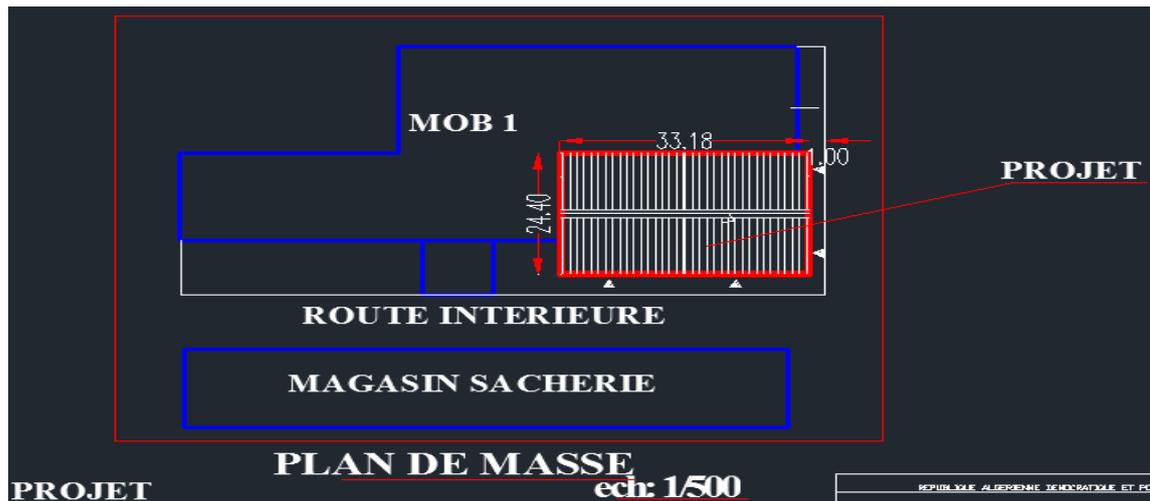


Figure I.04 : Plan de masse.

I .5.Règlements utilisé :

Les règlements utilisés pour la réalisation de cette étude sont :

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en acier (**CCM97**), document technique réglementaire **D.T.R-B.C-2.44**.
- ✓ Règles parasismique algériennes (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.
- ✓ Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- ✓ Règles neige et vent (RNVA2013) D.T.R-C2.47.
- ✓ Eurocode **1 et Eurocode 3** ; partie 5 action induite par les ponts roulants et partie 6 chemins de roulements.
- ✓ Eurocode 2
- ✓ Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C-2.33.
- ✓ Règle de L'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

I .6.Logiciels Utilisés:

On a utilisé le logiciel **Auto CAD 2014** pour l'élaboration des différentes plans et figures, et le logiciel **Robot 2014** pour la modélisation de la structure.

I .7.Matériaux utilisé :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants

I .7.1.Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement Inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés soit :

- ✓ Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- ✓ Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc.

Ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion.....).

A- Propriété de l'acier :

✓ Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le régleme (Eurocode 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235.

✓ Ductilité :

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $(f_u / f_y) > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement relatif ultime ξ_u doit être supérieure ou égal à 15%.

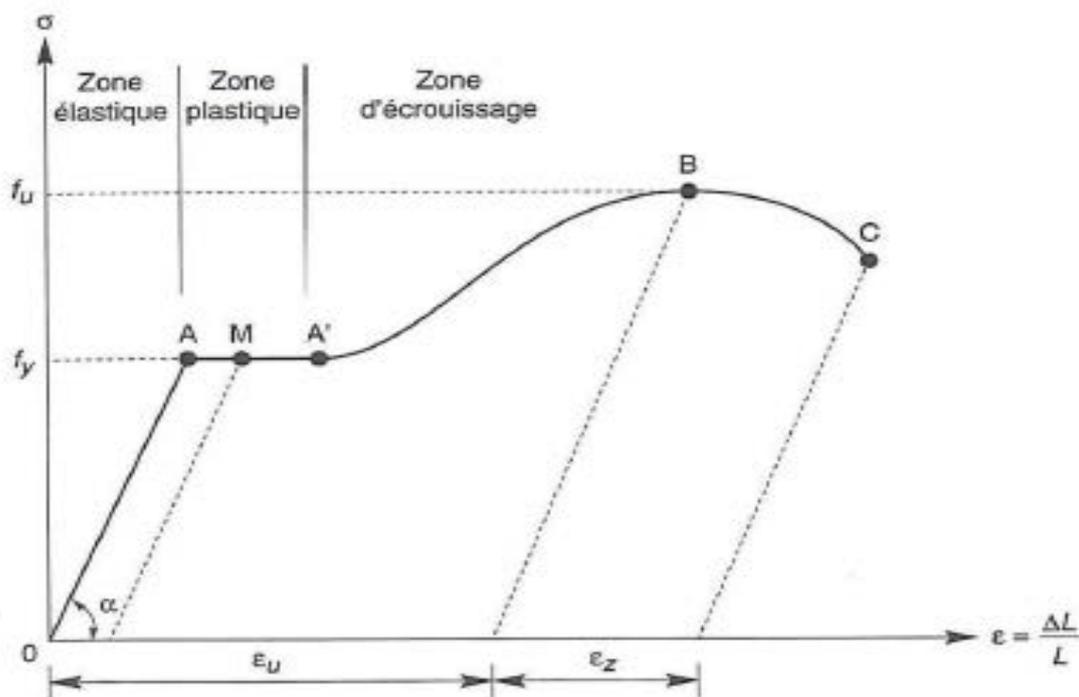


Figure I.05 : Diagramme effort /déformation de l'acier.

❖ Propriétés mécaniques :

- ✓ Masse volumique : 7850 Kg/m^3
- ✓ Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- ✓ Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$
- ✓ Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- ✓ Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

I .7.2.Le béton :

Le béton est un matériau de construction Composé de granulats, de sable, ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu'à 450 daN/cm^2 mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement.

- Le béton arme est dosé a 350 kg/m^3 .
- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

❖ Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- ✓ Une résistance à la compression à 28jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ La résistance à la traction à 28jours : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- ✓ Le poids spécifique : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$

I .8.Les assemblages:

Les principaux modes d'assemblages sont:

I .8.1.Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 8.8 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige fileté, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

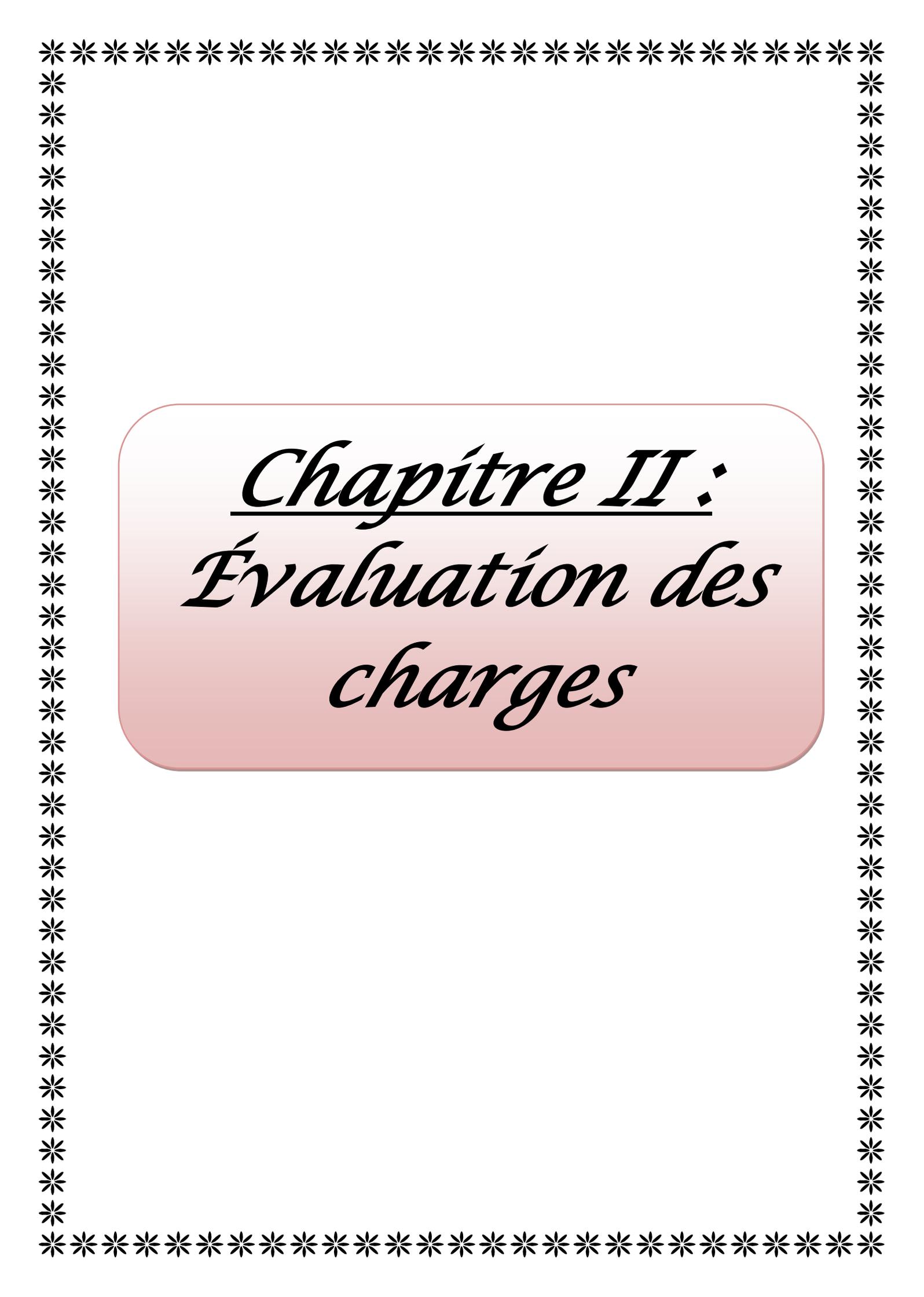
I .8.2.Le soudage :

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

I .9.Conception structurelle:

La conception de ce hangar à été faite de façon à satisfaire les critères suivants:

- L'économie et la faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.



Chapitre II :
Évaluation des
charges

II .1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatique.

Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II .2.Charges Permanentes :

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

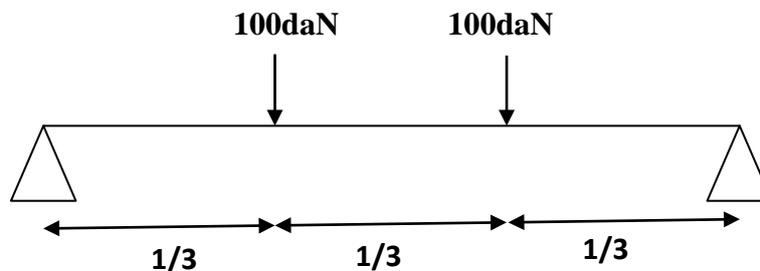
- ✓ Bardage en tôle nervurée TN40
- ✓ Couverture en tôle nervurée TN40

II .3.Surcharges d'exploitation :

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100 daN au $\frac{1}{3}$ et $\frac{2}{3}$ de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire



charges et surcharges (DTR B – C .2.2) $\frac{1}{3}$

Figure II.01 : Charges d'exploitation ponctuelles de poutre.

II .4.Surcharges climatiques:

II .4.1.Charge de la neige :

II .4.1.1.But :

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

II.4.1.2 .Calcul des charges de neige :

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation «Règlement Neige et Vent» RNV99–version 2013.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \dots \dots \dots KN/m^2.$$

[RNV2013, P: 18; Paragraphe 3.1.1]

Avec:

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

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

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

II .4.1.2.La charge de la neige sur le sol S_k :

Notre projet est implanté à El harrouche wilaya de Skikda qui est classé en **zone B** selon la classification de RNVA 2013 avec une altitude d'environ **H=132m**.

Donc S_k est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} = \frac{0.04 \times 132 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.15 \text{ KN}/m^2$$

II .4.1.4.La Charge de neige sur la toiture :

➤ Calcule de pente :

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{2}{12} = 0.167 \implies \alpha = 9.46^\circ$$

On a : Toiture a versantes multiples (angle de pente inferieure à 60°)

Donc : $0^\circ \leq (\alpha = 9.46^\circ) \leq 30$

Cas (ii) : avec accumulation de neige $\implies \mu_2 = 0,8 + 0,8 \left(\frac{\alpha}{30}\right) \implies \mu_2 = 1.05$

Donc: $S = \mu_2 \times S_k$

$$S = 1.05 \times 0.15 \implies S = 0.157 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 15.7 \text{ daN/m}^2$$



Figure II.02 : Charge de la neige sur la toiture.

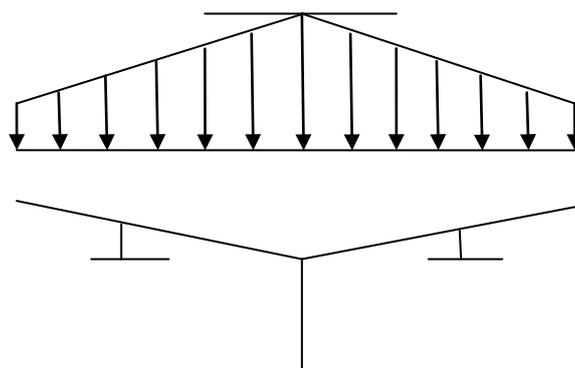


Figure II.03 : disposition du Charge de la neige sur la toiture.

II .4.2.L'effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.

- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les Pressions dues au vent :

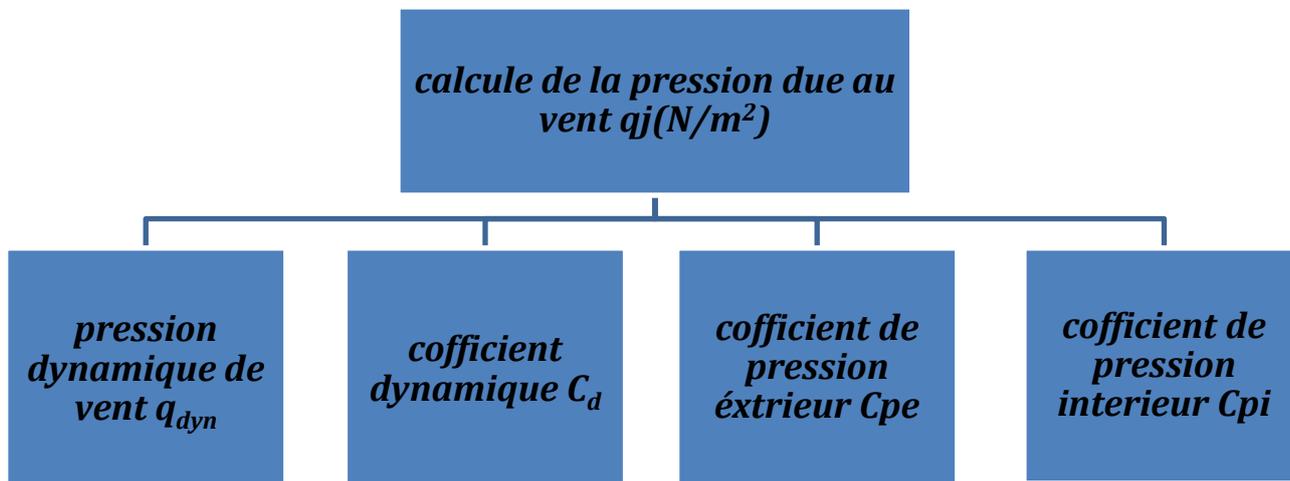


Figure II.04 : Organigramme de calcul de la pression du vent.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99-version 2013.

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} * C_d (C_{pe} - C_{pi}) [N / m^2]$$

Avec :

q_{dyn} : Pression dynamique du vent.

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II .4.2.1.Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à El Harrouche , wilaya de Skikda (Annexe A.2)

Zone II **$q_{réf} = 435N/m^2$**

Catégorie II **$KT = 0,190$** (facteur de terrain)

$Z_0 = 0.05$ m (paramètre de rugosité)

$Z_{min} = 2m$ (hauteur minimale)

$\xi = 0.52$

Nature du site : Plat **$CT= 1$**

II .4.2.2.Coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique **Cd** tient compte des effets de réduction dus a l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus a la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la Fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m (8m).
On prend : **Cd=1**

$$\text{Donc : } \mathbf{Cd < 1,2}$$

La construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

Pression dynamique q_{dyn} :

$$\mathbf{q_{dyn} (zj) = q_{réf} \times Ce (zj)..... [N/m^2]}$$

Avec :

q_{réf}: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en Fonction de la zone du vent.

$$\mathbf{q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2}$$

Ce : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (**Cr**), et du Coefficient de topographie (**Ct**).

$$\mathbf{Ce(z) = Ct^2(z) * Cr^2(z) * [1+7 Iv(z)]}$$

zj: hauteur de référence : **zj =8 m**

II .4.2.3- Coefficient de rugosité(Cr) :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse Moyenne du vent, il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\mathbf{Cr(z) = \begin{cases} k_t * \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ k_t * \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}}$$

Ou :

- Kt est le facteur de terrain (tableau 2.4).
- Z0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.4).
- Z_{min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.4).
- Z (en m) est la hauteur considéré.

$$\begin{cases} \mathbf{Z_{\min} = 2m} \\ \mathbf{Z = 8 m} \end{cases} \implies z_{\min} \leq z \leq 200\text{m}$$

$$\text{Donc : } Cr(z) = k_t * \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.19 * \text{Ln} \left(\frac{8}{0.05} \right)$$

$$Cr(z) = 0.96$$

II .4.2.4.Intensité de turbulence Iv(z) :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation (2.5 a et b) :

$$Iv(z) = \begin{cases} \frac{1}{Ct(z)*\text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour } z > z_{\min} \dots\dots\dots(a) \\ \frac{1}{Ct(z)*\text{Ln}\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \dots\dots\dots(b) \end{cases}$$

Où : Ct(z) est le coefficient de topographier (cf. paragraphe 2.4.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_{\min} = 2\text{m} \\ Z = 8\text{ m} \implies z > z_{\min} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } Iv(z) = \frac{1}{Ct(z)*\text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1*\text{Ln}\left(\frac{8}{0.05}\right)} \quad Iv(z) = 0.197$$

II .4.2.5.Coefficient d'exposition(Ce) :

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

En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

Ce(z) est donnée par : $Ce(z) = Ct^2(z) * Cr^2(z) * [1+7 Iv(z)]$

$$Ce(z) = (1)^2 * (0.96)^2 * [1+7 *(0.197)]$$

$$Ce(z) = 2.19$$

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit :

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{réf}} * Ce$$

$$q_{\text{dyn}} = 435 * 2,19$$

$$q_{\text{dyn}} = 952.65 \text{ N/m}^2$$

II .4.2.6.Coefficient de pression extérieure Cpe :

Le coefficient de pression extérieure Cpe dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$Cpe = Cpe1 \quad \text{si : } S \leq 1\text{m}^2$$

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

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si : } S \geq 10\text{ m}^2$$

Avec :

S : en (m²) désigne la surface chargée de la paroi.

Dans notre cas : $S \geq 10\text{ m}^2 \implies C_{pe} = C_{pe10}$

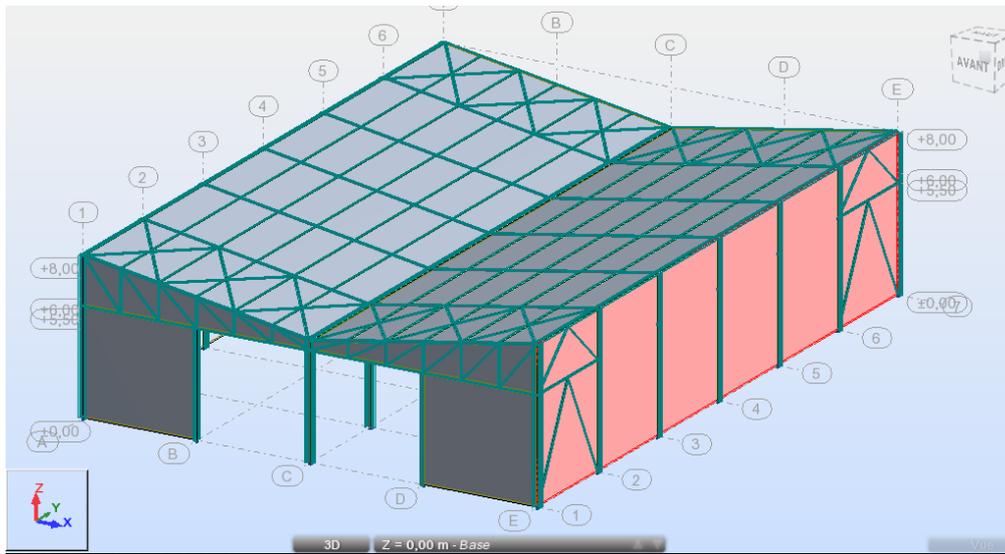


Figure II.05 : Directions du vent sur la structure.

Les valeurs du C_{pe10} pour la structure, sont présentées ci-dessus :

II .4.2.7. Vent sur le pignon V1 et V3 :

❖ **Parois verticales :**

On utilise :

La figure 5.1 (RNV99 version2013) : pour déterminer les différentes zones de pressions.

Le tableau 5.1 (RNV99 version2013) : pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe}.

Tableau II.01 : C_{pe} pour les parois verticales de structure à base rectangulaire.

Parois latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A , A'		B , B'		C		D		E	
C _{pe.10}	C _{pe.1}								
-1.0	-1.3	-0.8	-1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 24.4\text{m.} \\ d = 33.18\text{m.} \\ h = 8\text{m.} \end{array} \right. \implies e = \min [24.4\text{m} ; (2*8) \text{ m}] \quad e = 16\text{m.}$$

On à : $d= 33.18 \text{ m} > e =16\text{m}$ donc on utilise la légende suivant : 5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)

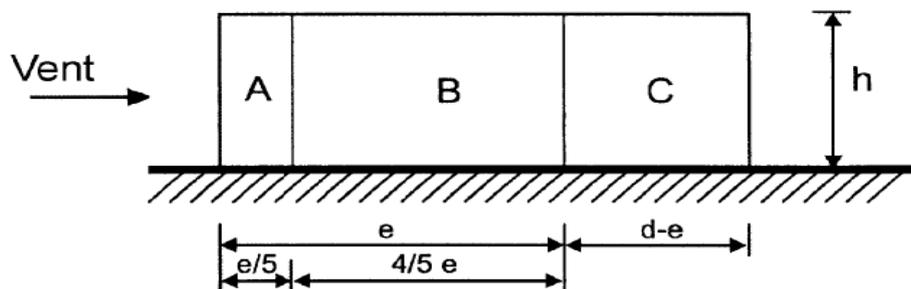


Figure II.06 : légende relative aux murs verticaux.

On à : $e =16\text{m}$.

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés suivant :

Tableau II.02 : valeur de surface et de C_{pe} de chaque zone de paroi verticale.

zone	A	B	C	D	E
Surface en m^2	25.6	102.4	137.44	809.59	809.59
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 .

Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$ La figure suivante illustre la répartition des C_{pe} des parois verticales :

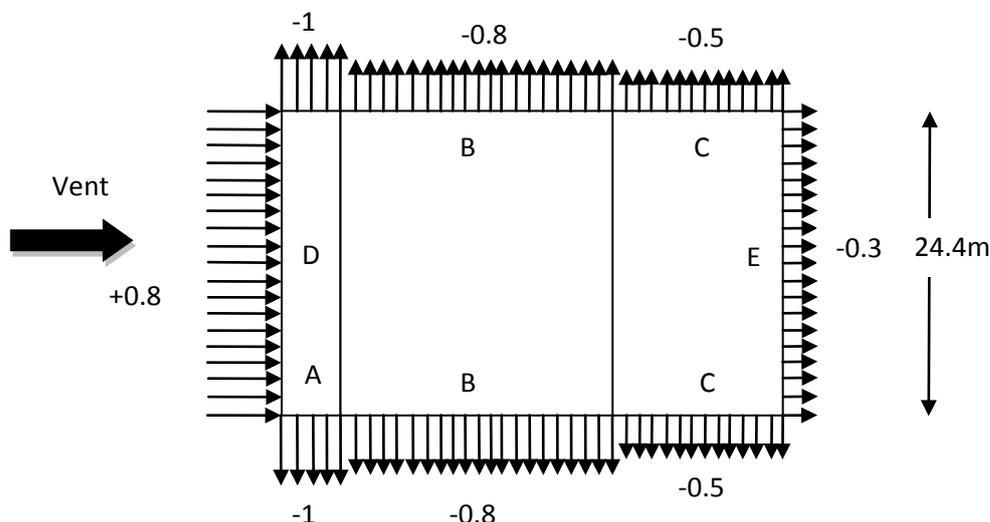


Figure II.07 : Répartition du coefficient de pression extérieur sur les parois Verticales (V1 et V3).

❖ Toiture :

On utilise :

La figure 5.4 (RNV99 version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.

Le tableau 5.4 (RNV99 version2013) pour tirer les valeurs des coefficients Cpe.

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\text{Si : } \theta=90 \begin{cases} b = 24.4\text{m.} \\ d = 33.18\text{m.} \\ h = 8\text{m.} \end{cases} \implies e = \min [24.4 \text{ m ; } (2*8) \text{ m}] \implies e = 16\text{m.}$$

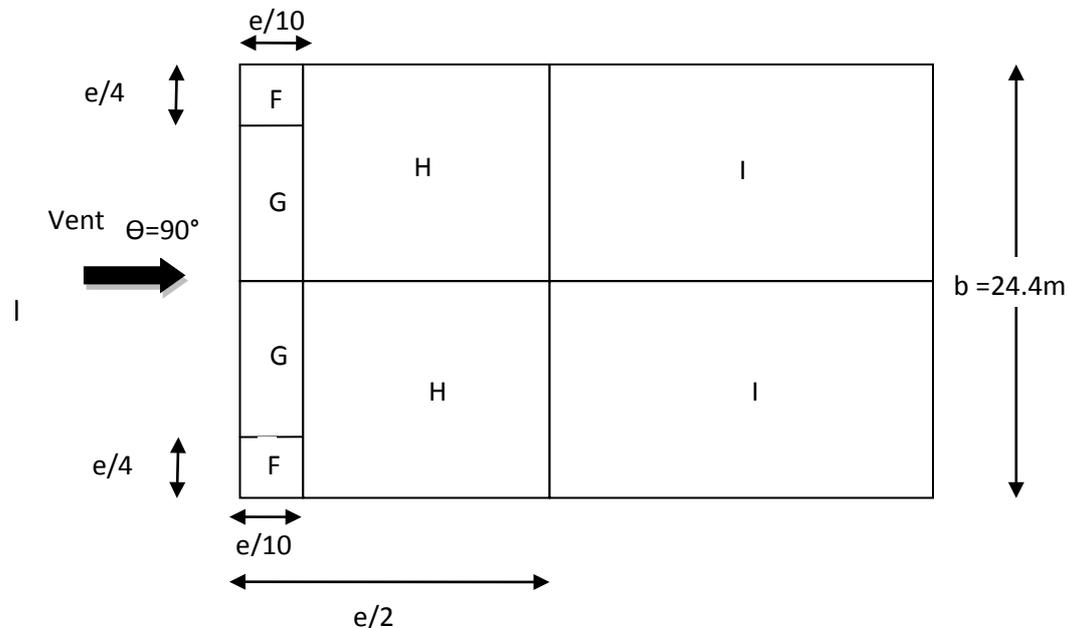


Figure II.08 : zone de pression pour la toiture.

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

Tableau II.03 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de la toiture.

zone	F	G	H	I
Surface en m^2	12.8	26.24	156.16	614.39
Cpe	-1.46	-1.3	-0.65	-0.55

Dans la figure suivante les indices I représentent des Cpi indiqués dans la figure 5.7 cas a du (RNV 2013), et leurs surfaces représentent la surface de chaque versant.

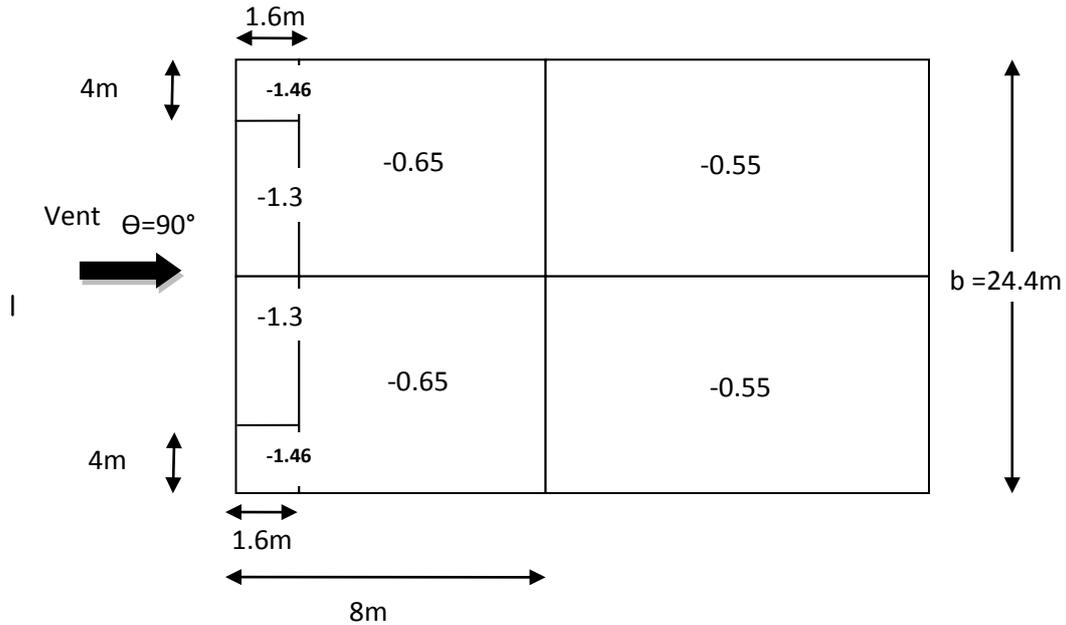


Figure II.09 : Valeur de Cpe pour la toiture à la direction du vent V1 et V3.

II .4.2.8.Vent sur le long-pan V2 et V4 :

❖ Parois verticales :

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 33.18\text{m.} \\ d = 24.4\text{m.} \\ h = 8\text{m.} \end{array} \right. \Rightarrow e = \min [33.18\text{m} ; (2*8) \text{ m}] \Rightarrow e = 16\text{m.}$$

Et on a : $d=24.4\text{m} > e=16\text{m}$.

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

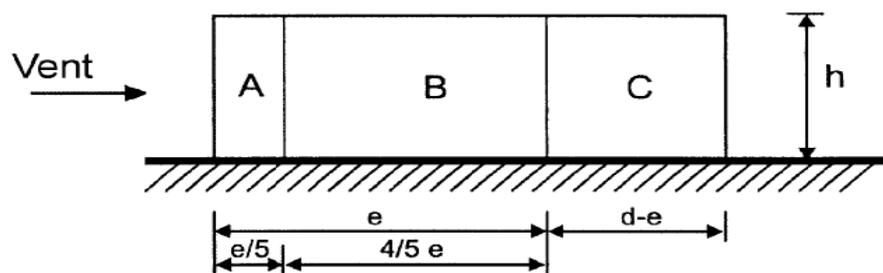


Figure II.10 : légende pour les parois verticales

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

Tableau II.04 : valeurs de surface et de coefficient Cpe de chaque zone de parois.

zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	25.6	102.4	137.44	809.59	809.59
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

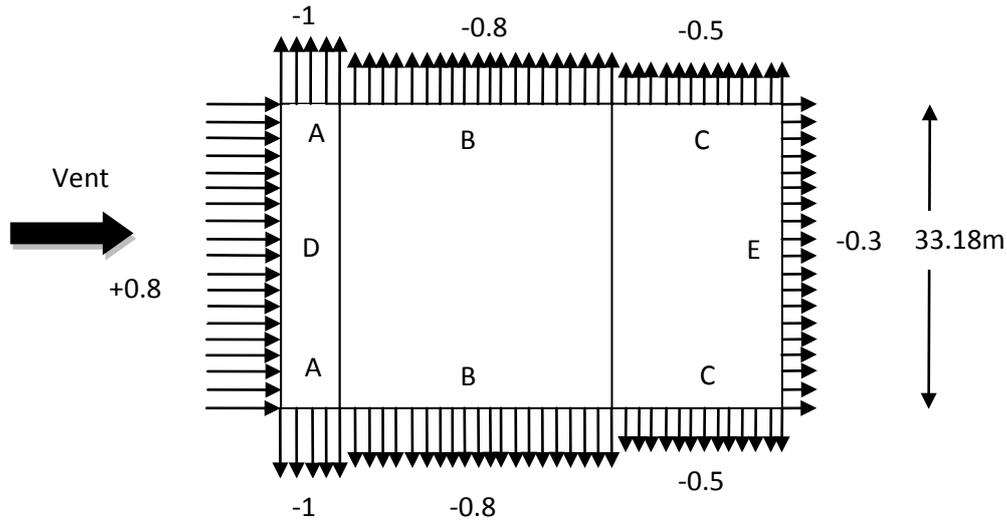


Figure II.11: Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales sur (V2 et V4).

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

❖ **Toiture :**

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\text{Si : } \theta = 0^\circ \left\{ \begin{array}{l} b = 33.18\text{m.} \\ d = 24.4\text{m.} \\ h = 8\text{m.} \end{array} \right. \Rightarrow e = \min [33.18 \text{ m ; } (2 \cdot 8) \text{ m}] \Rightarrow e = 16\text{m.}$$

Donc on utilise la légende suivant :

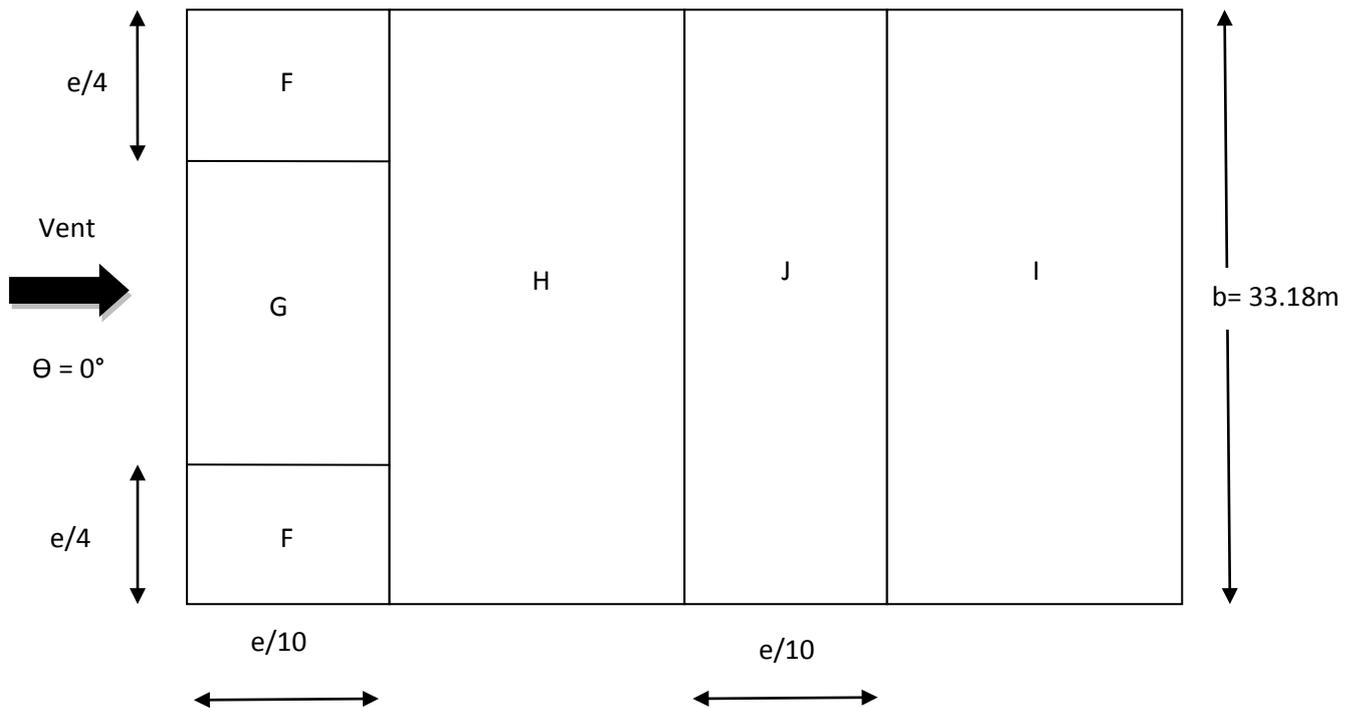


Figure II.12 : répartition des surfaces sur la toiture (V2 et V4).

Et pour la détermination des valeurs de coefficients de pression extérieure C_{pe} on s'est référé au tableau (5-4 RNV 2013).

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe

$\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ (on à $\alpha = 9.46^\circ$).

Tableau II.05 : Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} pour la toiture (V2 et V4).

zone	F	G	H	I	J
Surface (m ²)	12.8	40.28	351.70	351.70	53.08
C _{pe}	-1.34	-1.02	-0.46	-0.51	-0.33

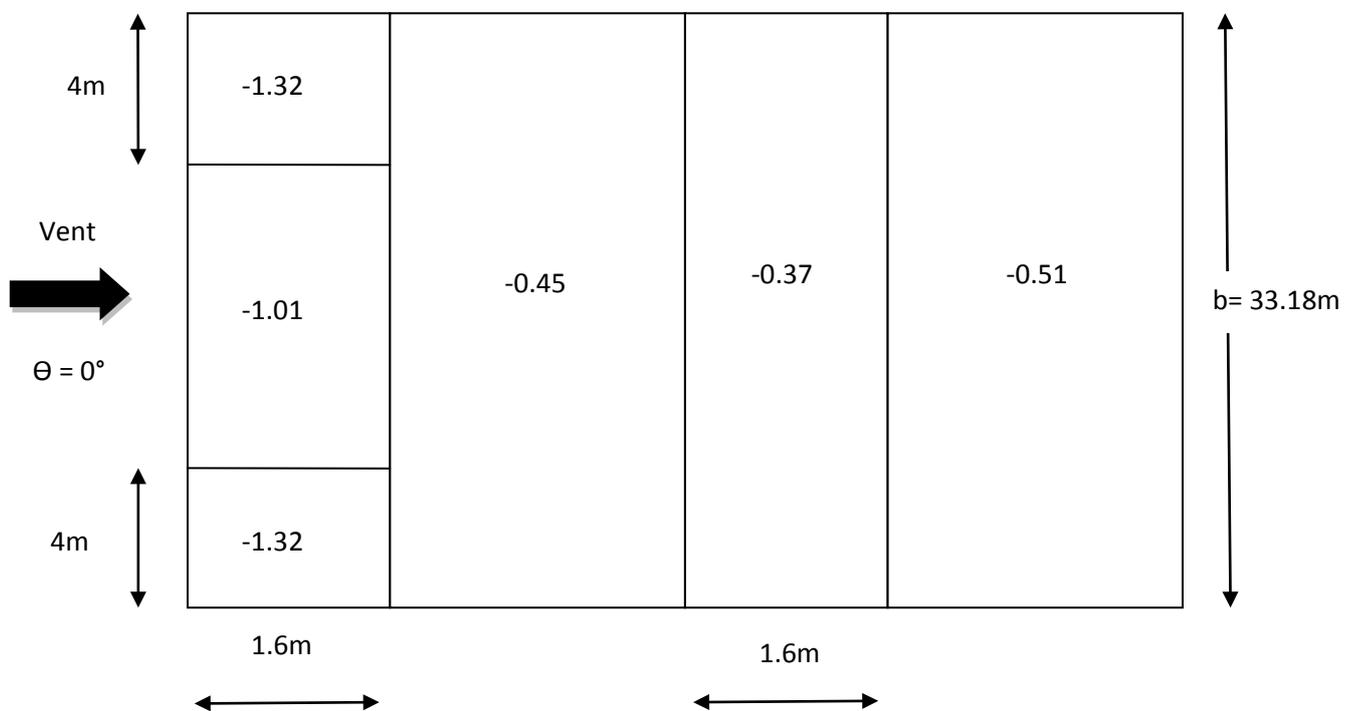


Figure II.13 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur la toiture (V2 et V4).

II .4.2.9.Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément.

Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'air.

Le coefficient de pression C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d (ch5., fig.5.14).

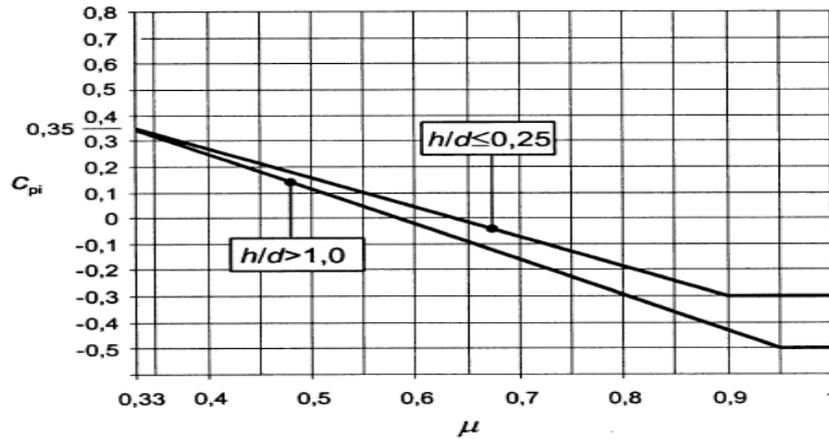


Figure II.14: Coefficients de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.

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

Notre hangar possède : -06 fenêtres de dimension (2*1.1) m² dans les longs pans 1 et 2.

- 02 portes de dimension (5* 5) m² dans pignon 1.

- 02 fenêtres de dimension (2*1.1) m² dans le pignon 1.

- 04 fenêtres de dimension (2*1.1) m² dans le pignon 2.

$$S = S1+S2+S3+S4$$

$$S1 = (2*5*5 + *2*1.1) = 54.4m^2$$

$$S2 = (6*2*1.1) = 13.2m^2$$

$$S3 = (4* 2*1.1) = 8.8m^2$$

$$S4 = (6*2*1.1) = 13.2m^2$$

$$S = 89.6m^2$$

On utilise :

La figure 5.14 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme.

$h/d=8/33.18 = 0.24 \leq 0.25$ (on choisie le trait discontinue)

- Vent(V1) : $\mu_p = \frac{13.2+8.80+13.20}{89.6} = 0.39 \longrightarrow C_{pi} = 0.25$

- Vent (V2) : $\mu_p = \frac{54.4+8.80+13.20}{89.6} = 0.85 \longrightarrow C_{pi} = -0.25$

- Vent (V3) : $\mu_p = \frac{13.2+54.4+13.20}{89.6} = 0.9 \longrightarrow C_{pi} = -0.30$

- Vent (V4) : $\mu_p = \frac{13.2+8.80+54.4}{89.6} = 0.85 \longrightarrow C_{pi} = -0.25$

II .5.Calcul de la pression due au vent qj :**Tableau II.06:** Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent (Pignon).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
A	1	952.65	-1	0.25	-1190.81
B	1	952.65	-0.8	0.25	-1000.28
C	1	952.65	-0.5	0.25	-714.487
D	1	952.65	0.8	0.25	523.957
E	1	952.65	-0.3	0.25	-523.957

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

Tableau II. 07: Pressions sur les parois verticales - Direction V3 du vent (Pignon).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
A	1	952.65	-1	-0.30	-666.855
B	1	952.65	-0.8	-0.30	-476.325
C	1	952.65	-0.5	-0.30	-190.53
D	1	952.65	0.8	-0.30	1047.915
E	1	952.65	-0.3	-0.30	0.00

Tableau II.08: Pressions sur la toiture - Direction V1 du vent (Pignon).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
F	1	952.65	-1.46	0.25	-1629.031
G	1	952.65	-1.3	0.25	-1476.607
H	1	952.65	-0.65	0.25	-857.385
I	1	952.65	-0.55	0.25	-762.12

Tableau II.09: Pressions sur la toiture - Direction V3 du vent (Pignon).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
F	1	952.65	-1.46	-0.30	-1105.074
G	1	952.65	-1.3	-0.30	-952.65
H	1	952.65	-0.65	-0.30	-333.427
I	1	952.65	-0.55	-0.30	-238.162

Tableau II.10: Pressions sur les parois verticales-Direction V2 et V4 du vent (long pan).

LA ZONE	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
A	1	952.65	-1	-0.25	-714.487
B	1	952.65	-0.8	-0.25	-523.957
C	1	952.65	-0.5	-0.25	-238.162
D	1	952.65	0.8	-0.25	1000.282
E	1	952.65	-0.3	-0.25	-47.632

Tableau II.11: Pressions sur la toiture - Direction V2 et V4 du vent (long pan).

Zone	Cd	qdyn(N/m ²)	Cpe	Cpi	qj(N/m ²)
F	1	952.65	-1.32	-0.25	-1019.335
			0.1		
G	1	952.65	-1.01	-0.25	-724.014
			0.1		
H	1	952.65	-0.45	-0.25	-190.53
			0.1		
I	1	952.65	-0.51	-0.25	-247.689
			-0.3		
J	1	952.65	-0.37	-0.25	-114.318
			-0.3		

II .6.Calcul de la force de frottement:

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

✓ Pour V1, V3 :

$$S1 + S3 < 4 \times (S2+S4)$$

$$(24.4 \times 8) \times 2 < 4 \times (33.18 \times 8) \times 2$$

$$390.4 \text{ m}^2 < 2123.52 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

✓ Pour V2, V4 :

$$S2 + S4 < 4 \times (S1+S3)$$

$$(33.18 \times 8) \times 2 < 4 \times (24.4 \times 8) \times 2$$

$$530.88 \text{ m}^2 < 1561.6 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Avec :

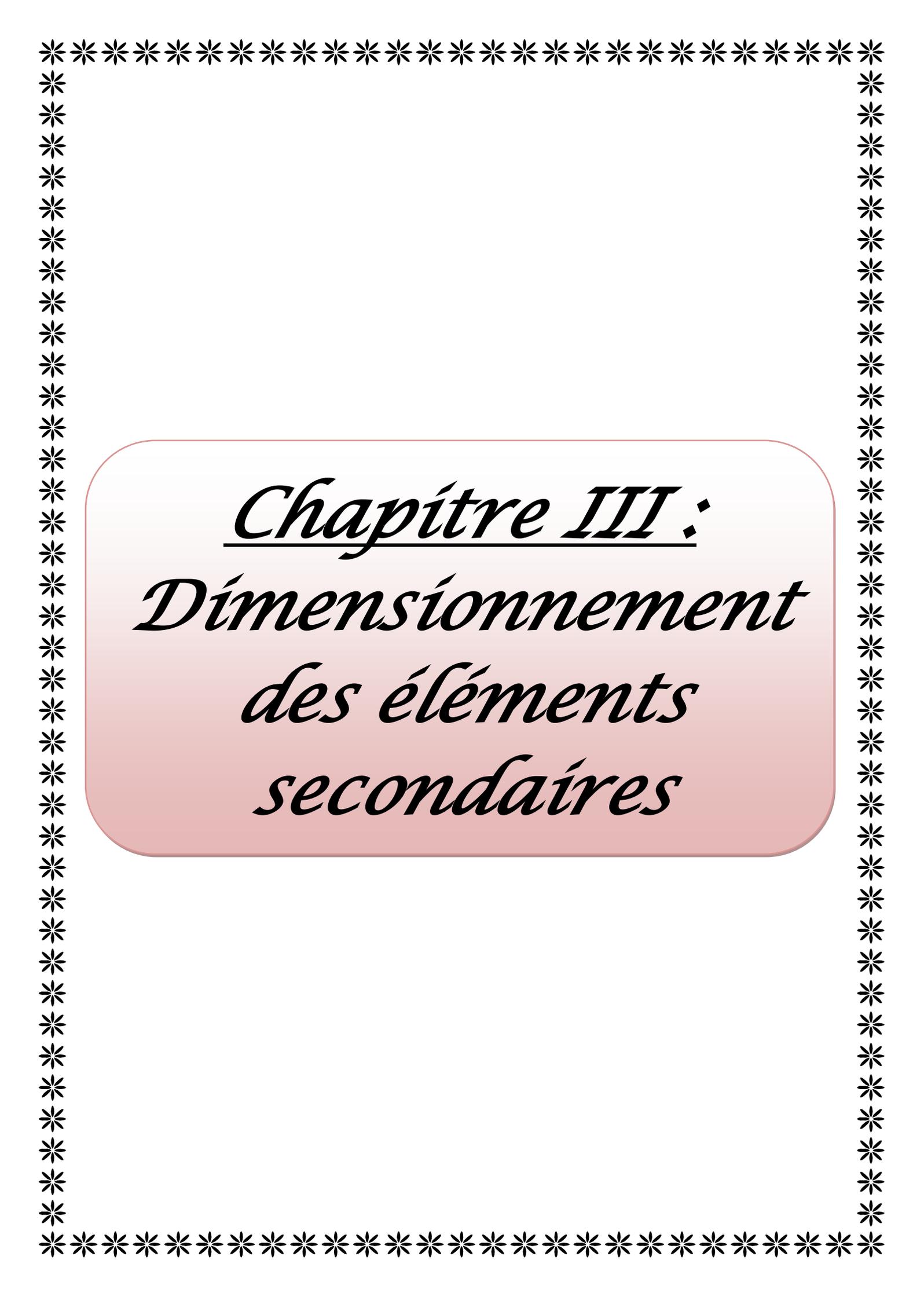
- S1, S3 : Surfaces pignon.
- S2, S4: Surfaces long-pan.

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

II .7.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, ...).



Chapitre III :
*Dimensionnement
des éléments
secondaires*

III.1.Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations au quelle ils sont soumis au règle de CCM97, le principe de la vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité.

Les profiles concernées par cette étude sont: les pannes, les lisses de bardages et les potelets.

III.2.Calcul Des Chéneaux:

Le chéneau à pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin D'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

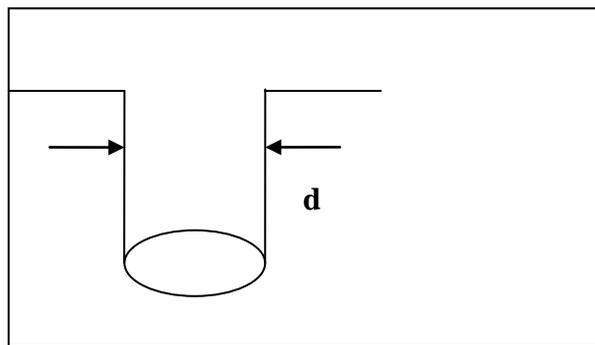


Figure III.01 : Moignon cylindrique.

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d^3 P}}}$$

Avec :

s : Section transversale du chéneau en cm².

S : Surface couverte du chéneau en m².

d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.

P : Pente du chéneau.

➤ Le chéneau est de type moignon cylindrique – sans trop plein, on prend 05 points de dessertes d'eau sur le long pan.

A .Chéneau rive: (10 U)

$$\rho = 2 \text{ mm/m (2‰)}$$

$$S1 = (12.2 \times 33.18)/7 = 57.82 \text{ m}^2$$

$$\text{Suivant les abaques (voir Annexe B) } \left\{ \begin{array}{l} S1 = 120 \text{ cm}^2 \\ d1 = 11 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend un tuyau de **PVC** de diamètre **125mm**.

B. Chéneau intermédiaire: (5 U)

$\rho=2 \text{ mm/m (2‰)}$

$S2 = 57.82*2=115.64 \text{ m}^2$

Suivant les abaques (voir Annexe B) $\left\{ \begin{array}{l} S1 =240 \text{ cm}^2 \\ d1 = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$

- On prend 02 tuyaux de **PVC** de diamètre **90 mm**.

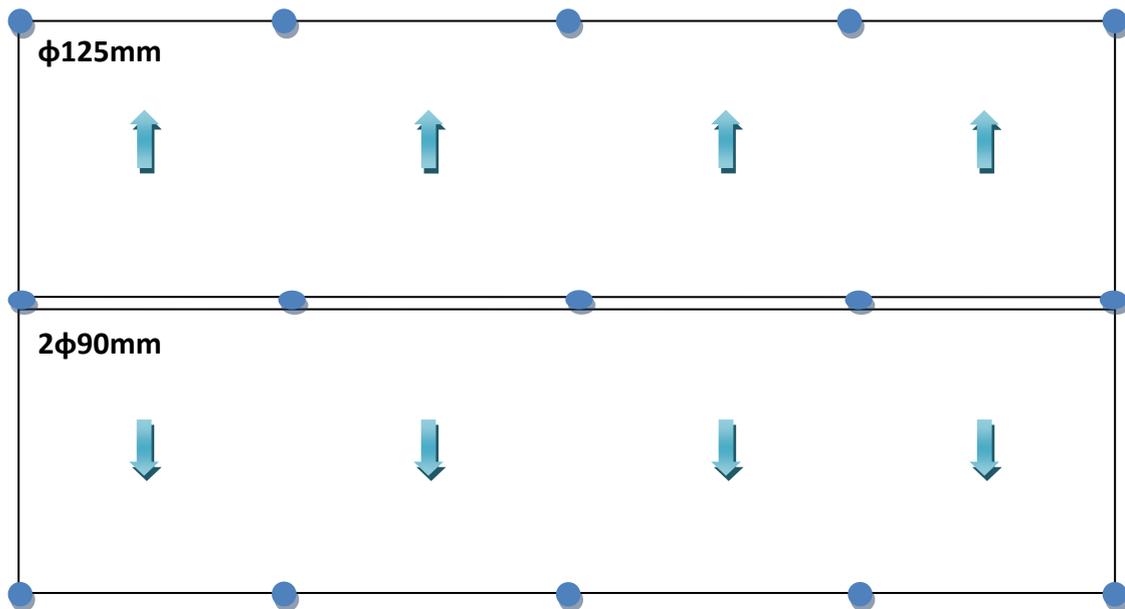


Figure III.02 : Points des descentes d'eau.

III. 3.Caractéristiques de la tôle de couverture:

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 40mm, de longueur 6 m et de largeur 0.726 m, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/V) max.

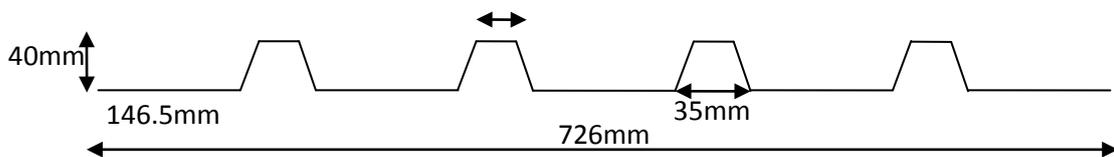


Figure III.03 : Tôle nervurée.

- Poids propre (TN40 10/10ème) $P = 11 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 400 \text{ N/mm}^2$

- Contrainte élastique	$f_y = 160 \text{ N/mm}^2$
- Flèche admissible	$\delta_{\max} = l/200$
- Module de résistance	$w = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$
- Moment d'inertie	$I = 27,21 \text{ cm}^4/\text{ml}$

III.4.Calcul des pannes de couverture:

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à **6m**.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE, Elles sont calculées suivant le "CCM97"

III.4.1. Principe de calcul:

- Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

III.4.2.Charges à prendre en considération :

- Charges permanentes (Ptôle)	$G = 11 \text{ daN/m}^2$
- Charges d'entretien	$Q = 48.22 \text{ daN/m}^2$
- Action de la neige	$S = 15,7 \text{ daN/m}^2$
- Action du vent	$W = -162.9 \text{ daN/m}^2$

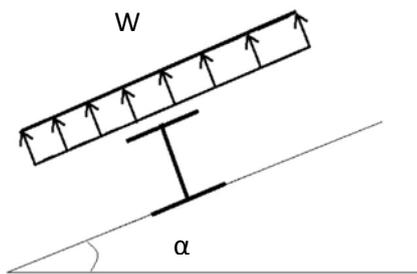


Figure III.04 : Cas de l'effet du vent

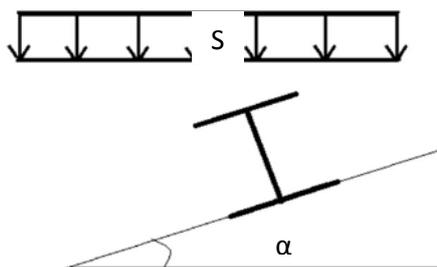


Figure III.05 : Cas de l'effet de neige

III.4.3.Espacement entre pannes :

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

- On suppose que la couverture de longueur 4 m est appuyée au plus sur 7 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1.73m.

$$\text{COS } 9.75^\circ = 11.6/x \Rightarrow x = 11.77 \text{ m.}$$

On prend un espacement entre pannes de 2.03 m (04fois) et aux deux extrémités 1.73 m.

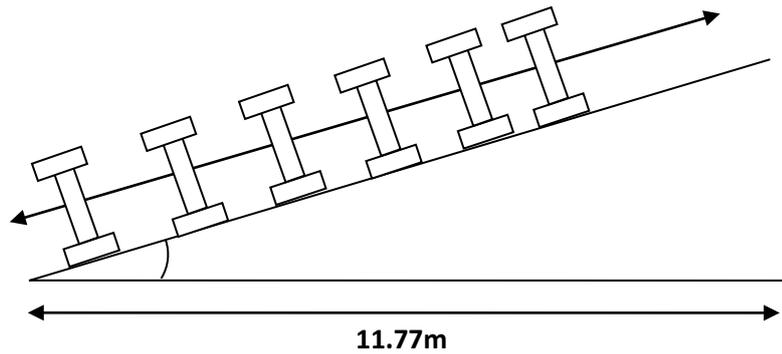


Figure III.06 : Espacement entre les pannes.

III.4.4. Combinaison des charges et actions :

Les charges d’entretien ne sont pas cumulable avec les actions climatiques donc les combinaisons d’actions seront les suivant :

A/ Charges permanentes et charges d'entretien :

➤ On à accumuler la charge d’entretien :

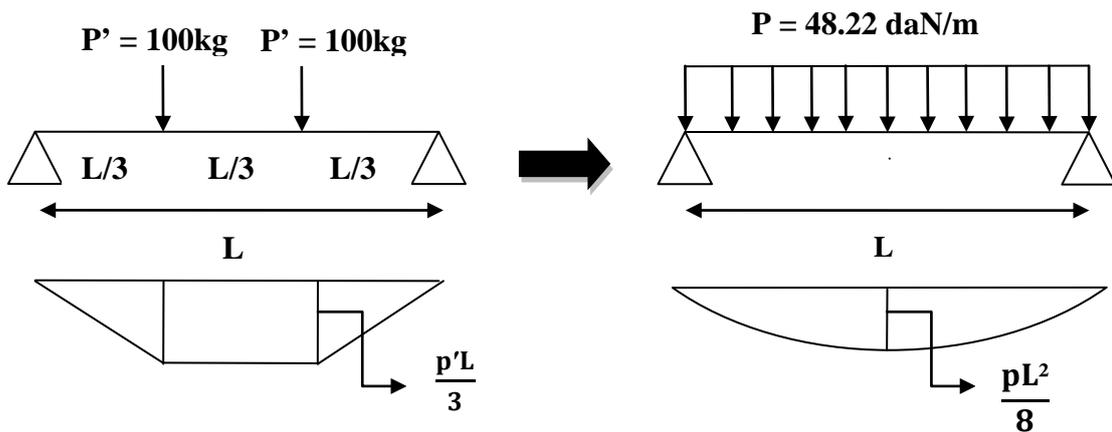


Figure III.07 : Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{max} = \frac{P'L}{3}$$

$$M_{max} = 100 \times 2 = 200 \text{Kg.m}$$

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

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d’entretien est obtenue en égalisant

Les deux moments max due à P aux charges ponctuelles (Peq).

$$M_{max} = \frac{P'L}{3} = \frac{PL^2}{8}$$

$$\frac{P'L}{3} = \frac{PL^2}{8} \implies 8p'L = 3PL^2 \implies P = \frac{8P'L}{3L^2} \implies P = \frac{8P'}{3L}$$

$$P = \frac{8 \times 100}{3 \times 5.53} \quad P_{eq} = 48.22 \text{ daN/ml}$$

Donc :

- Charges permanentes et charges d'entretien :

$$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (11 \times 0.726) + 1.5 (48.22 \times 0.726)$$

$$q_1 = 83.11 \text{ daN/ml}$$

- Charges permanentes et action du vent:

$$q_2 = 1.35 G + 1.5 W = 1.35 (11 \times 0.726) + 1.5 [(-162.9) \times 0.726]$$

$$q_2 = -166.61 \text{ daN/ml}$$

- Charges permanentes et action de la neige:

$$q_3 = 1.35 G + 1.5 S = 1.35 (11 \times 0.726) + 1.5 (15.7 \times 0.726)$$

$$q_3 = 27.88 \text{ daN/ml}$$

Alors : $q_{max} = \max (q_1, q_2, q_3) = 166.61 \text{ daN/ml}$

B/ moment maximum pour une poutre continue sur trois appuis simples :

Le moment maximum est déterminé suivant les formulaires de la R.D.M par la méthode des 3 moments.

Le diagramme résultant des moments fléchissant est montrée ci-dessous :

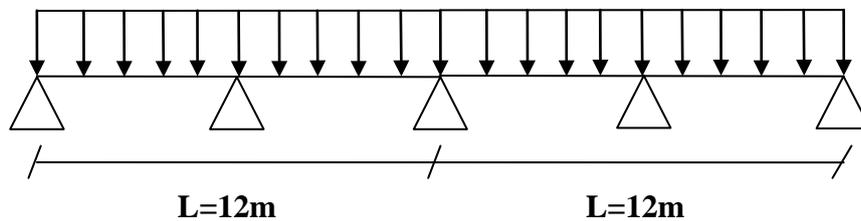


Figure III.08 : Schéma statique de la couverture.

c/ Vérification de l'espacement :

$$M_{max} = 0.1ql^2 \implies q = 1.66 \text{ KN/ml}$$

$$6 = \frac{M_{max}}{W} \leq F_y \implies M_{max} \leq F_y \times W$$

$$\implies 0.1 ql^2 \leq F_y \times W$$

$$\implies l \leq \sqrt{\frac{F_y \times W}{0.1q}} = \sqrt{\frac{160 \times 10^3 \times 9.24}{0.1071 \times 1.666}} = 2.87 \text{ m}$$

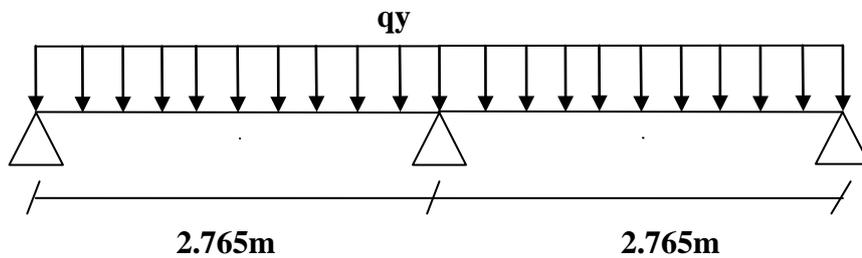
$$\implies l \leq 2.87 \text{ m}$$

On prend : $l = 2.03 \text{ m}$

l : représente l'espacement entre panne.

III.4.5. Dimensionnement des pannes :

- $G = 11 \times 2.03 = 22.33 \text{ daN/m}$
- $Q = 100 \times 2.03 = 203 \text{ daN/m}$
- $S = 15.7 \times 2.03 = 31.87 \text{ daN/m}$
- $W = -162.9 \times 2.03 = -330.69 \text{ daN/m}$



A / Combinaison des charges :

L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (22.33) + 1.5 (203) = 334.65 \text{ daN /ml} \\ q_2 = 1.35 G + 1.5 w = 1.35 (22.33) + 1.5 (-330.69) = -465.89 \text{ daN /ml} \\ q_3 = 1.35 G + 1.5 S = 1.35 (22.33) + 1.5 (31.87) = 77.95 \text{ daN /ml} \end{array} \right.$$

$q_{Umax} = 465.89 \text{ daN/ml.}$

L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_1 = G + Q = 22.33 + 203 = 225.33 \text{ daN /ml} \\ q_2 = G + w = 22.33 + (-330.69) = -308.36 \text{ daN /ml} \\ q_3 = G + S = 22.33 + 31.87 = 54.2 \text{ daN /ml} \end{array} \right.$$

$q_{smax} = 308.36 \text{ daN/ml.}$

NB : Les sollicitations dues au vent sont susceptibles d'avoir une instabilité par déversement.

Vu aussi l'amplitude de leur action, on peut dire quel est le cas le plus défavorable.

B/ Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM 97 afin de dimensionner les pannes.

$q_{uz} = q_u \cos \alpha = 465.89 \cos (9.75) = 459.16 \text{ daN/ml.}$

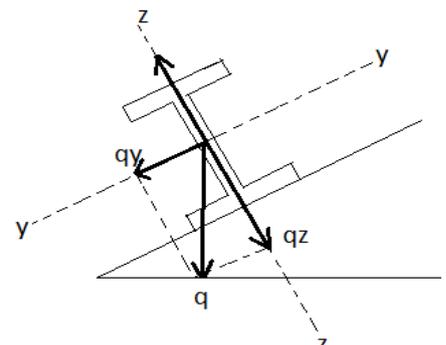
$q_{uy} = q_u \sin \alpha = 465.89 \sin (9.75) = 78.89 \text{ daN/ml.}$

- Les fermes sont espacées de **5.53m.**

➤ **Axe (y-y) :**

$M_{z,sd} = q_y \times \frac{L^2 y}{8} = 78.89 \times \frac{(2.765)^2}{8}$

$M_{z,sd} = 75.39 \text{ daN/m.}$



$$M_{z,sd} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} \implies W_{plz} \geq \frac{0.7539 \times 10^2 \times 1.1}{235 \times 10^{-1}} \quad W_{plz} \geq 3.53 \text{ cm}^2.$$

Vérification :

$$M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.52 \times 235}{1.1}$$

$$M_{z,sd} = 75.2 \leq M_{z,rd} = 75.3 \text{ daN/m} \dots \text{cv.}$$

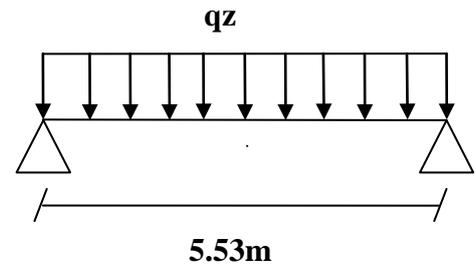
➤ **Axe (z-z) :**

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{L^2 z}{8} = 78.89 \times \frac{(5.53)^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 1755.19 \text{ daN/m.}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} = \frac{17.55 \times 10^2 \times 1.1}{235 \times 10^{-1}} \quad W_{ply} \geq 82.2 \text{ cm}^2.$$



Verification:

$$M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3.52 \times 235}{1.1}$$

$$M_{y,sd} = 1755.19 \text{ daN/m} \leq M_{y,rd} = 1756.1 \text{ daN/m} \dots \text{cv.}$$

C/ condition de flèche à l'ELS :

$$q_{s,y} = q_s \sin \alpha = 308.36 \sin (9.75) = 52.22 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s,z} = q_s \cos \alpha = 308.36 \cos (9.75) = 303.91 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Axe (y-y) :**

$$\delta = \frac{5 \times q_{s,y} \times l_y^4}{384 \times EI}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{276.5}{200} = 1.3825 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \implies I_z \geq \frac{5 \times q_{s,y} \times l_y^2}{384 \times E \times \delta_{\max}} = \frac{5 \times 0.5222 \times (276.5)^2}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1.3825} \quad I_z \geq 13.68 \text{ cm}^4.$$

➤ **Axe (z-z) :**

$$\delta = \frac{5 \times q_{s,z} \times l_z^4}{384 \times EI}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \implies I_y \geq \frac{5 \times q_{s,z} \times l_z^2}{384 \times E \times \delta_{\max}} = \frac{5 \times 3.0391 \times (553)^2}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2.765} \quad I_y \geq 637.34 \text{ cm}^4.$$

d. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160.

Tableau III.01 : Caractéristiques du profilé IPE160 de la panne.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6.58	1.84

E/ condition de flèche avec poids propre inclus :

ELS :

$$\left\{ \begin{aligned} q_1 &= G + Q = [(11 \times 2.03 + 15.8) + 100 \times 2.03] = 241.13 \text{ daN /ml} \\ q_2 &= G + w = [(11 \times 2.03 + 15.8) + (-162.9 \times 2.03)] = -292.56 \text{ daN /ml} \\ q_3 &= G + S = [(11 \times 2.03 + 15.8) + (15.7 \times 2.03)] = 70.001 \text{ daN /ml} \end{aligned} \right.$$

q_smax = 292.56 daN/ml.

$$\left\{ \begin{aligned} q_{sz} &= q_s \sin \alpha = 292.56 \sin (9.75) = 49.54 \text{ daN/ml.} \\ q_{sy} &= q_s \cos \alpha = 292.56 \cos (9.75) = 288.33 \text{ daN/ml.} \end{aligned} \right.$$

➤ Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l^4}{384 \times EI_z} = \frac{5 \times 0.50 \times (276.5)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 68.31} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{276.5}{200} = 1.3825 \text{ cm.}$$

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$ condition vérifier

➤ Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 0.288 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 869.3} = 1.92 \text{ cm.}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$ condition vérifier.

Donc les conditions de flèche sont vérifiées.

III.4.6. Classe du profilé :

A/ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi$$

Avec :

$$t_w = 5 \text{ mm.}$$

$$d = 127.2 \text{ mm.}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{tw} = \frac{127.2}{5} = 25.44 \\ 72 \xi = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right.$$

⇒ $\frac{d}{tw} \leq 72 \xi$cv donc l'âme est de classe I.

B/ Classe de la semelle comprimée :

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

Avec :

$t_f = 7.4 \text{ mm.}$

$C = 41 \text{ mm.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{tf} = \frac{41}{7.4} = 5.54 \\ 10 \xi = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right.$$

⇒ $\frac{c}{tf} \leq 10 \xi$cv donc l'âme est de classe I.

✓ Donc la section du profilé globale est de classe I.

III.4.7.Vérification des contraintes :

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

$$\left(\frac{My,sd}{Mply,Rd} \right) + \left(\frac{Mz,sd}{Mplz,Rd} \right) \beta \leq 1$$

Pour un profilé laminé en I :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \dots\dots\dots\beta = 5n \geq 1 \\ \beta = 1 \Rightarrow n = \frac{N}{Npl} = 0 \quad \text{Et} \quad Msd = \frac{ql^2}{8} \end{array} \right.$$

La formule précédente sera comme suit :

$$\left(\frac{My,sd \times \gamma_{m0}}{Wply \times Fy} \right)^2 + \left(\frac{Mz,sd \times \gamma_{m0}}{Wplz \times Fy} \right) \leq 1$$

$q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = [1.35 (11 \times 2.03) + 15.8] + [1.5 (100 \times 2.03)] = 355.98 \text{ daN/ml.}$

$q_2 = 1.35 G + 1.5 W = [1.35 (11 \times 2.03 \times 15.8)] + [1.5 (-162.9) \times 2.03] = -444.56 \text{ daN/ml.}$

$q_3 = 1.35 G + 1.5 S = [1.35 (11 \times 2.03 \times 15.8)] + [1.5 (15.7 \times 2.03)] = 99.282 \text{ daN/ml.}$

$q_u \text{max} = 444.56 \text{ daN/ml.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{uz} = q_u \cos \alpha = 444.56 \cos (9.75) = 438.14 \text{ daN/ml.} \\ q_{uy} = q_u \sin \alpha = 444.56 \sin (9.75) = 75.29 \text{ daN/ml.} \end{array} \right.$$

$My,sd = q_{uz} \times \frac{L^2 z}{8} = 438.14 \times \frac{(5.53)^2}{8} \quad My,sd = 1674.84 \text{ daN/ml.}$

$$M_{z,sd} = q_{uy} \times \frac{L^2 y}{8} = 75.29 \times \frac{(2.765)^2}{8} \quad M_{z,sd} = 71.95 \text{ daN/m.}$$

Donc :

$$\left(\frac{1674.84 \times 1.1}{123.9 \times 23.5} \right)^2 + \left(\frac{71.95 \times 1.1}{26.1 \times 23.5} \right) \leq 1$$

$$0.4 + 0.129 = 0.529 \leq 1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Donc, les pannes en IPE160 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.4.8. Résistance de la panne au déversement :

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

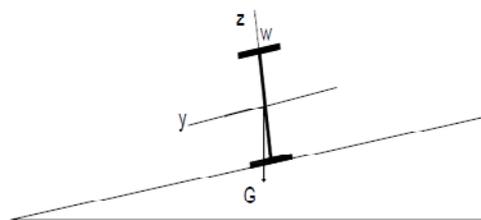


Figure III.09 : panne vis-à-vis déversement.

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$B_w = 1$ (section de classe I).

$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})}$$

χ_{lt} = Est le facteur de réduction pour le déversement.

Avec :

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

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

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie).

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 3.6\text{cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 3.96 \times 10^3 \text{cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 68.31 \text{cm}^4$)

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{21 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2 \dots (E = 21 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \text{ et } \vartheta = 0.3)$$

$L = 2.765 \text{ m}$

$$M_{cr} = 1.132 \cdot \frac{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}{(276.5)^2} \sqrt{\frac{3.96 \times 10^3}{68.31} + \frac{(276.5)^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 3.6}{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}}$$

$$M_{cr} = 3072197.6 \text{ N.cm} = 3.07 \times 10^6 \text{ N.cm.}$$

On calcul:

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 123.9 \times 235 \times 10^2}{3.07 \times 10^6}} \quad \lambda_{lt} = 0.973$$

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21 (0.973 - 0.2) + (0.973)^2] = 1.05$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} = \frac{1}{(1.05 + \sqrt{1.05^2 - 0.973^2})} \quad \chi_{lt} = 0.692$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.692 \times 1 \times 123.9 \times 23.5}{1.1} = 1832.21 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 16.74 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 1832.21 \text{ kN.m} \dots \dots \dots$ condition vérifier.

⇒ La stabilité du déversement est vérifiée.

III.4.9. Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \xi$$

Avec :

$t_w = 5 \text{ mm.}$

$d = 127.2 \text{ mm}$ (distance entre nus intérieurs des semelles Pour notre profilé)

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127.2}{5} = 25.4 \\ 69 \xi = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69 \xi \dots \dots \text{cv}$$

✓ Donc il n y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

III.4.10. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

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

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

t_w : épaisseur de l'âme

A_w: aire de l'âme du profilé $A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f) = 5 \times (160 - (2 \times 7.4)) = 726 \text{ mm}^2$

A_{fc} = b. t_f = 82 × 7.4 = 606.8 mm² (aire de la semelle comprimée).

f_y = 235 N/mm² (limite d'élasticité de la semelle comprimée).

E = 2.1 × 10⁵ N / mm² (module d'élasticité).

K = Coefficient pris égal à 0.3 (semelle de classe I).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{F_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{2.1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606.8}} = 293.24 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{160 - (2 \times 7.4)}{5} = 29.04 \end{array} \right.$$

Alors :

$$\frac{d}{t_w} = 29.04 \leq K \times \frac{E}{F_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 293.24 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

⇒ La stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

NB :

La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité,

Donc elle est convenable pour les pannes de notre structure.

III.5. Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières.

Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

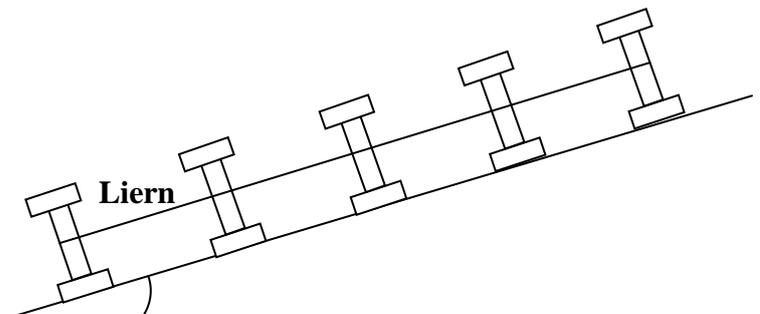
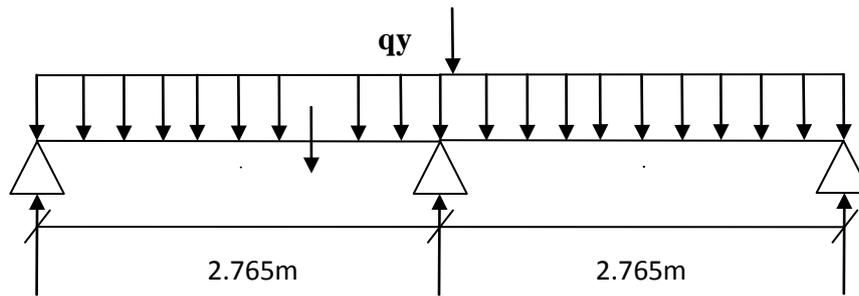


Figure III.10 : Coupe transversale des liernes.

III.5.1. Les efforts dans les liernes :



$$R = 1.25 q_y l_y$$

$$R = 1.25 \times 78.89 \times 2.765$$

$$R = 272.66 \text{ daN.}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant la panne sablière

$$T1 = \frac{R}{2} = \frac{272.66}{2} = 136.33 \text{ daN}$$

Effort dans les tronçons des liernes L2, L3, L4, L5 :

$$T2 = R + T1 = 272.66 + 136.33 = 408.99 \text{ daN}$$

$$T3 = R + T2 = 681.65 \text{ daN}$$

$$T4 = R + T3 = 954.31 \text{ daN}$$

$$T5 = R + T4 = 1226.97 \text{ daN}$$

$$T6 = R + T5 = 1499.63 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L6

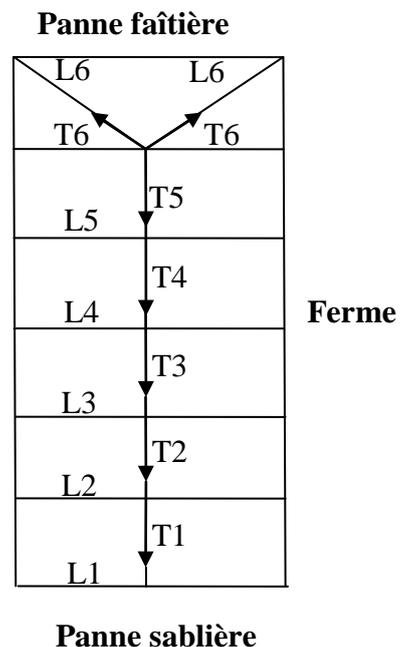
$$2T6 \cdot \cos \theta = T5$$

$$\theta = \arctan \frac{2.03}{2.765} = 36.28^\circ$$

$$T6 = \frac{T5}{2 \cos \theta} = \frac{1499.63}{2 \cos 36.28} = 930.2 \text{ daN}$$

Remarque

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumises à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).



III.5.2. Dimensionnement des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

Avec :

➤ N_{sd} : Effort normal sollicitant.

➤ $N_{pl,Rd}$: Effort normal résistant.

➤ $N_{pl,Rd} = A_s \times \left(\frac{F_y}{\gamma_{m0}}\right)$

$$N_{sd} \leq A_s \times \left(\frac{F_y}{\gamma_{m0}}\right) \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{F_y} \Rightarrow A_s \geq \frac{1226.97 \times 10 \times 1.1}{235}$$

$$\Rightarrow A_s = 57.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{\pi \times \phi_{min}^2}{4} \Rightarrow \phi_{min}^2 = \frac{4 \times A_{smin}}{\pi}$$

$$\phi_{min} \geq \sqrt{\frac{4 \times 57.45}{3.14}} \Rightarrow \phi_{min} \geq 8.55 \text{ mm}$$

NB :

On choisira un lierne de la panne de diamètre $\Phi 12$ (section résistante de la panne filetée)

$$A_s = 84.30 \text{ mm}^2.$$

III.6. Calcul de l'échantignolle :

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

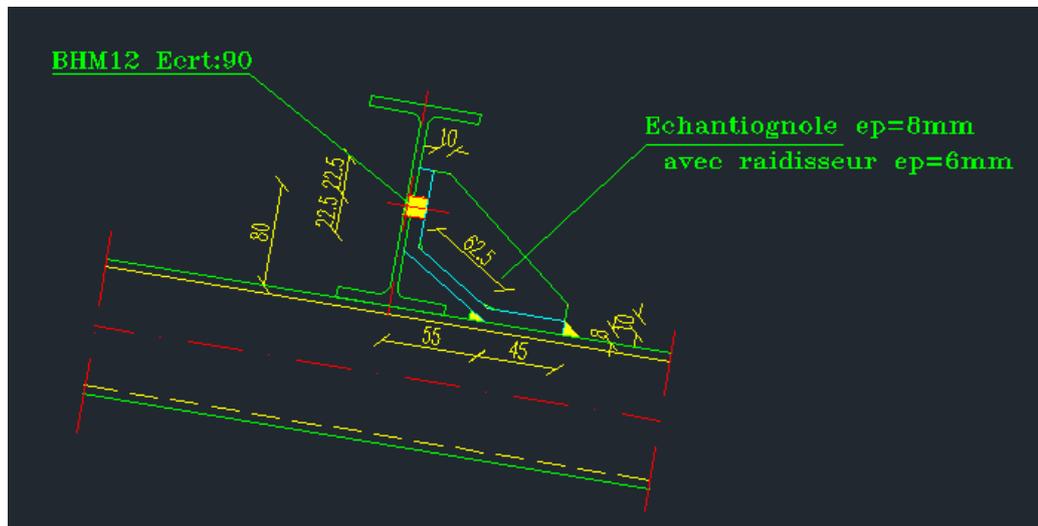


Figure III.11 : Vue en 3D de l'échantignolle.

III.6.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

III.6.1.1. L'excentrement « t » :

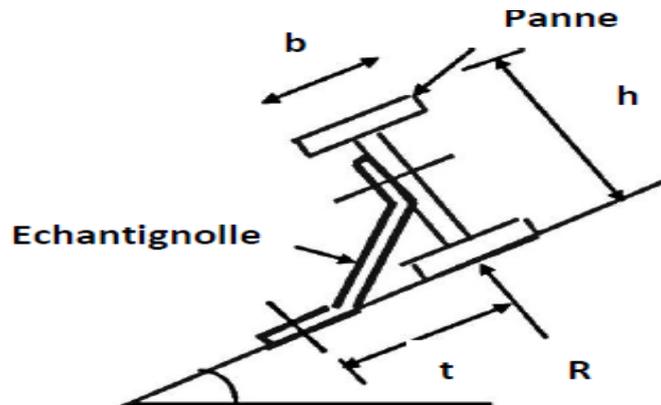


Figure 12 : schéma de l'échantignolle

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

$$2 \times \left(\frac{bf}{2}\right) \leq t \leq 3 \times \left(\frac{bf}{2}\right)$$

Pour un IPE160 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_f = 82 \text{ mm} \Rightarrow 82 \text{ mm} \leq t \leq 123 \text{ mm} \\ h = 160 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc on prend : t = 10 cm.

III.6.1.2. Calcul du moment de renversement Mr :

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

$$Mr = Fy \times C + Fz \times \frac{h}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fy = [1.35 Gy + 1.5 W] \times \frac{l}{2} \\ Fz = [1.35Gz] \times \frac{l}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Gy = G \cos \alpha = [15.8 + (2.0 \times 311)] \cos (9.75) = 37.58 \text{ daN/ml.} \\ Gz = G \sin \alpha = [15.8 + (2.03 \times 11)] \sin (9.75) = 6.46 \text{ daN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Fy = [1.35 \times 37.58 + 1.5 \times (-330.69)] \times \frac{5.53}{2} = -1231.27 \text{ daN} \\ Fz = [1.35 \times 6.46] \times \frac{5.53}{2} = 24.11 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc:

$$Mr = [(-1231.27) \times 0.05] + [24.11 \times \left(\frac{0.16}{2}\right)]$$

$$Mr = -59.63 \text{ daN.m}$$

III.6.1.3. Module de résistance de l'échantignolle :

$$W = \frac{1}{v}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{L \cdot e^3}{12} \\ V = \frac{e}{2} \end{array} \right. \Rightarrow W = \frac{\frac{L \cdot e^3}{12}}{\frac{e}{2}} \Rightarrow W = \frac{L \cdot e^2}{6}$$

III.6.1.4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle « e » :

$$\frac{M_r}{W} \leq F_y$$

$$\frac{6M_r}{L \cdot e^2} \leq F_y \Rightarrow e = \sqrt{\frac{6 \times M_r}{L \times F_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0.59}{100 \times 235}} \times 10^2 = 8\text{mm}$$

- On prend un échantignolle d'épaisseur : **e = 8mm.**

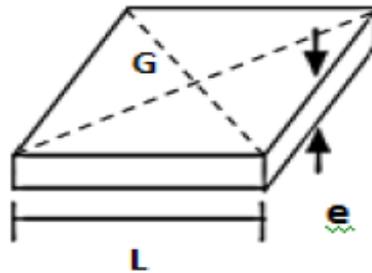


Figure III.13 : La largeur de l'échantignole.

III.6.2. Boulon d'attache :

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction «Ft,sd» et de cisaillement «Fv,sd».

Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition indiquée en (chapitre 6 § 6.5.5 page 112) donné par la formule 6.3 comme suit :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

Fv, sd : Effort de cisaillement

Ft, sd : Effort de traction

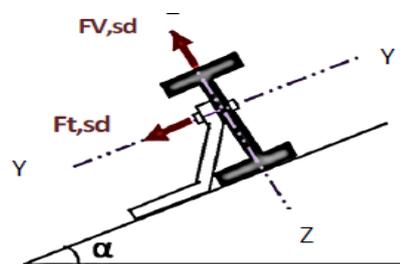
Fv, sd & *Ft, sd*: représentent *Fy* et *Fz* respectivement

Fv, Rd : Résistance de calcul au cisaillement par boulon

Ft, Rd : Résistance de calcul à la traction par boulon

Un boulon de classe 8.8 de caractéristiques suivantes :

Fub : 800 N/mm²



$$\gamma_{mb} = \begin{cases} 1.25 \text{ boulonne sollicité on cisaillement.} \\ 1.5 \text{ boulonne sollicité on traction.} \end{cases}$$

Fv, Rd & Ft, Rd : son donnée en fonction de l'aire de la section résistance « A_s » du boulon

$$Fv, Rd = \frac{0.5 \times Fbu \times As}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 0.8 \times As}{1.25} = 0.32As$$

$$Ft, Rd = \frac{0.9 \times Fbu \times As}{\gamma_{mb}} = \frac{0.9 \times 0.8 \times As}{1.5} = 0.48As$$

$$\frac{Fv, sd}{Fv, Rd} + \frac{Ft, sd}{1.4 Ft, Rd} \leq 1 \Rightarrow \frac{12.31}{0.32As} + \frac{0.24}{1.4(0.48)As} \leq 1 \Rightarrow As = \frac{12.31}{0.32As}$$

$$A_{smin} = 38.82 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\varnothing 12$ d'une section résistante $As = 84,3 \text{ mm}^2$ Pour la précision, le règlement CCM 97 impose d'autre vérification qui sont :

➤ **1ère vérification :**

$$\frac{Fv, sd}{Fv, Rd} = \frac{12.31}{0.32As} \leq 1 \Rightarrow \frac{Fv, sd}{Fv, Rd} = \frac{12.31}{0.32 \times 84.3} = 0.46 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **2^{ème} vérification :**

$$\frac{Fv, sd}{Fb, Rd} \leq 1 \quad \text{avec : } Fb, Rd = \frac{2.5 \times \alpha \times Fu \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Fb, Rd : Résistance à la pression diamétrale.

$$\alpha = \min \left(\frac{Fub}{Fu}, 1 \right) = \min \left(\frac{360}{360}, 1 \right) = 1$$

d : diamètre du boulon (M12).

t : épaisseur de l'échantignole $t=12 \text{ mm}$.

$$Fb, Rd = \frac{2.5 \times \alpha \times Fu \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 12}{1.25} \times 10^{-3} = 103.68 \text{ KN}$$

$$\frac{Fv, sd}{Fb, Rd} = \frac{12.31}{103.68} = 0.119 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **3^{ème} vérification :**

$$\frac{Ft, sd}{Bp, Rd} \leq 1$$

Avec :

Bp, Rd : Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou.

$$Bp, Rd = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times Fu}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ou l'écrou.

$$t_p = t_w(\text{IPE160}) = 5 \text{ mm}$$

d_m : diamètre moyen de la tête du boulon de l'écrou (M12).

$$d_m = 12 \text{ mm.}$$

$$Bp, Rd = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times F_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 12 \times 5 \times 360}{1.25} \times 10^{-3} = 32.55 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t, sd}}{Bp, Rd} = \frac{0.24}{32.55} = 0.007 \leq 1$$

NB :

✓ Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre Ø12.

III.6.3. Cordon de soudure :

Prenons un cordon d'épaisseur minimale $a=6$ mm et vérifions sa résistance aux l'effort sollicitant.

Pour : $t_{\max} \leq 17 \text{ mm} \Rightarrow a_{\min} = 6 \text{ mm}$.

$$\sigma_{\perp} = \frac{Fv, sd}{2(b+l) \times a} = \frac{12.3 \times 10^3}{2(45+100) \times 6} = 7.07 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{//} = \frac{Ft, sd}{2(b \times a)} = \frac{241.1}{2(45 \times 6)} = 0.446 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\perp} = \frac{MG}{b(2 \times l) \times a}$$

Avec :

$$M_G = Fv, sd (b+c) + Ft, sd \frac{h}{2} = 12310 \times 100 + 241.1 \times 80 = 12.5 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{12.5 \times 10^5}{45(2 \times 100) \times 6} = 23.15 \text{ N/mm}^2$$

• Vérification de la soudure

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{F_y}{B_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $F_y = 360 \text{ N/mm}^2$.

$$B_w = 0.8$$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

$$\text{A.N : } \sqrt{(7.07)^2 + 3((23.15)^2 + (0.446)^2)} \leq \frac{360}{0.8 \times 1.25}$$

$$\Rightarrow 40.75 \text{ N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2 \dots \text{Condition vérifié}$$

- Le cordon de soudure d'épaisseur 6 mm est suffisant.

III.7. CALCUL DES LISSES DE BARDAGE :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires.

III.7.1. Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement.

En outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

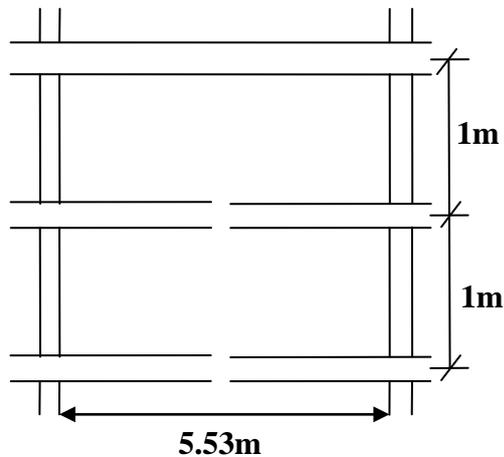


Figure III.14: Coupe longitudinale de la lisse de bardage.

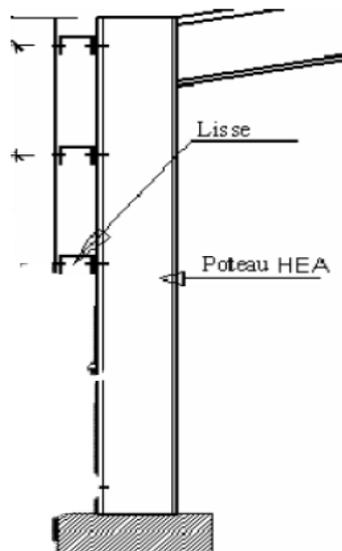


Figure III.15: Coupe transversal de la lisse de bardage.

III.7.2.Espacement des lisses :

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de 8m

- Espacement des lisses ($e = 1\text{m}$)
- Nombre de lisses ($n = 6$)

III.7. 3.Dimensionnement des lisses :

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

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

L'action du vent maximale est :

$W_{max} = -119.08 \text{ daN/m}^2$, (Pressions sur les parois verticales - Direction V1 du vent Pignon)

a. Efforts sollicitant la lisse

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée de $l=5.53\text{m}$, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des charges suivantes :

- Une charge horizontale due à la pression de vent (-119.08daN/m^2).
- Une charge verticale due au poids propre du bardage TN40 (11daN/m).
- Une charge verticale due au poids propre de la lisse (22.4 daN/m).

• Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{max} \times esp = 119.08 \times 1 = 119.08 \text{ daN/m.}$$

• Charge verticale F_y :

$$F_y = (11 \times 1) + 22.4 = 33.4 \text{ daN/m.}$$

b. Calcul des moments à L'ELU :

• Moment sollicitant M_{sd} :

Plan (y-y) :

$$M_{z,sd} = 1.35 F_y \times \frac{L^2 y}{8} = 1.35 \times 33.4 \times \frac{(5.53)^2}{8} = 172.36 \text{ daN.m}$$

Plan (z-z):

$$M_{y,sd} = 1.5 F_z \times \frac{L^2 z}{8} = 1.5 \times 119.08 \times \frac{(5.53)^2}{8} = 682.79 \text{ daN.m}$$

• Module de résistance :

Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} \leq M_{y,CRd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{Y_{m0}} \implies W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times Y_{m0}}{F_y} = \frac{6.83 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 31.97 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z):

$$M_{z,sd} \leq M_{z,CRd} = \frac{W_{plz} \times F_z}{Y_{m0}} \implies W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times Y_{m0}}{F_z} = \frac{1.72 \times 10^3 \times 1.1}{235} = 8.05 \text{ cm}^3$$

c. Condition de flèche à L'ELS :

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times F_y \times l y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \implies I_z \geq \frac{5 \times F_y \times l y^4}{384 \times E \times \delta_{max}} \implies I_z \geq \frac{5 \times 0.334 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2.765}$$

$$\implies I_z \geq 70.04 \text{ cm}^4.$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times Fz \times lz^4}{384 \times E \times Iy}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \implies Iz \geq \frac{5 \times Fz \times lz^4}{384 \times E \times \delta_{max}} \implies Iy \geq \frac{5 \times 1.19 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 2.765}$$

$$\implies Iy \geq 249.56 \text{ cm}^4.$$

d. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE200.

Tableau III.02: Caractéristiques du profilé IPE200

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

III.7. 4. Vérification de contraintes de l'IPE 200 :

$$\left(\frac{My, sd}{MNy, Rd} \right)^\alpha + \left(\frac{Mz, sd}{MNz, Rd} \right)^\beta \leq 1$$

$$\left(\frac{My, sd \times \gamma_{m0} \times (1 - 0.5a)}{Wply \times Fy} \right)^2 + \left(\frac{Mz, sd \times \gamma_{m0} \times (1 - 0.5a)}{Wplz \times Fy} \right)^1 \leq 1$$

Avec :

Pour un profilé laminé en I :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 2 \dots \dots \dots \beta = 5n \geq 1 \\ \beta = 1 \implies n = \frac{N}{Npl} = 0 \end{array} \right.$$

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

$$Aw = A - 2b_f t_f = 28.5 - (2 \times 10 \times 0.85) = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } a = \min \left(\frac{11.5}{28.5} ; 0.5 \right) = \min (0.4 ; 0.5)$$

$$a = 0.4$$

AN:

$$\left(\frac{6.83 \times 10^2 \times 1.1 \times (1 - 0.5 \times 0.4)}{220.6 \times 23.5} \right)^2 + \left(\frac{1.72 \times 10^2 \times 1.1}{44.61 \times 23.5} \right)^1 = 0.194 \leq 1 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.7. 5.Vérification de la flèche d'un IPE200 :

L'ELS :

- Charge horizontale Fz :

$$Fz = W_{max} \times esp = 119.08 \times 1 = 119.08 \text{ daN/m.}$$

- Charge verticale Fy :

$$Fy = (11 \times 1) + 22.4 = 33.4 \text{ daN/m.}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = \frac{5 \times Fy \times ly^4}{384 \times E \times Iz} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 0.334 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 142.4} = 1.36 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta = 1.36 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 2.765 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times Fz \times lz^4}{384 \times E \times Iy} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 1.19 \times (553)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1943} = 0.355 \text{ cm.}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{553}{200} = 2.765 \text{ cm.}$$

Donc : $\delta \leq \delta_{max} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$

- Le profilé **IPE 200** est **vérifié** donc il convient comme **lisse de bardage**.

III.7.6.Calcul des attaches des lisses :

La fixation des lisses sur les poteaux et réalisée par des chutes de cornières soudée sur les semelles des poteaux et boulonnées avec les lisses de bardage.

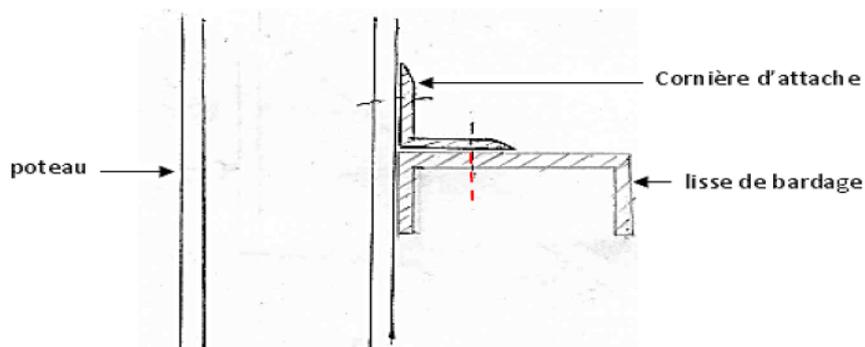


Figure III.16 : Fixation de lisse avec cornière par boulon d'attache.

a. Calcul du boulon d'attache :

Le boulon d'attache soumis à un effort de combiné de cisaillement sous l'effort du vent et de traction sous l'effort de charge permanente.

$$\frac{Fv, sd}{Fv, Rd} + \frac{Ft, sd}{1.4Ft, Rd} \leq 1$$

Avec :

$$Fv, Rd = \frac{0.5 \times Fbu \times As}{\gamma mb} = \frac{0.5 \times 0.8 \times As}{1.25} = 0.32As$$

$$Ft, Rd = \frac{0.9 \times Fbu \times As}{\gamma mb} = \frac{0.9 \times 0.8 \times As}{1.5} = 0.48As$$

$$Fv, sd = 1.5 Fz \frac{1}{2} = 1.5 \times 119.08 \times \frac{5.50}{2} = 491.2 \text{ daN}$$

$$Ft, sd = 1.35 Fy \frac{1}{2} = 1.35 \times 33.4 \times \frac{5.50}{2} = 123.99 \text{ daN}$$

AN:

$$\frac{4.91}{0.32As} + \frac{1.24}{1.4(0.48)As} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \frac{4.91}{0.32As} + \frac{1.24}{0.672As} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad As_{\min} = 17.18 \text{ mm}^2.$$

- On prend un boulon de diamètre $\varnothing 16$ et d'une section résistante $As_{\min} = 157 \text{ mm}^2$.

b. Calcul du cordon de soudure :

- Effort sollicitant le cordon de soudure :

$$M = Ft, sd \times d = 123.99 \times 125 = 15498.75 \text{ daN.mm}$$

$$F = \frac{M}{h} = \frac{15498.75}{100}$$

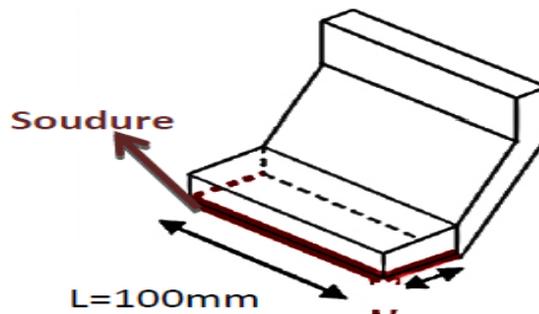


Figure III.17: Fixation de lisse avec poteau par soudure.

- Vérification :

$$\sqrt{3 \times \tau_{\perp}^2} \leq \frac{Fy}{Bw \times \gamma mw}$$

Avec :

$$Fy = 360 \text{ N/mm}^2.$$

$$Bw = 0.8$$

$$\gamma mw = 1.25$$

$$\tau_{\perp} = \frac{F}{h \times a} = \frac{1549.8}{100 \times 6} = 2.58 \text{ N/mm}^2$$

(On prend $a_{\min} = 6 \text{ mm}$ car $t_{\max} \leq 17 \text{ mm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \sqrt{3 \times \tau_{\perp}^2} = \sqrt{3 \times 2.58^2} = 4.47 \text{ N/mm}^2 \\ \frac{Fy}{Bw \times \gamma mw} = \frac{360}{0.8 \times 1.25} = 360 \text{ N/mm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow 4.47 \text{ N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2 \dots \text{CV}$$

- Le cordon de soudure $a_{\min} = 6 \text{ mm}$ est suffisant.

III.8.Calcul des potelets:

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en I ou H prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

III.8.1.Dimensionnement des potelets :

a. Action et sollicitations

- Poids du bardage (11 daN/m²).
- Poids des lisses IPE (22.4 daN/m).
- Poids propre du potelet (à déterminer).
- Action du vent sur le pignon (119.08 daN/m²).

b. Calcul du moment sollicitant de flexion Msd :

$$Msd = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{(119.08 \times 5.8) \times 5.5^2}{8} = 2611.57 \text{ daN.m}$$

c. Condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times Fy \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm.}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \implies I \geq \frac{1000 \times qw \times l^3}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\implies I \geq \frac{1000 \times 119.08 \times 5.8 \times (550)^2}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$I \geq 1425.66 \text{ cm}^4.$$

d. Choix du profilé :

Le profilé qui convient comme potelets est l'IPE370.

Tableau III.03: Caractéristiques du profilé IPE360.

profile	Poids	Sectio n	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl} y cm ³	W _{pl} z cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57.1	72.7	360	170	12. 7	8	298.6	1627 0	1043	1019	191. 1	14.9 5	3.79

III.8.2. Classe du profilé :

a - Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 36 \xi$$

Avec :

$$t_w = 8 \text{ mm.}$$

$$d = 298.6 \text{ mm.}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.32 \\ 36 \xi = 36 \sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 36 \xi \dots \text{cv} \text{ donc l'âme est de classe I.}$$

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \xi$$

Avec :

$$t_f = 12.7 \text{ mm.} \quad C = \frac{170}{2} = 85 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{85}{12.7} = 6.69 \\ 10 \xi = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10 \xi \dots \text{cv} \text{ donc l'âme est de classe I.}$$

- Donc la section globale est de classe I.

III.8.3. Vérification de la flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 6.91 \times (550)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 16270} = 0.241 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} \Rightarrow \delta_{\max} = \frac{550}{200} = 2.75 \text{ cm.}$$

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$ condition vérifier

Donc la condition de flèche est vérifiée.

III.8.4. Vérification des contraintes :

Les potelets soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

Avec :

M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 26.12 \text{ KN.m}$)

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0.5\alpha)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{m0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0.5\alpha)} \right]$$

• Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :

$$N_{sd} = (0.11 \times 5.8 \times 6) + (0.224 \times 5.8 \times 5) + (57.1 \times 10^{-2} \times 5.5) = 13.46 \text{ KN}$$

Avec :

- Poids du bardage (11 daN/m²).
- Poids des lisses IPE200 (22.4 daN/m).
- Poids propre du potelet (57.1 daN/m).
- Espacement entre le potelet et le poteau (5.8 m).
- Longueur du bardage (6 m).
- Longueur du potelet (5.50 m).
- Nombres des lisses (6).

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{A \times F_y} = \frac{13.46 \times 101}{72.7 \times 23.5} = 0.0086$$

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

$$A_w = A - 2b_f t_f = 72.7 - 2(17 \times 1.27) = 29.52 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } a = \min \left(\frac{29.52}{72.7} ; 0.5 \right) = \min (0.41 ; 0.5) = 0.41$$

$$M_{N,Rd} = 1019 \times \frac{235 \times 10^7}{1.1} \left[\frac{(1 - 0.0086)}{(1 - 0.5 \times 0.41)} \right] = 215.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 26.12 \text{ KN.m} \leq M_{N,Rd} = 215.34 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

III.8.5. Résistance du potelet au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement.

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe I.

$\gamma_{m1} = 1,1$.

χ : Coefficient de réduction dépend de λ .

λ : Elancement réduit.

$$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \epsilon}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2 \\ t_f = 12.7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow (y-y) \text{ et } (z-z) \\ \text{courbe de flambement } \{a \text{ et } b\} \end{array} \right.$$

- Plan (y-y) :

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{550}{14.95} = 36.79 \quad \Rightarrow \quad \lambda_y = \frac{\lambda_y}{93.9\xi} = \frac{36.79}{93.9} = 0.39$$

- Plan (z-z) :

(z-z) \Rightarrow Courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{550}{3.79} = 145.12 \quad \Rightarrow \quad \lambda_z = \frac{\lambda_z}{93.9\xi} = \frac{145.12}{93.9} = 1.5$$

$$\lambda = \max(\lambda_y ; \lambda_z) = \max(0.39 ; 1.5) = 1.5 \quad \Rightarrow \quad \chi = 0.3422$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.3422 \times 1 \times 7270 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 531.48 \text{ KN}$$

Nsd = 13.46 KN \leq N_{b,Rd} = 531.48 KN.....condition vérifier.

III.8.6.Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \xi$$

Avec :

t_w = 8mm.

d = 298.6mm.

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.3 \\ 69 \xi = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \quad \Rightarrow \quad \frac{d}{t_w} \leq 69 \xi \dots\dots cv \end{array} \right.$$

- Donc il n y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

III.8.7.Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec : A_w = t_w × d = 298.6 × 8 = 2388.8 mm²

A_{fc} = b_f × t_f = 170 × 12.7 = 2159mm² (aire de la semelle comprimée).

f_y = 235 N/mm² (limite d'élasticité de la semelle comprimée).

E = 2.1 × 10⁵ N / mm² (module d'élasticité).

K = Coefficient pris égal à 0.3 (semelle de classe I).

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{F_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0.3 \times \frac{2.1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{2388.8}{2159}} = 281.99 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.32 \end{array} \right.$$

Alors :

$$\frac{d}{tw} \leq K \times \frac{E}{F_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

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

III.8.8. Résistance du potelet au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$B_w = 1$ (section de classe I).

χ_{lt} = Est le facteur de réduction pour le déversement.

$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

Avec :

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (E = 21 \times 10^5 \text{ N/mm}^2, \nu = 0.3) \implies G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 37.32 \text{ cm}^4$).

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 313.6 \times 10^3 \text{ cm}^6$).

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 1043 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 1.132 \cdot \frac{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \times 1043}{(550)^2} \sqrt{\frac{313.6 \times 10^3}{1043} + \frac{(550)^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 37.32}{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \times 1043}}$$

$$M_{cr} = 21730596.876 \text{ N.cm} = 2.17 \times 10^7 \text{ N.cm.}$$

$$\text{On calcul : } \lambda_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 1043 \times 235 \times 10^2}{21730596.876}}$$

$$\lambda_{lt} = 1.05$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec:

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

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

$$\phi lt = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.05 - 0.2) + 1.05^2] = 1.14$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi lt + \sqrt{\phi lt^2 - \lambda lt^2})} = \frac{1}{(1.14 + \sqrt{1.14^2 - 1.05^2})}$$

$$\chi_{lt} = 0.63 \leq 1$$

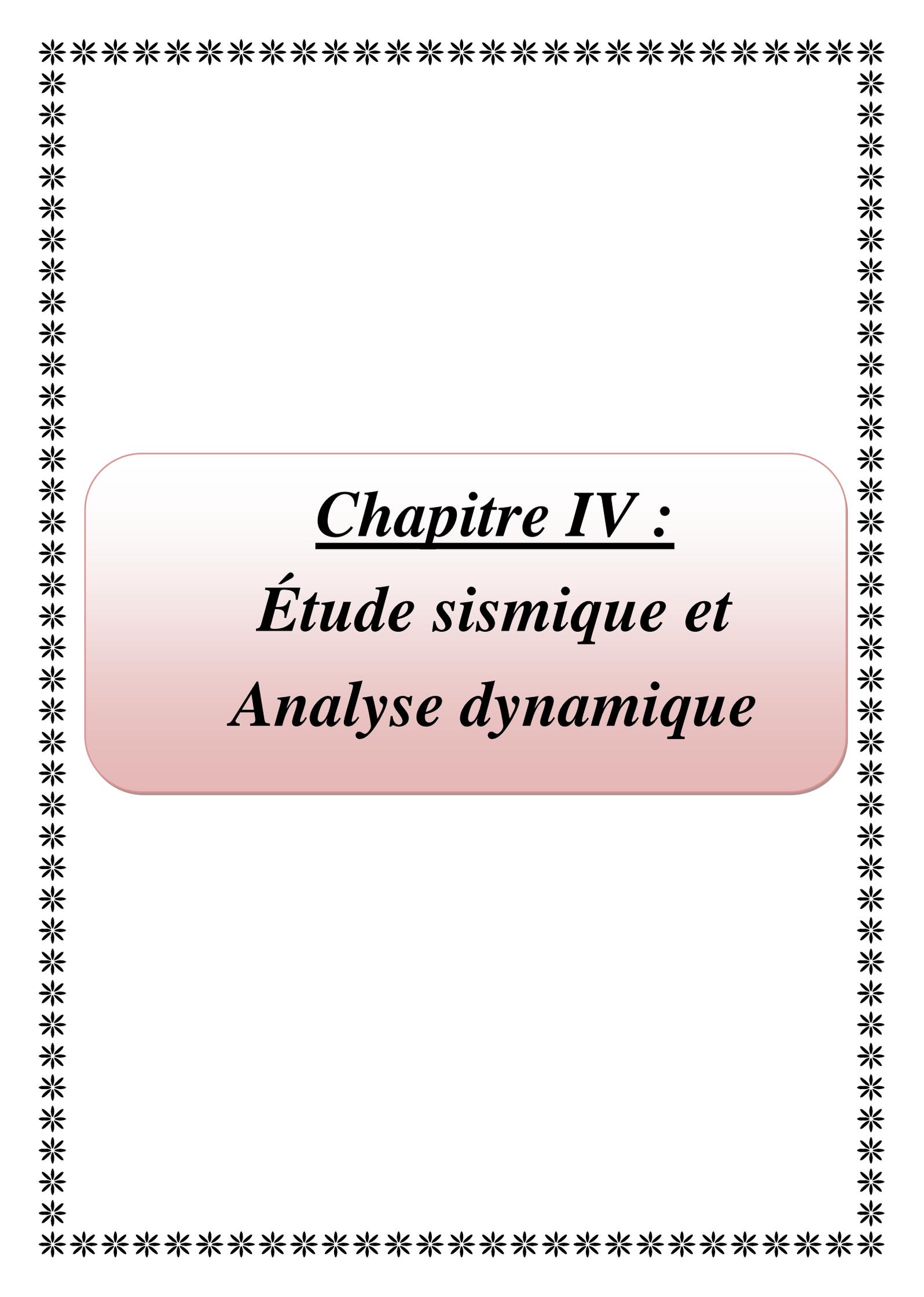
$$M_{b,Rd} = \frac{0.63 \times 1 \times 1019 \times 235 \times 10^{-7}}{1.1}$$

$$M_{b,Rd} = 137.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 26.11 \text{ kN.m} \leq M_{b,Rd} = 137.44 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

III.9. Conclusion :

Donc la résistance des éléments secondaires aux effets combinés sont vérifié.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page, forming a rectangular frame with rounded corners.

Chapitre IV :
Étude sismique et
Analyse dynamique

IV.1.Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes.

Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

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

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

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.Principe de la méthode:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3.Déterminations des paramètres du spectre de réponse de calcul:

Selon le RPA99 V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

IV.3.1.Coefficient d'accélération A :

Zone sismique : IIa

Classification des ouvrages :2 ⇒ A = 0.15

Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003, (Annexe C).

IV.3.2.Coefficient de comportement global de la structure R :

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99V2003, (Annexe C) en fonction du système contreventé, ans notre Structure

On a un système d'ossature contreventée par palées triangulées en X ⇒ R = 4.

IV.3.3. Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier dense $\Rightarrow \xi = 5\%$ (voir tableau 4.3 du RPA 99 V2003, (Annexe C)).

IV.3.4. Facteur de correction d'amortissement η :

La valeur de « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \quad \Rightarrow \quad \eta = 1$$

IV.3.5. Périodes T1 et T2 du site :

Site meuble S3 :
$$\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.50s \end{cases}$$

- Voir tableau 4.7 du RPA 99 V2003, (Annexe C).

IV.3.6. Facteur de qualité Q :

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivant :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec :

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q ».

- Les critères de qualité « q » :

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité Pq :

Tableau 01: Valeurs des pénalités Pq

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan	0	
Régularité en plan		0.05
Régularité en élévation		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10
$\sum Pq = 0.20$		

Donc :

Le Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_1^6 Pq \Rightarrow Q = 1.20.$

IV.3.7.Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{sa}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 < T < 0.3 \\ 2.5 \eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0.3 \end{cases}$$

IV.4.Analyse dynamique de la structure:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuse possibilité d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Étapes de la modélisation de la structure :

- Opter pour un système d'unités (daN et m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.

Tableau 02: Eléments constituant la structure.

Eléments de la structure	Profilés
Poteau	HEA400
Poutre sablière	IPE200
Membrure Supérieure	2UPN 120
Membrure Inferieure	2UPN 100
Diagonale	70×70×7
Contreventement	CAE 80×80×8
Stabilités	CAE 70×70×7
Panne	IPE160
Potelet	IPE360
Lisse de bardage	IPE200

Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

- Définition des charges à appliquées.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons de charges.
- Définition des conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.

La structure a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure :

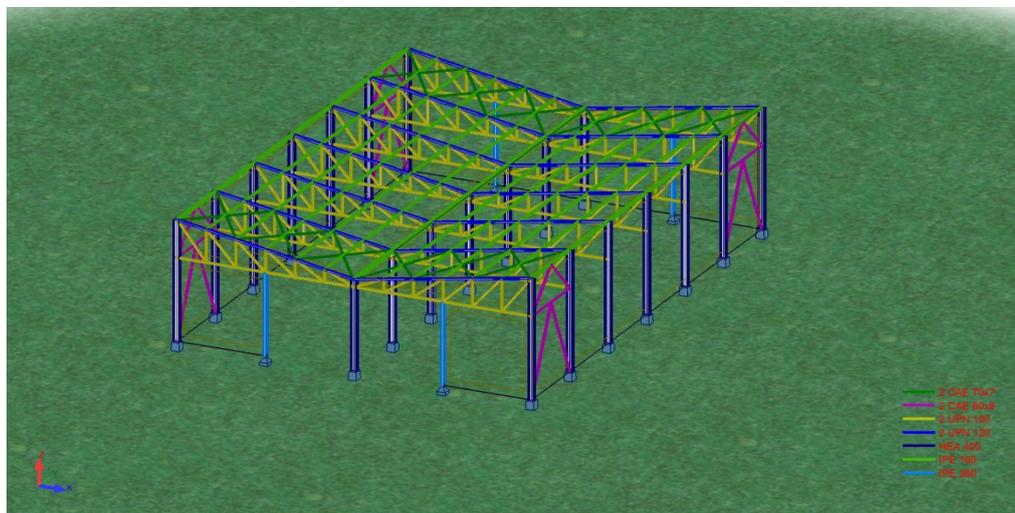


Figure IV.1: Modèle de la structure en 3D.

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Période (sec)
1	0.30s
2	0.24s
3	0.19s

Tableau 03: Période propre de la structure.

IV.5. Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone **IIa** (Skikda)
- Groupe d'usage **2**
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Coefficient de comportement (**R = 4**)
- Facteur de qualité (**Q = 1,20**)
- Site meuble (**S3**)
- Matériau constitutif : **portique Acier (Dense)**

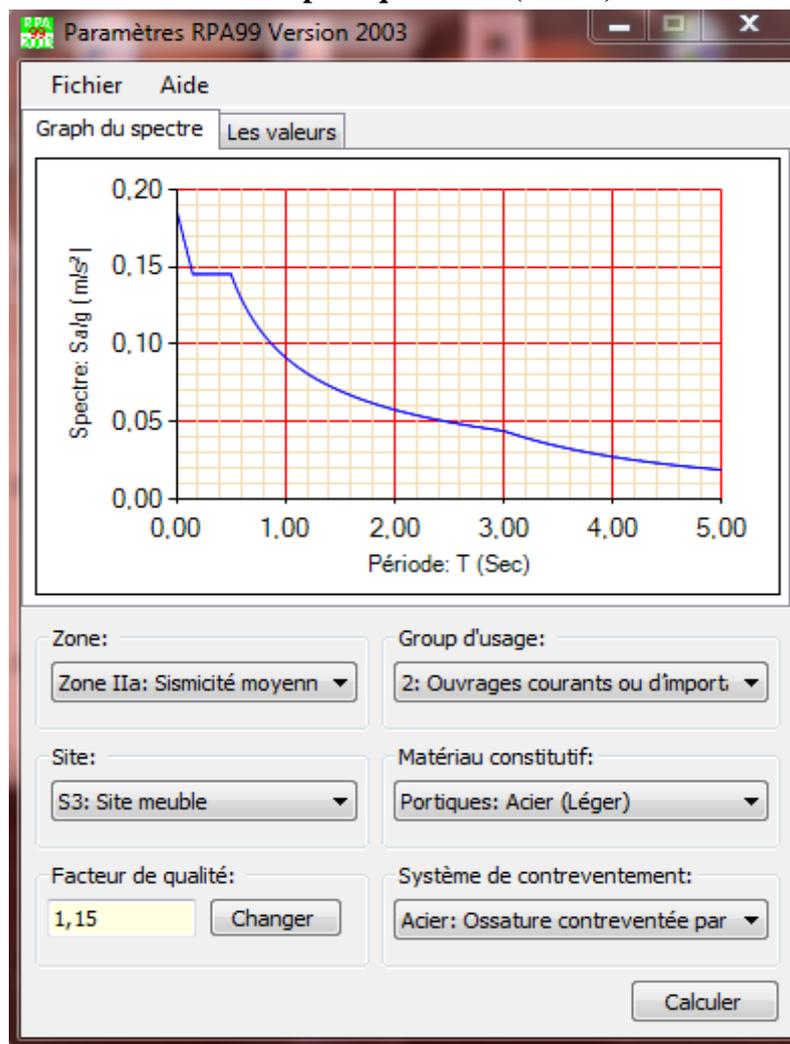


Figure 02: Spectre de réponse.

IV.6.Vérification De La Structure:

IV.6.1.Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T, calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : $T = 0.30$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

Avec :

C_t : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés $C_t = 0,05$.

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : $h_n = 8$ m.

D'où :

$$T = 0,05 \times 8^{3/4}$$

$$T = 0.238s$$

$$T+30\%T = 0.312s$$

Donc :

$$0.30s < T+30\%T=0.312s \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.2.Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0.8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 40287.33$ daN
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 40287.33$ daN

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $0 \leq T = 0.24s \leq T2 = 0.5 s$

$$D = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.68} \right)^{2/3} = 2.04s \quad \Rightarrow \quad D = 2.04$$

Q : Facteu de qualité **Q = 1.20**

R : Coefficient de comportement global de la structure **R = 4**

W: Poids total de la structure (calculée par ROBOT) **W= 48599.139 daN**

$$\text{Alors : } V = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.20}{4} \times 48599.139 \quad \Rightarrow \quad V = 4461.4 \text{ daN}$$

Tableau 04: Résultante des forces sismiques à la base.

	Vt(daN)	V (daN)	80% V (daN)	Vt > 80% V
Vx	40287.33	4461.4	3569.12	Vérifiée
Vy	40287.33	4461.4	3569.12	Vérifiée

IV.6.3.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

R: Coefficient de comportement.

δ: Déplacement dû aux forces sismiques.

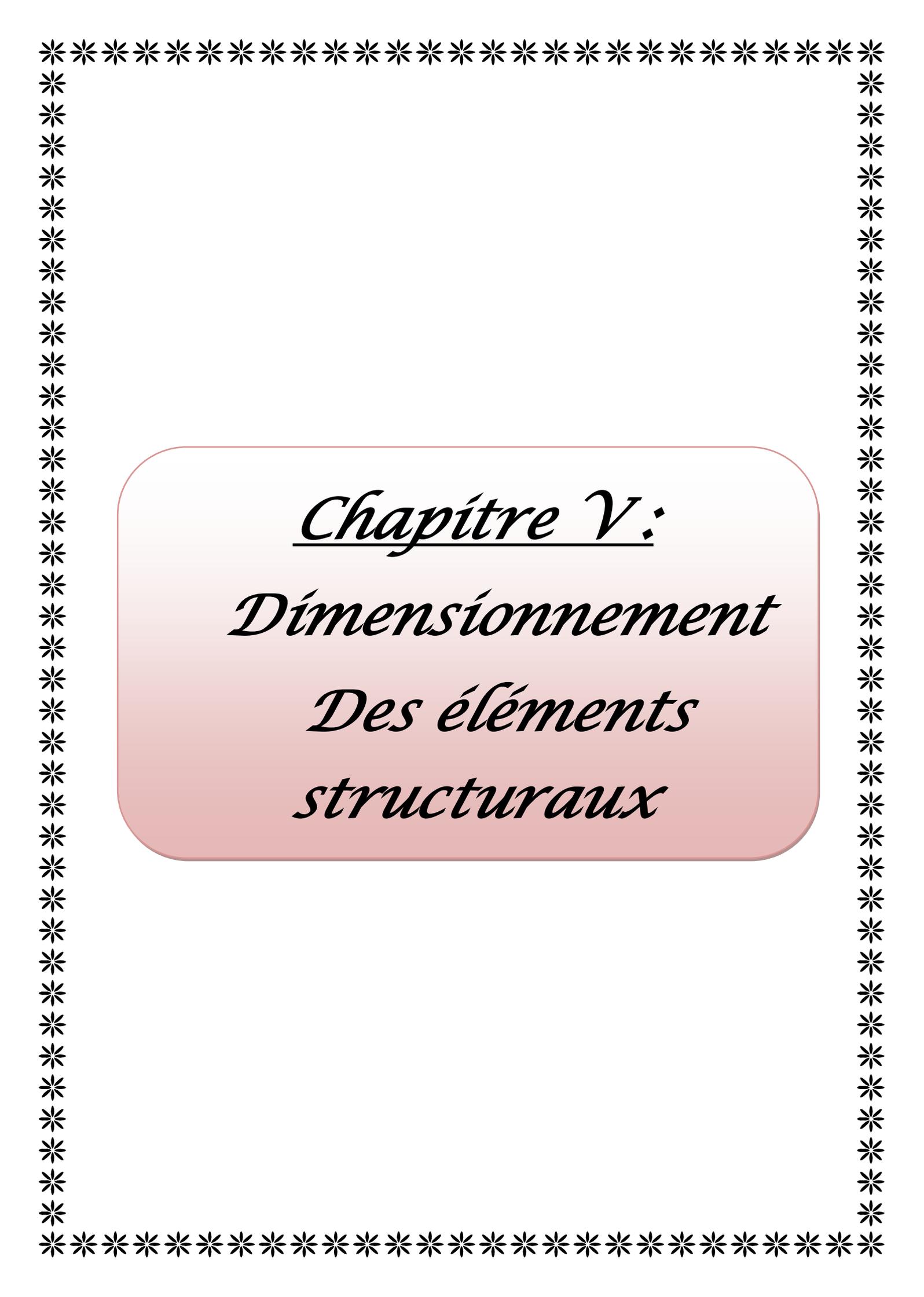
Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau 05: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).

Etage	δek (cm)	R	δk (cm)	1%hk (cm)	Condition
Toiture	1.34	4	5.36	8	Vérifier

Tableau 06: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

Etage	δek (cm)	R	δk (cm)	1%hk (cm)	Condition
Toiture	0.7	4	2.8	8	Vérifier



Chapitre V :
Dimensionnement
Des éléments
structuraux

V.1.Introduction:

Le calcul d’une structure exige que sous toutes les combinaisons d’action possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu’individuellement au niveau de chaque élément.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

V.2.Justification des poteaux:

Les poteaux sont généralement soumis a des charges verticales qu’ils transmettent jusqu’ aux fondations.

Pour assurer une meilleure stabilité de l’ouvrage, il faut que les poteaux soient pré dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges d’exploitation.
- Sollicitations horizontales concernant les séismes, et du vent.

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA400 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

V.2.1.Efforts sollicitants :

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

- **Msd = 2799.46 daN.m**
- **Nsd = 10794.32daN**

V.2.2.Caractéristiques du profilé du poteau :

Tableau V.01:Caractéristiques du profilé HEA400.

profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA400	125	159	390	300	19	11	298	45070	8564	2562	872.9	16.84	7.34

V.2.3. Classe de la section transversale du poteau :

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 38 \xi$$

Avec :

$$t_w = 11 \text{ mm.} \quad d = 298 \text{ mm.}$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.09 \\ 38 \xi = 38 \sqrt{\frac{235}{235}} = 38 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 38 \xi \dots \text{cv} \quad \text{donc l'âme est de classe II.}$$

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 11 \xi$$

Avec :

$$t_f = 19 \text{ mm.} \quad C = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7.89 \\ 11 \xi = 11 \sqrt{\frac{235}{235}} = 11 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 11 \xi \dots \text{cv} \quad \text{donc l'âme est de classe II.}$$

✓ **Donc la section du profilé globale est de classe II.**

V.2.4. Condition de résistance :

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

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

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 547.34 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{159 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 3396.82 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{M_{sd}}{547.34} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{3396.82} \right)^2 = \left(\frac{27.99}{547.34} \right)^1 + \left(\frac{107.94}{3396.82} \right)^2 = 0.052 \leq 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.5. Résistance aux instabilités ($M_{sd}+N_{sd}$) :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K Y \times M_{sd}}{W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

- Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 19\text{mm} \leq 40\text{mm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement (y-y) et (z-z)} \\ \text{courbe de flambement \{a et b\}} \end{array} \right.$$

Axe (y-y): courbe a $\implies \alpha_y = 0.21$

λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \square \frac{L f_y}{i_y} = \frac{0.5 \times 1000}{168.4} = 2.96$$

$\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta A} = \frac{2.96}{93.9 \xi}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9 \xi} = \frac{2.96}{93.9} = 0.03$$

χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ a courbe de flambement a

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

$$\Phi = [0.5 (1 + \alpha (\lambda - 0.2)) + \lambda^2] \implies \Phi = [0.5 (1 + 0.21 (0.03 - 0.2)) + (0.03)^2] = 0.48$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.03^2})} \implies \chi_y = 1.04$$

- Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 19\text{mm} \leq 40\text{mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : Courbe b $\implies b = 0.34$

λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L f_y}{i_y} = \frac{0.7 \times 8000}{73.4} = 76.29$$

$\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\xi}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda z}{93.9\xi} = \frac{76.29}{93.9} = 0.81$$

χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}_y$ la courbe de flambement b

$$\chi_z = \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2})}$$

$$\Phi = [0.5 (1 + \alpha (\lambda - 0.2) + \lambda^2)] \implies \Phi = [0.5 (1 + 0.34 (0.81 - 0.2) + (0.81)^2)] = 0.93$$

$$\chi_z = \frac{1}{(0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.81^2})} \implies \chi_z = 0.72$$

$$\chi_{\text{Min}} = \min (1.04 ; 0.72) = 0.72$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec : } K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta M_y - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] \quad \text{Mais : } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_y = 0.03 \times (2 \times 1.8 - 4) + \left[\frac{2562000 - 2311000}{2311000} \right] = 0.09$$

$$K_y = 1 - \frac{0.09 \times 107.94}{1.04 \times 159 \times 235 \times 10^{-1}} \quad K_y = 0.997$$

Donc :

$$\frac{107.94}{0.92 \times \frac{159 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}} + \frac{0.997 \times 27.99}{2562 \times 10^{-3} \times \frac{235}{1.1}} \leq 1$$

0.095 ≤ 1.....condition vérifier.

V.3. Justification des stabilités:

On choisit un double profilé en 2 CAE 70×70×7 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.2: Caractéristiques du profilé CAE 70×7.

profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
CAE 70×7	7.38	9.40	70	7	1.97	42.30	2.12

V.3.1. Les éléments comprimés :

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : $N_{c,sd} = 2468.47$ daN (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta A \times A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta = 1$ (La section est de classe I)

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

• Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{683}{2,12} = 322,17 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{322,17}{93,9} = 0,43$$

• Axe (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{683}{2,12} = 322,17 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{322,17}{93,9} = 0,43$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = \max(0,43 ; 0,43) = 0,43$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\Phi_{lt} + \sqrt{\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec :

$$\Phi_{lt} = [0,5 (1 + \alpha_{lt} (\lambda_{lt} - 0,2)) + \lambda_{lt}^2]$$

$\alpha = 0,49$ (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0,074$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{0,074 \times 1 \times 940 \times 2 \times 235}{1,1} = 29815,60 \text{ daN}$$

$$N_{c,sd} = 2468,47 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 29815,60 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

b. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 235 \times 2}{1,1} = 40163,6 \text{ daN} \geq N_{c,sd} = 2468,47 \text{ daN}$$

V.3.2. Les éléments tendus :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 2468,47 \text{ daN}$ (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 626 \text{mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{626 \times 360}{1.25} = 16225.92 \text{ daN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{626 \times 235}{1.1} = 13373.6 \text{ daN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 235 \times 2}{1.1} = 40163.6 \text{ daN}$$

d. Vérification :

$$\min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = \min(40163.6 ; 16225.92 ; 13373.6) =$$

$$\min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = 13373.6 \text{ daN} \geq N_{t,sd} = 2468.47 \text{ daN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- La palée de stabilité en 2 CAE 70×7 résiste aux phénomènes d’instabilité.

V.4. Justification des contreventements:

On choisit une cornière en 2 CAE 80×8 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.3: Caractéristiques du profilé CAE 80×8.

profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
CAE 80×8	9.63	12.3	80	8	22.6	72.25	2.43

V.4.1. Les éléments comprimés :

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : $N_{c,sd} = 3876.59 \text{ daN}$ (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times F_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta = 1$ (La section est de classe I)

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\varepsilon}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

• Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{615}{2.34} = 253.08 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\xi} = \frac{253.08}{93.9} = 2.7$$

• Axe (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{615}{2.43} = 253.08 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\xi} = \frac{253.08}{93.9} = 2.7$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = \max(2.7 ; 2.7) = 2.7$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec :

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

$\alpha = 0.49$ (facteur d'imperfection Pour les profils laminés).

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0.1153$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{0.1153 \times 1 \times 1.23 \times 2 \times 235}{1.1} = 6059.53 \text{ daN}$$

$$N_{c,sd} = 3876.59 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 6059.53 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

b. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1230 \times 235 \times 2}{1.1} = 52554.5 \text{ daN} \geq N_{c,sd} = 3876.59 \text{ daN} \dots \text{condition vérifier.}$$

V.4.2. Les éléments tendus :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

a. Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 916 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{916 \times 360}{1.25} = 23742.7 \text{ daN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{916 \times 235}{1.1} = 19569.09 \text{ daN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1230 \times 235 \times 2}{1.1} = 52554.5 \text{ daN}$$

d. Vérification :

$$\min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = \min(52554.5 \text{ daN}; 23742.7 \text{ daN}; 19569.09 \text{ daN})$$

$$\min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = 19569.09 \text{ daN} \geq N_{t,sd} = 3876.59 \text{ daN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La palée de stabilité en 2 CAE 80×8 résiste aux phénomènes d'instabilité.

V.5. Justification Des Poutres Sablières:

V.5.1. Caractéristiques du profilé de la poutre sablière :

Tableau V.4: Caractéristiques du profilé IPE 200.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

V.5.2. Efforts Sollicitants :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel de calcul sont :

N_{sd} = 967 daN

V_{sd} = 518 daN

M_{sd} = 232 daN.m

V.5.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière :

A/ Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi$$

Avec :

t_w = 5.6 mm.

d = 159 mm.

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \\ 72 \xi = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right.$$

⇒ $\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi$ cv donc l'âme est de classe I.

B/ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\xi$$

Avec :

$t_f = 8.5 \text{ mm.}$

$C = 50 \text{ mm.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{50}{8.5} = 5.88 \\ 10 \xi = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right.$$

⇒ $\frac{c}{t_f} \leq 10 \xi$ cv donc l'âme est de classe I.

V.5.4.Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Avec : $\delta = 0.5 \text{ cm}$ (calculé par logiciel de calcul Robot)

$\delta_{max} = l/200 = 550/200 = 2.75 \text{ cm}$

$\delta = 0.5 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 2.75 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquence la section ne sera réduite.

V.5.5.Résistance de la poutre au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$B_w = 1$ (section de classe I).

χ_{lt} = Est le facteur de réduction pour le déversement.

$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}}$$

Avec :

$K = 0.5$ donc $C_1 = 0.712$ (encastrement parfait)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (E = 21 \times 10^5 \text{ N/mm}^2, \nu = 0.3) \implies G = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 6.98 \text{ cm}^4$).

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 12.99 \times 10^3 \text{ cm}^6$).

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 142.4 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 0.712 \cdot \frac{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \times 142.4}{(550)^2} \sqrt{\frac{12.99 \times 10^3}{142.4} + \frac{(550)^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 6.98}{(3.14)^2 \times 21 \times 10^6 \times 142.4}}$$

$$M_{cr} = 1796113.3 \text{ N.cm} = 1.79 \times 10^6 \text{ N.cm}$$

$$\text{On calcul: } \lambda_{lt} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{pl,y} \times F_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 220.6 \times 235 \times 10^2}{1796113.3}}$$

$$\lambda_{lt} = 1.69$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} \leq 1$$

Avec:

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

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

$$\phi_{lt} = 0.5 \times [1 + 0.21 (1.69 - 0.2) + 1.69^2] = 2.08$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2})} = \frac{1}{(2.08 + \sqrt{2.08^2 - 1.69^2})}$$

$$\chi_{lt} = 0.3 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.3 \times 1 \times 220.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$M_{b,Rd} = 1413.84 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 232 \text{ daN.m} \leq M_{b,Rd} = 1413.84 \text{ daN.m}$condition vérifier.

V.6. Justification des fermes:

V.6.1. Introduction :

Les fermes sont composées des membrures, des diagonales et des montants, ce sont généralement en cornières, profils laminés ou des tubes.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur les poteaux, soit sur les murs, et parfois sur des sablières. On considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture, dites de toiture.

V.6.2. Justification des Montants :

$N_{c,Sd} = 2348.02 \text{ daN}$

$N_{t,Sd} = 2348.02 \text{ daN}$

On choisit un profilé à chaud en 2 UPN 100 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.5: Caractéristiques du profilé UPN 100.

profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _z = cm ⁴	i _y = i _z cm
UPN100	10.6	13.5	100	50	8.5	6	206	3.9

➤ Les éléments comprimés :

-Classe de section :

Paroi comprimée : b = 50mm, c = b/2 = 25 mm, tf= 8.5 mm

$\frac{c}{tf} = \frac{50}{8.5} = 5.88 < 10 \epsilon$ donc la semelle est de classe I

- Vérification au flambement :

Selon le CCM 97 la condition de résistance :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Resistance au flambement.

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe I.

$\gamma_{m1} = 1,1$.

χ : Coefficient de réduction dépend de λ .

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9\epsilon}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{bf} = \frac{100}{50} = 2 > 1.2 \\ tf = 8.5 \text{ mm} < 40\text{mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow (y-y) \text{ et } (z-z) \\ \text{courbe de flambement } \{c \text{ et } c\} \end{cases}$$

- Plan (y-y) :

Axe (y-y) \Rightarrow courbe (c) $\Rightarrow \alpha = 0.49$

$$\lambda_y = \frac{Ly}{iy} = \frac{217}{3.9} = 55.64 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\xi} = \frac{55.64}{93.9} = 0.6$$

- Plan (z-z) :

(z-z) ⇒ Courbe (b) ⇒ α = 0.49

$$\lambda_{z} = \frac{Lz}{iz} = \frac{217}{3.9} = 55.64 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_{z} = \frac{\lambda_{z}}{93.9\xi} = \frac{55.64}{93.9} = 0.6$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_{y}; \bar{\lambda}_{z}) = \max(0.6; 0.6) = 1.8$$

χ: Est déterminé en fonction de λ̄ et la courbe de flambement c : χ = 0.7854

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta \times A \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.7854 \times 1 \times 1350 \times 235 \times 2}{1.1} = 45303.3 \text{ daN}$$

N_{c,sd} = 2348.02 daN ≤ N_{c,Rd} = 45303.3 daN.....condition vérifier.

V.6.3. Justification des Diagonales :

Tableau V.6: Caractéristiques du profilé UPN100.

profile	Poids	Section	Dimensions				Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
UPN100	10.6	13.5	100	50	8.5	6	206	3.9

➤ **Les éléments tendus :**

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

N_{t,Sd} = 2814.13 daN

• **Résistance plastique de calcul de section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1350 \times 235 \times 2}{1.1} = 57618.8 \text{ daN}$$

• **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations.**

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec : A_{net} = 1036 mm²

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 1036 \times 360}{1.25} = 26853.12 \text{ daN}$$

• **Résistance plastique de calcul de section nette :**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1036 \times 235}{1.1} = 22132.72 \text{ daN}$$

• **Vérification :**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} \leq \min (57618.8 \text{ daN}; 22132.72 \text{ daN}; 26853.12 \text{ daN})$$

N_{t,Sd} = 2814.13 daN ≤ 22132.72 daN..... Condition vérifié

V.6.4. Justification de la membrure supérieure :

$N_{c,sd} = 2577.69 \text{ daN}$

On choisit un profilé à chaud en 2 UPN120 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.7: Caractéristiques du profilé UPN120.

profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
UPN120	13.3	17	120	55	9	7	364	4.6

➤ Les éléments comprimés :

- Classe de section :

Paroi comprimée : c = 55 mm t=9 mm

c/t=55/9= 6.11 < 10 ε donc la semelle est de classe I

- Vérification au flambement :

Selon le CCM 97 la condition de résistance :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

N_{c,Rd} : Resistance au flambement.

β_A = 1 pour les sections de classe I.

γ_{m1} = 1,1.

χ : Coefficient de réduction dépend de λ̄.

λ̄ : Elancement réduit.

$$\lambda \bar{=} \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93.9 \epsilon}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{120}{55} = 2.18 > 1.2 \\ t_f = 9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow (y-y) \text{ et } (z-z) \\ \text{courbe de flambement} \{c \text{ et } c\} \end{array} \right.$$

- Plan (y-y) :

Axe (y-y) ⇒ courbe (C) ⇒ α = 0.49

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1217}{4.6} = 264.56 \Rightarrow \lambda \bar{y} = \frac{\lambda_y}{93.9 \xi} = \frac{264.56}{93.9} = 2.8$$

- Plan (z-z) :

(z-z) ⇒ Courbe (b) ⇒ α = 0,34

$$\lambda_z = \frac{Lz}{i_z} = \frac{1217}{4.6} = 264.56 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\xi} = \frac{264.56}{93.9} = 2.8$$

$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z) = \max(2.8; 2.8) = 2.8$$

$$\chi = 0.1079$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times F_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.1079 \times 1 \times 1700 \times 235 \times 2}{1.1} = 7837.46 \text{ dN}$$

N_{c,sd} = 277.69 daN ≤ N_{c,Rd} = 7837.46 daNcondition vérifier.

V.6.5. Justification de la membrure inferieure :

On choisit un profilé à chaud en 2 UPN 100 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.8: Caractéristiques du profilé UPN100.

profile	Poids	Section	Dimensions				Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
UPN100	10.6	13.5	100	50	8.5	6	206	3.9

➤ **Les éléments tendus :**

Selon le CCM97 la condition de résistance :

Selon le CCM97 la condition de résistance :

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

N_{t,Sd} = 14981.58 daN

• **Résistance plastique de calcul de section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1350 \times 235 \times 2}{1.1} = 57691.8 \text{ daN}$$

• **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations.**

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec : A_{net} = 1036 mm²

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 1036 \times 360}{1.25} = 26853.12 \text{ daN}$$

• **Résistance plastique de calcul de section nette :**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1036 \times 235}{1.1} = 22132.72 \text{ daN}$$

• **Vérification :**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{t,Sd} \leq \min(57618.8 \text{ daN}; 22132.72 \text{ daN}; 26853.12 \text{ daN})$$

N_{t,Sd} = 2814..13 daN ≤ 22132.72 daN..... Condition vérifié

V.7. Justification des pannes:

Nous avons introduire le profile IPE 160 calculé manuellement dans le chapitre III, et le logiciel ROBOT il vérifie.

V.8. Conclusion :

Donc la résistance des éléments structuraux aux effets combinés sont vérifié



Chapitre VI :
Étude des
Assemblages

VI.1. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement.

VI.2. Assemblage poteau :

Cette opération consiste à fixer une platine par soudure avec la poutre et ce asse mblage est fixer par boulonnage sur la semelle du poteau.

VI.2.1. Efforts sollicitants :

- $V_{sd} = 518 \text{ daN}$
- $N_{sd} = 4869 \text{ daN}$
- $M_{sd} = 5000 \text{ daN}$

- Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

$$18\text{mm} \leq t_{\max} \leq 25\text{mm}$$

$$a_{\min} = 5\text{mm}$$

$$a_{\max} = 0.7t = 14\text{mm}$$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 7\text{mm}$

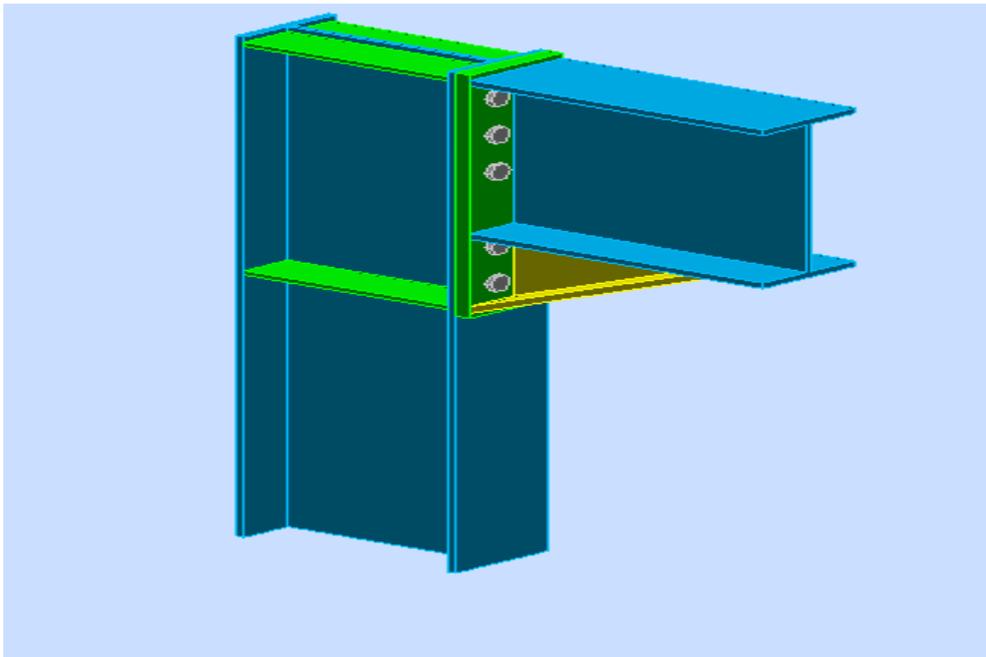


Figure VI.1: Assemblage poteau-poutre sablière.

VI.2.2. Soudure de la platine :**a. Soudure de la semelle tendue :**

$$N_d \leq \min (R_w ; R_s)$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{5000}{0.14} + 4868 = 40583.2 \text{ daN}$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times l \times a \sqrt{2}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7 \times 235 \times 300 \times 7 \sqrt{2}}{1.1} = 44412.7 \text{ daN}$$

$$R_w = \frac{0.5 \times f_{UE} \times l \times a}{\gamma_{M1}} = \frac{0.5 \times 518 \times 300 \times 7 \times 10^{-3}}{1.1} = 49445.45 \text{ daN}$$

$$N_d = 40583.2 \text{ daN} \leq \min (44412.7 \text{ daN} ; 49445.45 \text{ daN})$$

$$N_d = 40583.2 \text{ daN} \leq 49445.45 \text{ daN} \quad \text{.....condition vérifié.}$$

b. Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0.7 \times f_y \times l \times a \sqrt{2}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.7 \times 235 \times 550 \times 7 \sqrt{2}}{1.1} = 81423.3 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 518 \text{ daN} \leq R_s = 81423.3 \text{ daN} \quad \text{.....condition vérifier.}$$

VI.2.3. Calcul des boulons :**a. Disposition constructives**

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 2 boulons HR 8.8 $\Phi 16$ mm.

b. Pince longitudinale e1 :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

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

$$1.2 \times 18 \leq e_1 \leq 12 \times 11$$

$$21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 132 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$

c. Pince transversale e2 :

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$1.5 \times 18 \leq e_2 \leq 12 \times 11$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 132 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 53 \text{ mm}$

d. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0.8 \times f_{ub} \times A_s = 0.8 \times 800 \times 2 \times 157 \times 10^{-3} = 20096 \text{ daN}$$

$$M_R = 2T_R (0.12 + 0.06) = 2 \times 20096 (0.12 + 0.06) = 7234.56 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 5000 \text{ daN.m} \leq M_R = 7234.56 \text{ daN.m} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq \frac{V_r}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$V_R = 0.4 \times f_{ub} \times A_s = 0.4 \times 800 \times 157 \times 10^{-3} = 5024 \text{ daN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{518}{6} = 86.33 \text{ daN}$$

$$V_d = 86.33 \text{ daN} \leq \frac{V_r}{\gamma_{M1}} = \frac{5024}{1.1} = 4567.27 \text{ daN} \dots \text{condition vérifier.}$$

f. Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R / \gamma_{M1}$$

Avec :

$$L_R = 2.4 \times f_u \times d \times t = 2.4 \times 360 \times 18 \times 11 \times 10^{-3} = 17107.2 \text{ daN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{518}{6} = 86.33 \text{ daN}$$

$$V_d = 86.33 \text{ daN} \leq L_R / \gamma_{M1} = 15552 \text{ daN} \dots \text{condition vérifier.}$$

VI.3. Assemblage des éléments de la ferme:

Le principe de l'assemblage est de fixé les éléments de la ferme avec un gousset.

a. Effort sollicitant

L'effort maximal à prendre en compte pour calculer un assemblage est :

$$N_{sd} = 5341.02 \text{ daN}$$

b. Cordon de soudure :

Epaisseur du gousset : **ep = 10 mm**

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

$$t_{\max} = t_{\text{gousset}} = 12 \text{ mm} \quad \text{donc : } a_{\min} = 3 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 10 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0.7 \times t_{\min} = 7 \text{ mm}$$

On prend un cordon de soudure : **a = 7 mm**

➤ **Longueur de la soudure :**

Il s'agit des cordons latéraux, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\sum l \geq \frac{\beta_w \times \gamma_{MW} \times N \sqrt{3}}{a \times f_u}$$

Avec:

β_w : Facteur de correction $\beta_w = 0.8$

γ_{MW} : Coefficient de sécurité des pièces assemblées = 360 MPa

f_u : Limite ultime de l'acier $f_u = 360 \text{ MPa}$

a: Épaisseur de la soudure

$$\sum l \geq \frac{0.8 \times 1.25 \times 53.41 \times 103 \times \sqrt{3}}{7 \times 360}$$

Donc :

$$L = 44 \text{ mm}$$

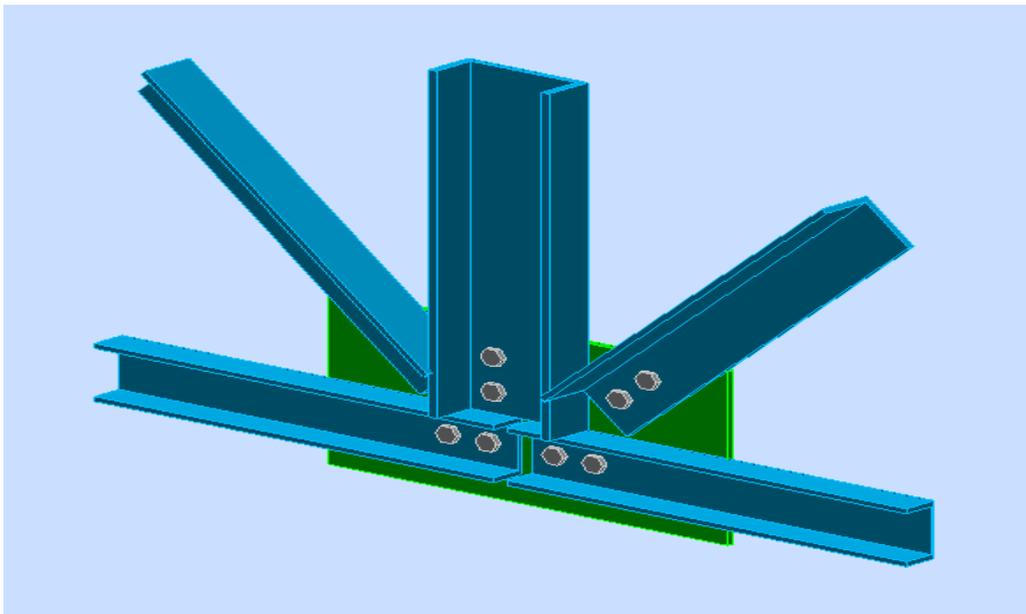


Figure IV.2: Assemblage des éléments de la ferme (membrure inférieure).

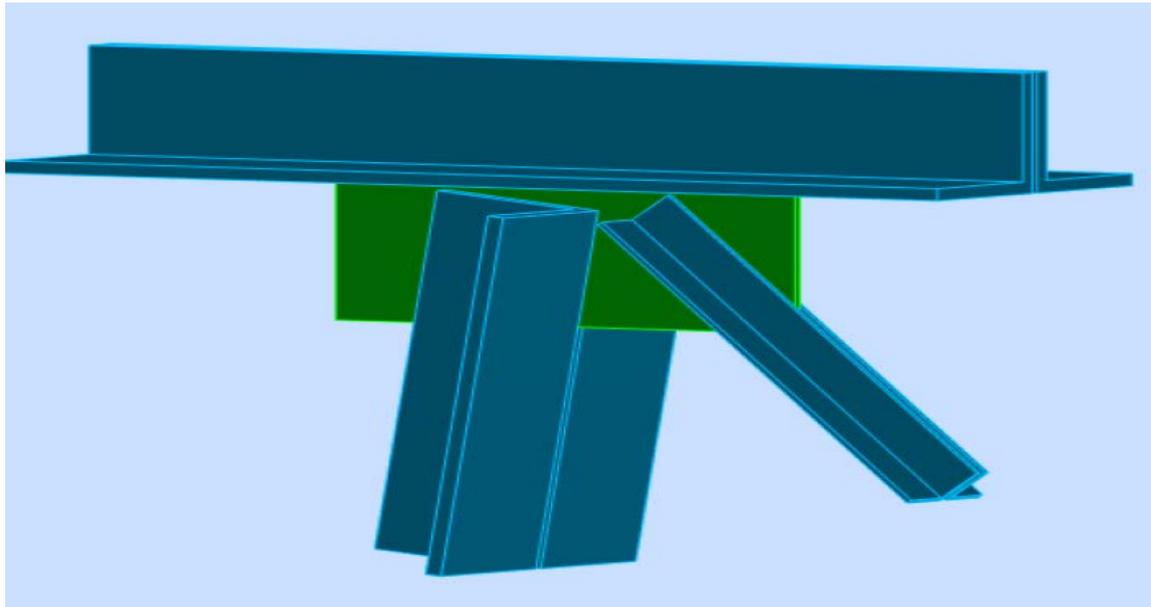


Figure IV.3: Assemblage des éléments de la ferme (membrure supérieure).

VI.4. Assemblage stabilité:

VI.4.1 .Positionnement des trous pour boulons :

$N = 7311.34 \text{ daN}$ à partir de logiciel du calcul robot

On prend des boulons type 8.8

$t = \max(7, 7, 10) \rightarrow t = 10 \text{ mm}$ on prend un boulon de diamètre $\text{Ø}16$

d_0 = diamètre de trou de boulon

d_0 = diamètre de trou avec $d_0 = d + 2 \text{ mm}$ $d_0 = 18 \text{ mm}$

$e_1 \geq 1.2 d_0 \rightarrow e_1 \geq 21.6 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 50 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2.2 d_0 \rightarrow p_1 \geq 39.6 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$

VI.4.2. Calcul du nombre des boulons :

Résistance d'un boulon au cisaillement

f_{ub} : Valeur de la résistance à la traction du boulon $\rightarrow f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$

γ_{Mb} : Coefficient partiel de sécurité $\gamma_{Mb} = 1,25$

Donc :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M1}} = \frac{0.9 \times 800 \times 157 \times 10^{-3}}{1.25}$$

$$F_{v,Rd} = 5024 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N}{F_{v,Rd}} = \frac{7311.34}{5024} = 1.45$$

\Rightarrow On prend 2 boulons

VI.4.3. Vérification de la pression diamétrale :

La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b, rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times a}{\gamma_{Mb}}$$

$$a = \min (e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub} / f_u; 1) = \min (0.92; 2.4; 2.2; 1)$$

$$a = 0.92$$

$$F_{b, rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0.92}{1.25} = 23552 \text{ daN}$$

$$F_{b, rd} = 23552 \text{ daN} \geq F_{v, rd} = 1674.6 \text{ daN} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

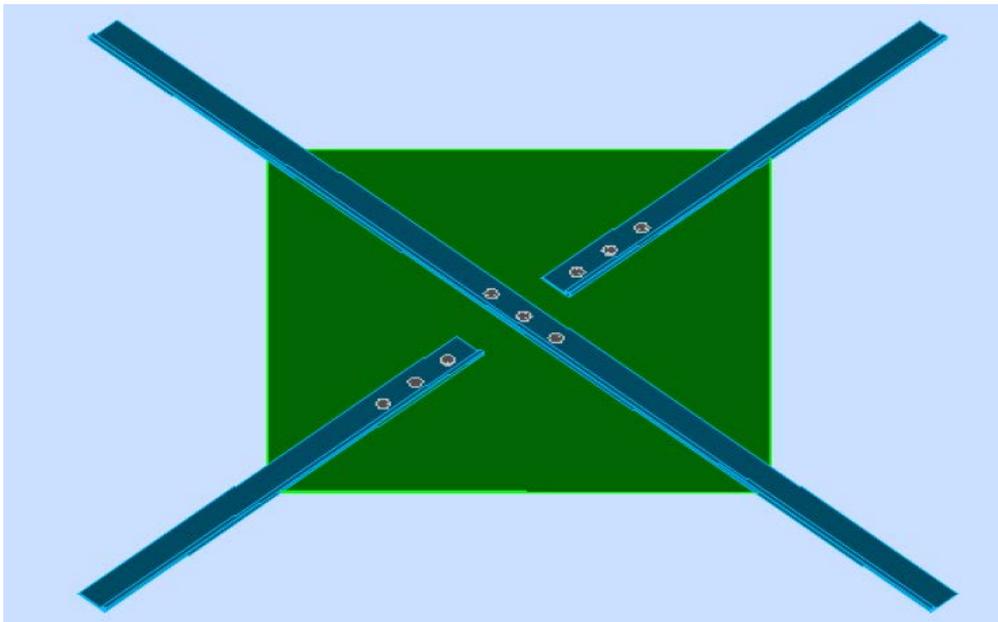


Figure VI.4 : Assemblage de stabilités - gousset.

VI.5. Assemblage contreventement :**VI.5.1. Positionnement des trous pour boulons :**

$N = 9341.03 \text{ daN}$ à partir de logiciel du calcul robot

On prend des boulons type 8.8

$t = \max(7, 7, 10) \rightarrow t = 10 \text{ mm}$ on prend un boulon de diamètre $\text{Ø}16$

$d_0 = \text{diamètre de trou avec } d_0 = d + 2\text{mm}$ $d_0 = 18\text{mm}$

$e_1 \geq 1.2 d_0 \rightarrow e_1 \geq 21.6 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2.2d_0 \rightarrow p_1 \geq 39.6 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$

VI.5.2. Calcul du nombre des boulons :

Résistance d'un boulon au cisaillement

f_{ub} : Valeur de la résistance à la traction du boulon $\rightarrow f_{ub} = 800\text{N/mm}^2$

γ_{Mb} : Coefficient partiel de sécurité $\gamma_{Mb} = 1,25$

Donc :

$$F_{V, Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times 800 \times 157 \times 10^{-3}}{1.25}$$

$$F_{V, rd} = 6028,80 \text{ kN}$$

$$n = \frac{N}{F_{V, rd}} = \frac{9341.03}{6028.8} = 1.54$$

\Rightarrow On prend 4 boulons

VI.5.3. Vérification de la pression diamétrale :

La vérification à la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b, rd} = \frac{f_{ub} \times 2,5 \times d \times t \times a}{\gamma_{Mb}}$$

$$a = \min(e_1/3d_0; p_1/3d_0 - 1/4; f_{ub} / f_u; 1) = \min(0.7; 2.4; 2.2; 1)$$

$a = 0.7 \text{ min}$

$$F_{b, rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0.7}{1.25} = 17920 \text{ daN}$$

$$F_{b, rd} = 17920 \text{ daN} \geq F_{V, rd} = \frac{9341.03}{3} + 3113.6 \text{ daN}$$

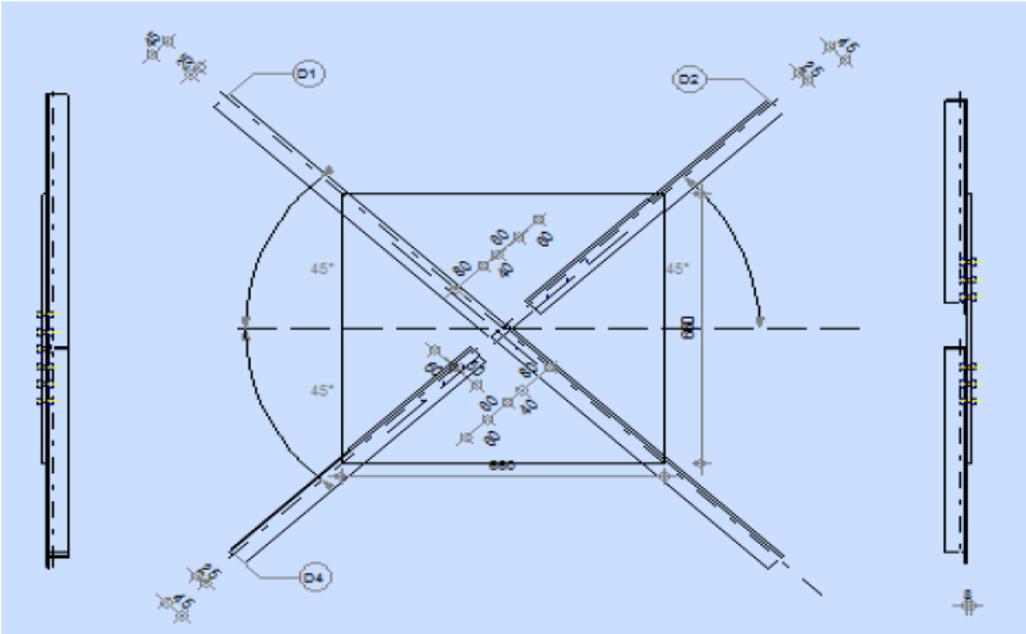


Figure IV.5: Assemblage de contreventements - gousset

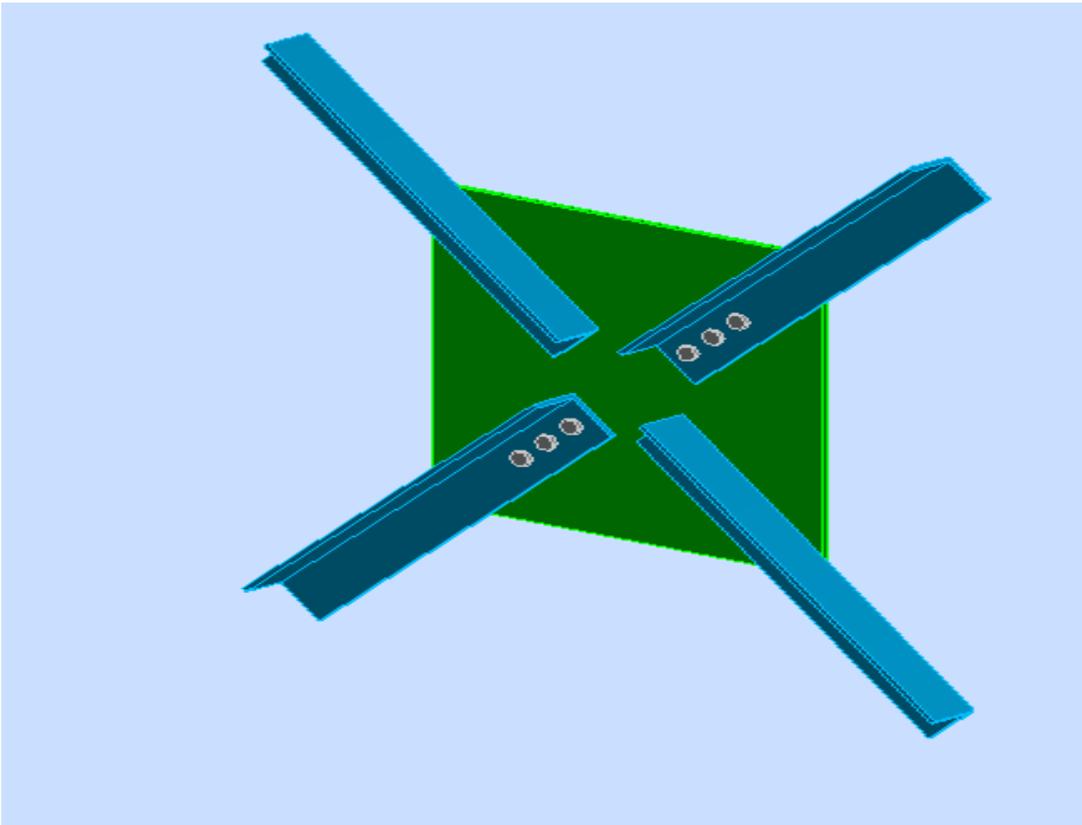
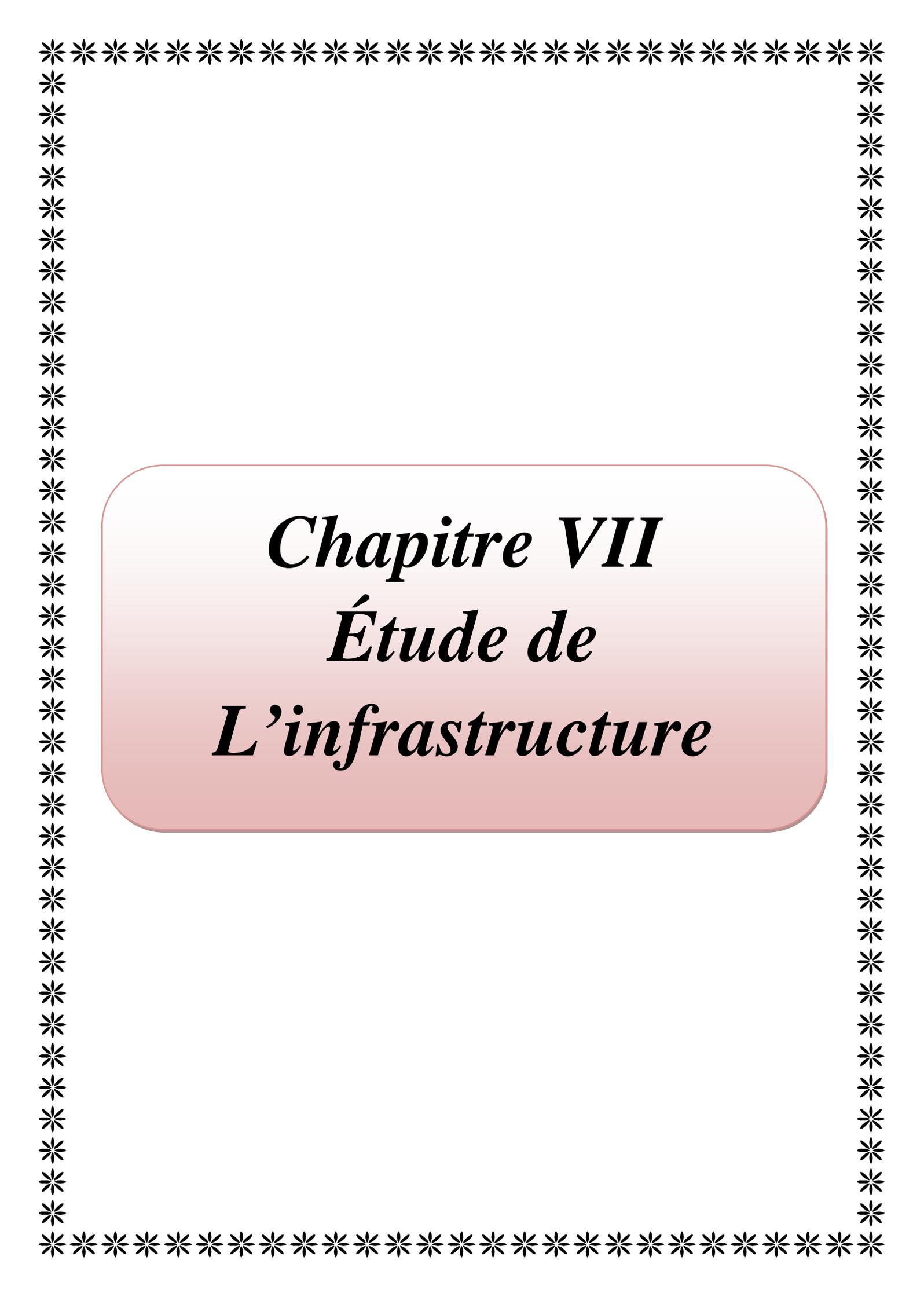


Figure IV.6: Assemblage de contreventements

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. The text is centered within a light pink rounded rectangle.

Chapitre VII
Étude de
L'infrastructure

VII.1. Introduction :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

VII.2. Les pieds de poteaux :

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

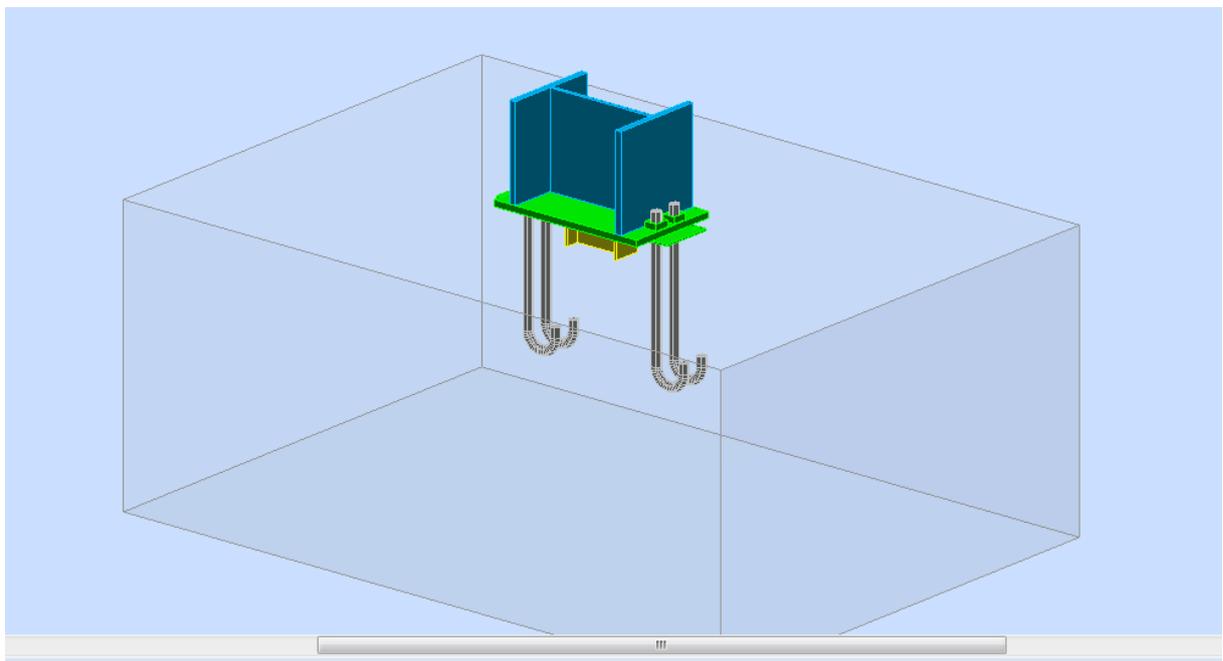


Figure VII.1: Vue 3D de la jonction poteau-fondation

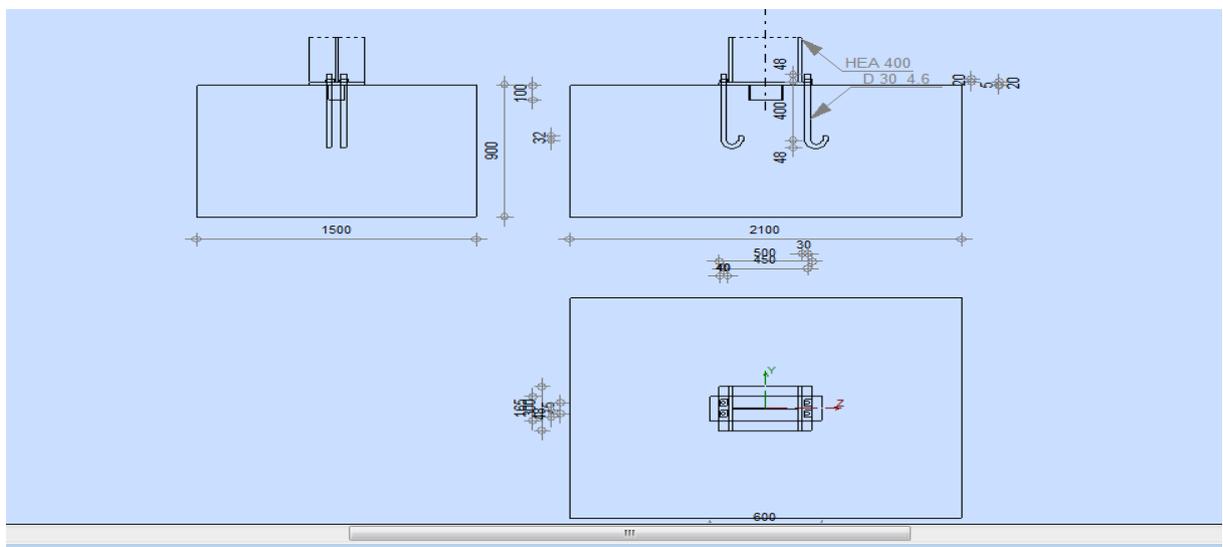


Figure VII.2 : schéma de jonction poteau-fondation.

VII.2.1. Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant sur la liaison « Pieds de poteau » les plus défavorables calculés par le logiciel ROBOT sont :

- $V_{sd} = 168.63 \text{ daN}$
- $N_{sd} = 8432 \text{ daN}$
- $M_{sd} = 1180 \text{ daN}$

VII.2.2. Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

a. Cordons de soudure :

- Semelle HEA 400 :

$$a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 19 = 13.3 \quad \Rightarrow \text{On prend } a_s = 15 \text{ mm}$$

- Ame HEA 400:

$$a_a = 0.7 \times t_w = 0.7 \times 11 = 7.7 \quad \Rightarrow \text{On prend } a_a = 20 \text{ mm}$$

b. Surface de la platine :

$$a \geq h_a + (2a_s) \Rightarrow a \geq 390 + 2 \times 15 = 420 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{On prend } a = 500 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2a_s) \Rightarrow b \geq 300 + 2 \times 8 = 316 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{On prend } b = 350 \text{ mm}$$

c. Epaisseur de la platine :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} t \geq f_y \frac{b \cdot t^2}{6} \quad \Rightarrow \quad t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 70 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{8432}{500 \times 350} = 4.8 \times 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$t \geq 70 \sqrt{\frac{3 \times 0.048}{24}} \quad \Rightarrow \quad t \geq 5.42 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur :

$$t = 20 \text{ mm.}$$

VII.2.3. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

$$\sigma < \sigma_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{8432}{500 \times 350} = 0.048 \text{ Mpa} < \sigma = 14.17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

Me : est Le moment résistant élastique de la platine

$$Me = \sigma_e \frac{I}{v} \text{ et } \frac{I}{v} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c \cdot b \frac{U^2}{2} = 0.048 \times 350 \times \frac{702^2}{2} = 41316.8 \text{ Mpa} \\ Me = \sigma_e \frac{I}{v} = 24 \times \frac{350 \times 20^2}{6} = 560000 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_c \cdot b \frac{U^2}{2} = 41316.8 \text{ Mpa} \leq Me = 560000 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.4. Dimension de la tige d'ancrage :

Les tiges d'ancrages sont dimensionnées à la traction simple, sous un effort de traction (Nt)

$$\frac{Nt}{2} \leq \frac{\pi \times \phi^2}{4} f_y$$

Avec : Nt: effort sollicitant de traction.

$$N_t = 84.32 \text{ kN}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{2Nt}{\pi f_y}} \quad \Rightarrow \quad \phi \geq \sqrt{\frac{2 \times 84.32}{3.14 \times 23.5}} \quad \Rightarrow \quad \phi \geq 1.51 \text{ cm}$$

$\phi \geq 15.1 \text{ mm}$ donc on choisi ϕ 24

VII.2.5. Vérification de la tige d'ancrage :

$$Na = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7gc}{1000}\right) \times \frac{\theta}{\left(1 + \frac{\theta}{d1}\right)^2} (l1 + 6.4r + 3.5l2) \geq \frac{N}{6}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton)
- $r = 3\theta = 72 \text{ mm}$
- $l1 = 20\theta = 480 \text{ mm}$
- $l2 = 2\theta = 48$
- $d1$: la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton
- $d1 = 50 \text{ mm}$

$$Na = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7gc}{1000}\right) \times \frac{\theta}{\left(1 + \frac{\theta}{d1}\right)^2} (20l1 + 6.4r + 3.5l2) \geq \frac{N}{6}$$

$$Na = 0.1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{24}{\left(1 + \frac{24}{50}\right)^2} (480 + 6.4 \times 72 + 3.5 \times 48) = 41.91 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{6} = \frac{84.32}{6} = 14.05 \text{ KN}$$

Donc : $Na = 41.91 \text{ KN} \geq \frac{N}{6} = 14.05 \text{ KN}$ condition vérifier

On adopte $\phi = 24 \text{ mm}$

VII.2.6. Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq FA = \pi \cdot T_{SU} \cdot \phi \cdot L1$$

Avec :

$$L1 = 20e = 20 \times 24 = 480 \text{ mm}$$

$$T_{SU} = 0,6 \cdot \phi S^2 \cdot ftj = 0,6 \times 1 \times 2,1 = 1,26$$

$\phi S = 1$ (Rond lisse)

$$ftj = 0,06 \cdot Fc28 + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$FA = 3,14 \times 1,26 \times 24 \times 480 \Rightarrow FA = 455,77 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{4} = \frac{84,32}{4} = 21,08 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 21,08 \text{ KN} \leq FA = 455,77 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

VII. 3. Calcul des fondations:

Un ouvrage quelle 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'appelle fondations.

Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

- Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- _ La nature et le poids de la superstructure.
- _ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- _ La qualité du sol de fondation.

La contrainte admissible de notre sol site S2est : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

La profondeur d'ancrage : $D = 2 \text{ m}$

VII.3.1.Charge à prendre en considération :

Tableau VII.1: Récapitulatif des charges.

	Effort	ELU	ELS
<i>Semelle</i>	Nsd (daN)	122.73	98.84
	Msd (daN.m)	-	3.93
<i>σsol</i>	2 bar = 0.2 Mpa = 20000 daN/m ²		

VII.3.1.1.Pré dimensionnement de la semelle du poteau:

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base (h*b), donc les semelles sont rectangulaires (H*B).

h et b : dimension de la platine du poteau considéré. (IPE400)

H et B : dimension de la semelle.

h1 : d + c ; avec c = 5 cm. (Béton de propreté)

d : hauteur utile de la semelle est donnée par

2.2 Géométrie :

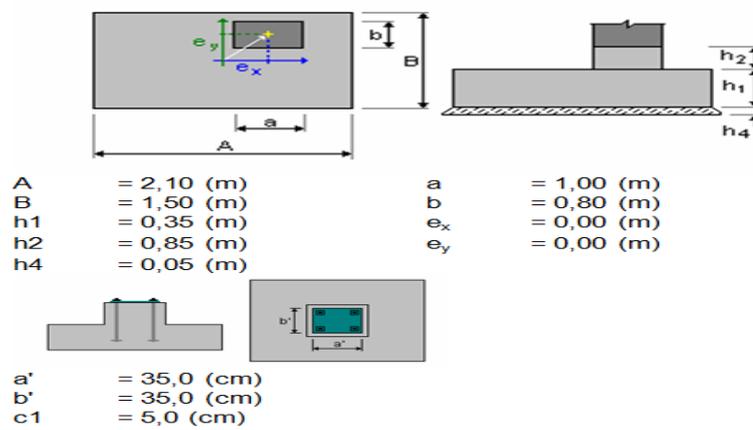


Figure VII.3 : Dimension de la semelle.

a. Détermination de A et B :

On a: a = 1m

b = 0.8m

$$\sigma_{sol} = \frac{Ns}{A \times B} \Rightarrow A \times B \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{98840}{0.2} = 464200 \text{ mm}^2$$

$$A \times B \geq 0.49 \text{ m}^2$$

Donc on prend une semelle Rectangulaire de dimensions

$$A = \begin{cases} 2.1\text{m} \\ B = 1.5\text{m} \end{cases}$$

b. Détermination de d et h :

$$h = b + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a \implies \frac{1.5-0.8}{4} \leq d \leq 2.1 - 1$$

$$0.175 \text{ m} \leq d \leq 1.1 \text{ m} \implies 17.5 \text{ cm} \leq d \leq 110 \text{ cm}$$

$d_{\min} = 40 \text{ cm}$ donc on prend $d = 85 \text{ cm}$

$$\text{Alors : } h = d + 5 = 85 + 5 \quad \mathbf{h = 90 \text{ cm}}$$

VII.3.2. Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0.11 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

VII.3.3. Calcul du ferrailage :

a. À ELU :

$$A_u = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 122730 \text{ N}$$

$$A_u = \frac{122.73 \times 10^3 \times (2.1 - 1)}{8 \times 0.9 \times 347.82} = \mathbf{5.39 \text{ cm}^2}$$

b. À ELS :

$$A_s = \frac{N_s(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_c 28} \right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$N_u = 98840 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{98.84 \times 10^3 \times (2.1 - 1)}{8 \times 0.9 \times 201.63} = \text{cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de $\mathbf{10T12 = 11.31 \text{ cm}^2}$

VII.3.4. Détermination de la hauteur du patin 'e' :

$$e \geq \max (6\phi + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (6 \times 1.2 + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max (13.2\text{cm} ; 15\text{cm})$$

Donc on prend : **e = 35cm**

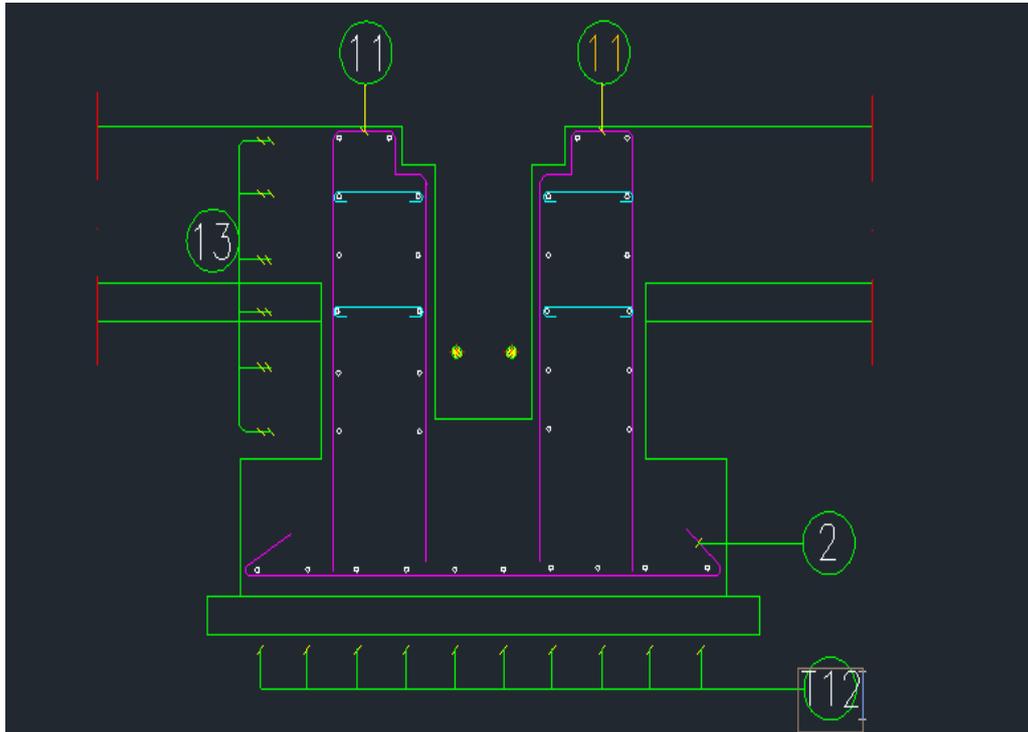


Figure VII.4: Ferrailage des semelles isolées.

VII.4. Calcul des longrines:

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton.

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

VII.4.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **40 cm x 40 cm.**

VII.4.2. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20\text{KN} \right]$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 (α = 15)

a. L'ELU :

$$\frac{Nu}{\alpha} = \frac{122730}{15} = 8182 \text{ N}$$

b. L'ELS :

$$\frac{Ns}{\alpha} = \frac{9884}{15} = 658.9 \text{ N}$$

$$F = \max [8.18 \text{ KN}; 0.69 \text{ KN}; 20 \text{ KN}] = \mathbf{20 \text{ KN}}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.02}{347.82} = \mathbf{0.57 \text{ cm}^2}$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.02}{201.6} = \mathbf{0.99 \text{ cm}^2}$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0.6\% (40 \times 40)$

$$\mathbf{A_{min} = 9.6 \text{ cm}^2}$$

On prend donc : $\mathbf{A_{st} = 12.32 \text{ cm}^2}$

VII.4.3. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 12.32 \text{ cm}^2 \\ 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e} = 0.23 \times 40 \times 40 \times \frac{25}{400} = 23 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{st} = 12.32 \text{ cm}^2 \leq 0.23b \times d \times \frac{F_{c28}}{F_e} = 23 \text{ cm}^2 \text{condition vérifier}$$

VII.4.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset_{min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{400}{35}; 14 \text{ mm}; \frac{400}{10} \right) \Rightarrow \emptyset t \leq \min (11.42 \text{ mm}; 14 \text{ mm}; 40 \text{ mm})$$

Alors on prend : $\emptyset t = \mathbf{10 \text{ mm}}$

VII.4.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$\mathbf{St \leq (20 \text{ cm}; 15\emptyset t)}$$

$$\Rightarrow St \leq (20 \text{ cm}; 15 \times 1) \text{ Alors on adopte un espacement : } \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

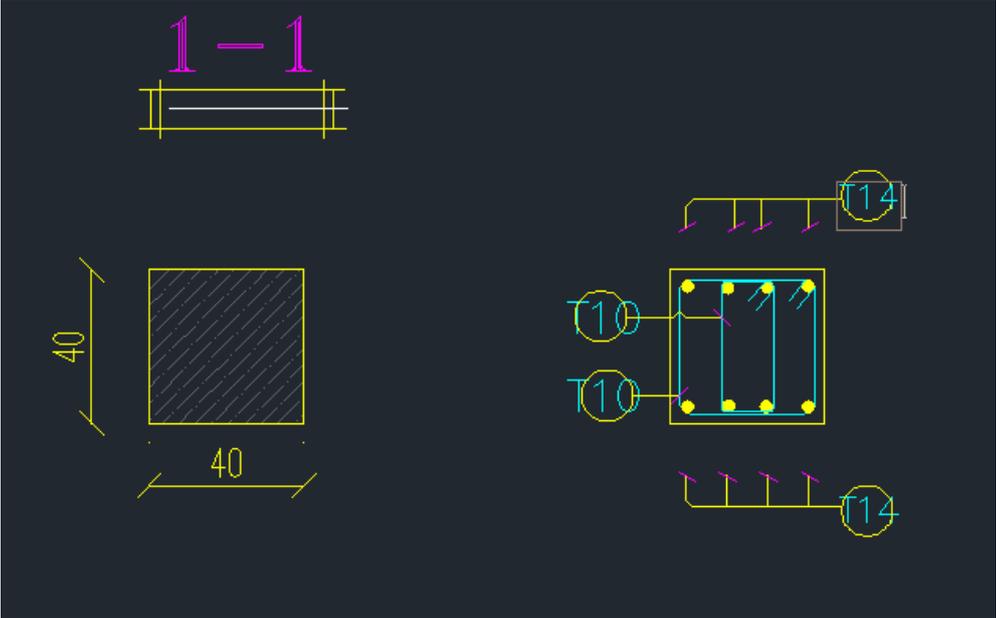


Figure VII.5: Ferrailage des longrines.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page, forming a rectangular frame with rounded corners.

Chapitre VIII :
Protection de la
structure

VIII.1.Introduction:

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

VIII.2.La corrosion:

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques.

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses. Il y a la protection par peinture ou un autre revêtement de surface, ou la protection cathodique.

Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

VIII.2.1.Protection par peinture :

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système à l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

VIII.2.2.Protection par zinc :

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc.

En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents et stables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité des ses produits.

VIII.3.LE FEU:

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible.
- Le carburant.
- La source de chaleur.

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur.

Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformation et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela divers techniques existent, on cite parmi elles :

- ✓ Protection par peinture intumescente.
- ✓ Protection par produit projeté :
 - Les produits de ciment ou de plâtre.
 - Les produits à base de fibre minérale.

VIII.3.1. Protection par peinture intumescente :

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir l'Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120 min à une température allant de 270°C à 300°C.

VIII.3.2. Protection par produit projeté :

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbant la chaleur.

a - Protection par plâtre :

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C.

On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ».

La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

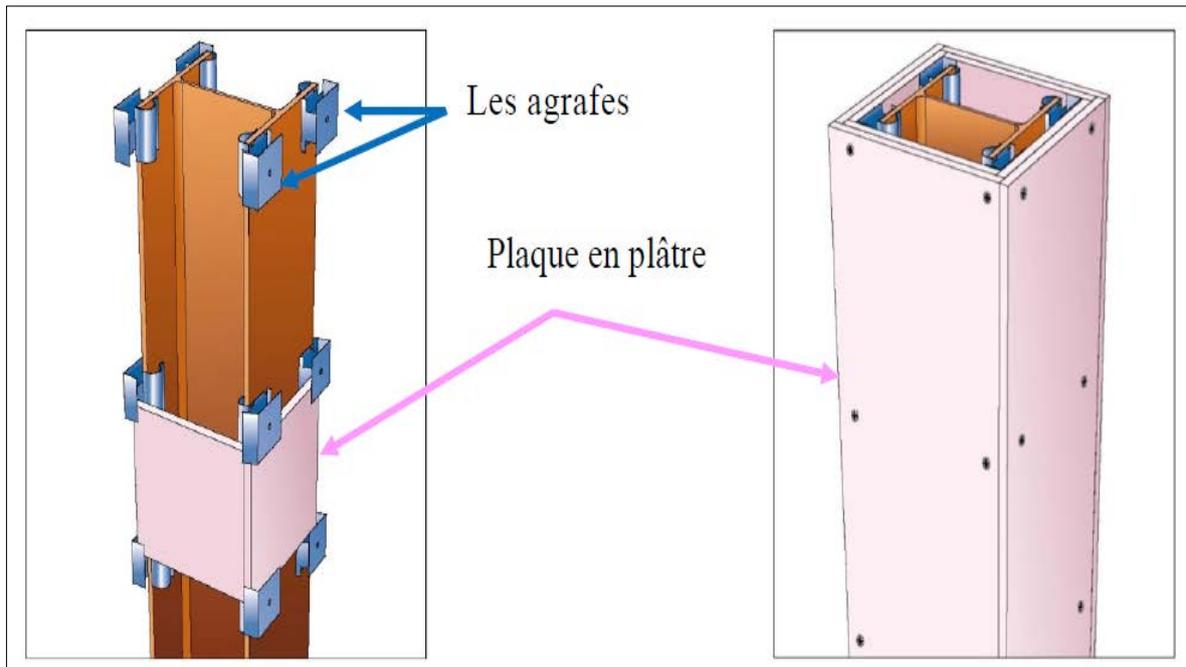


Figure VIII.01: Protection du profilé par plaque en plâtre.

b - Protection par plaques :

Ces systèmes de protection (secs) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface.

On peut donc choisir la protection par les plaques appelée « PROMATECT » pour cette structure.

➤ Principe de montage :

L'épaisseur des plaques est en fonction du :

- Degré de stabilité au feu.
- Type de profilé à protéger.
- L'exposition de profilé au feu.

Les plaques sont assemblées à joints décalés de 600 mm minimum entre deux faces perpendiculaires.

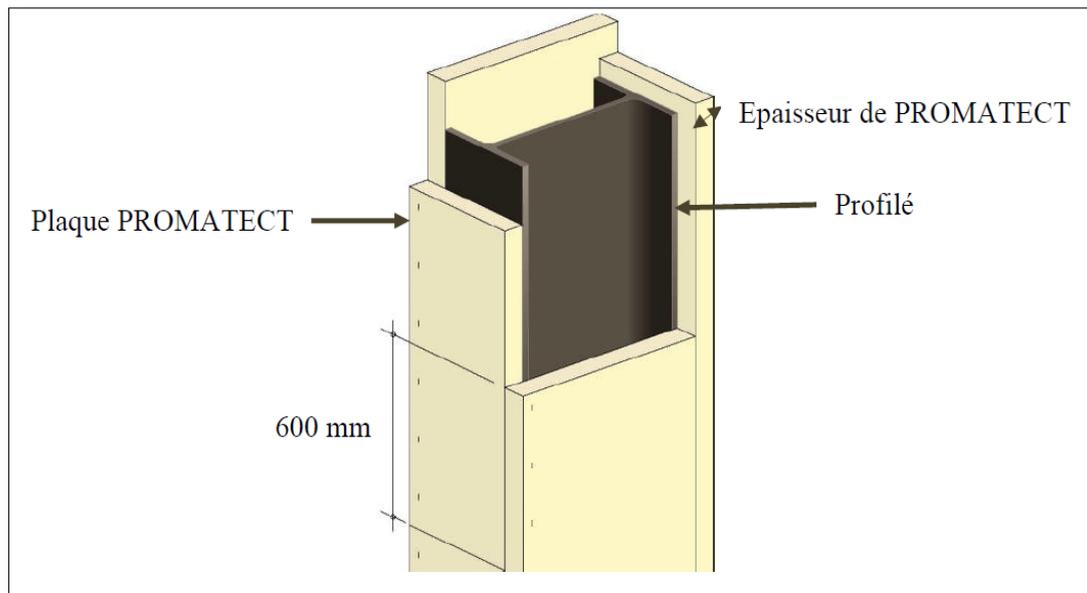
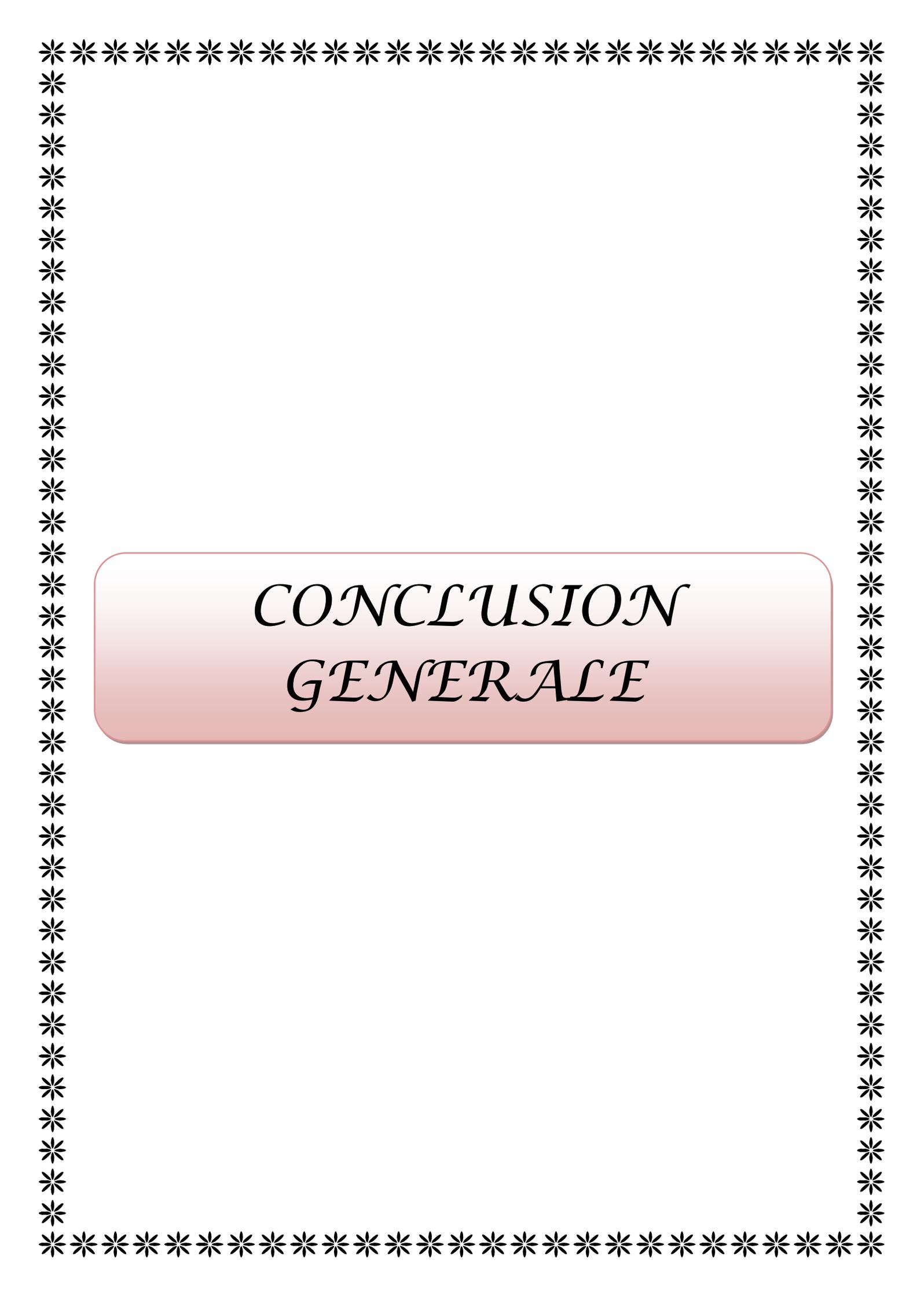


Figure VIII.02: Protection du profilé par plaque PROMATECT.

VIII.4.CONCLUSION:

Puisque la structure correspond à un hangar, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. In the center, there is a rounded rectangular box with a light red-to-white gradient. Inside this box, the text "CONCLUSION GENERALE" is written in a black, italicized serif font, centered horizontally and vertically.

*CONCLUSION
GENERALE*

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant, les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des profs de département de génie civil (Faculté de science et technologie de centre université Mila) et les professeurs de la charpente métallique CTC .

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

Références bibliographiques

- [1] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME (Algérie)**, Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM97».
- [2] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**, Règlement Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 » (D.T.R.C 2-4.7)
- [3] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)**, Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 »
- [4] **EUROCODE 3** «Calcul des structures en acier, document d'application national partie 1-1».
- [5] **MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)**, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 »
- [6] **Lahlou Dehmani**; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ *Edition Eyrolles Paris 2005*.
- [7] **M^{me} /K. Drouna**, Cours de 1^{er} année master /3^{ème} année charpente métallique.

ANNEXES 1 :

Chapitre II: Evaluation des charges :

A.1.Effet de la neige :

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

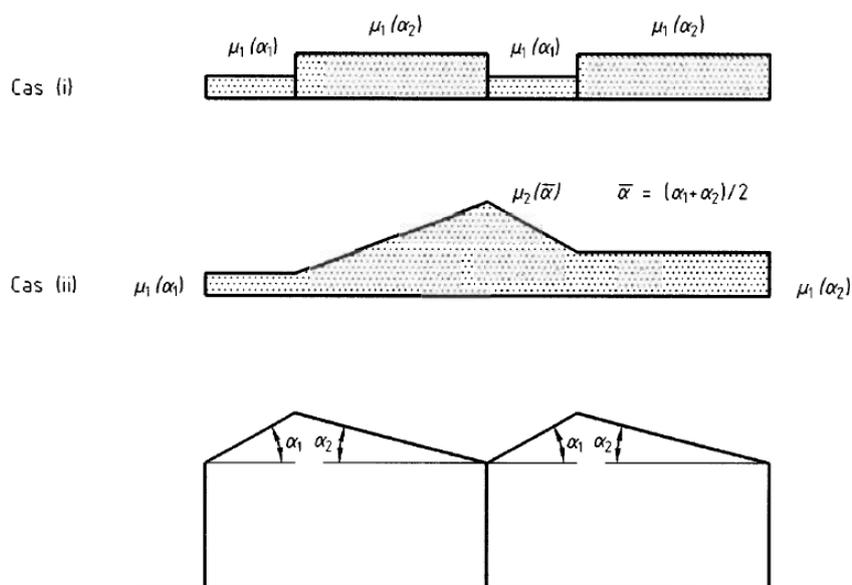


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

6.2.3. Toitures à versants multiples (angle de pente inférieur à 60°)

6.2.3.1. Les coefficients de forme des toitures à versants multiples (fig. 9) sont donnés par le tableau 3 et illustrés sur la figure 8.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2.Effet du vent :

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

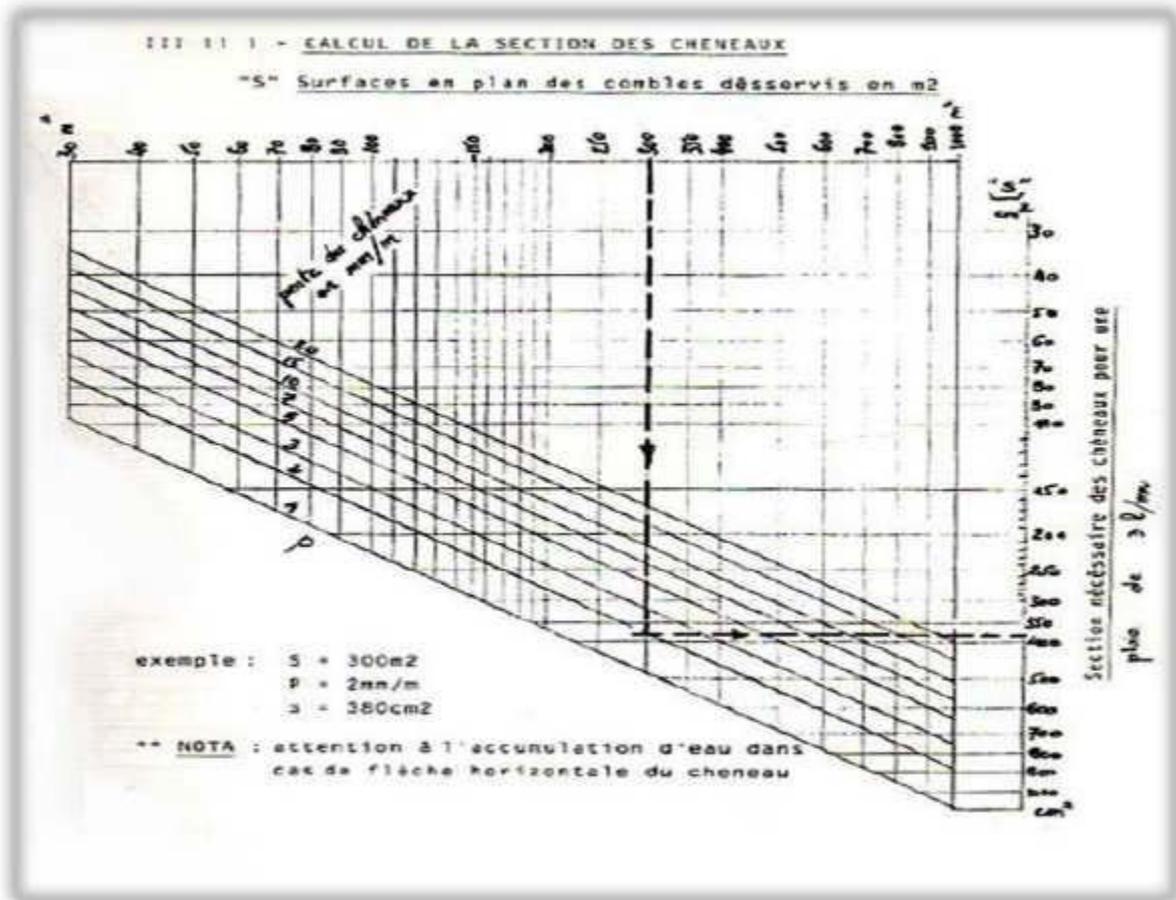
Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexe 2 :

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires :

➤ Calcul de la section des chéneaux :



CALCUL DU DIAMÈTRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

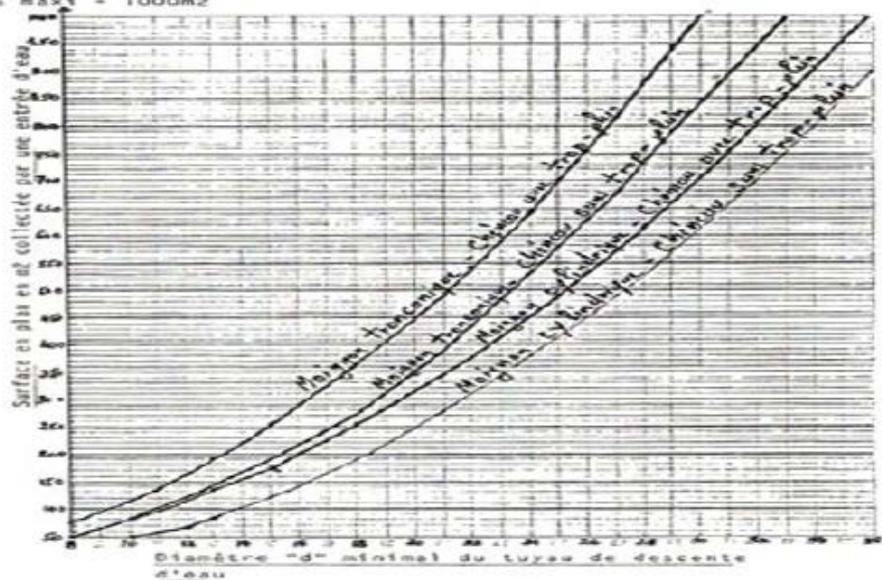
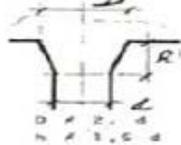
(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

toignon cylindrique



toignon tronconique



Annexe 3 :

Chapitre IV: Etude sismique et analyse dynamique :

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.1 : Coefficients d'accélération de zone A.

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

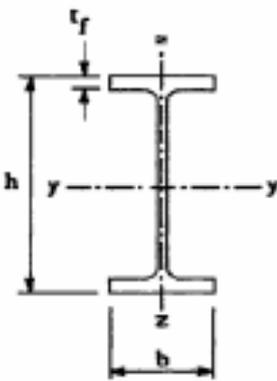
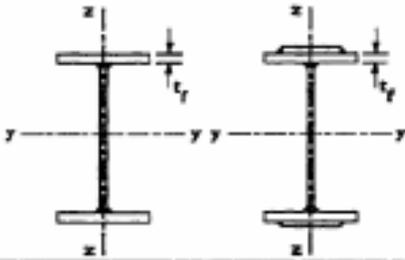
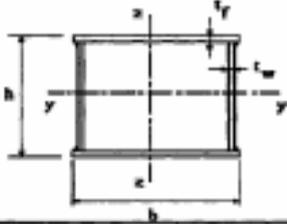
ANNEXE 4 :

Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux :

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

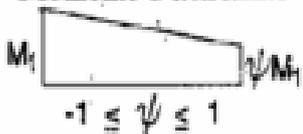
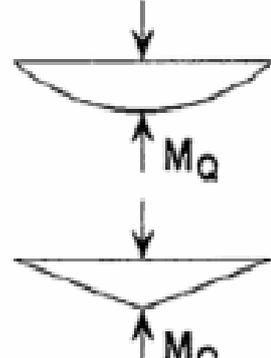
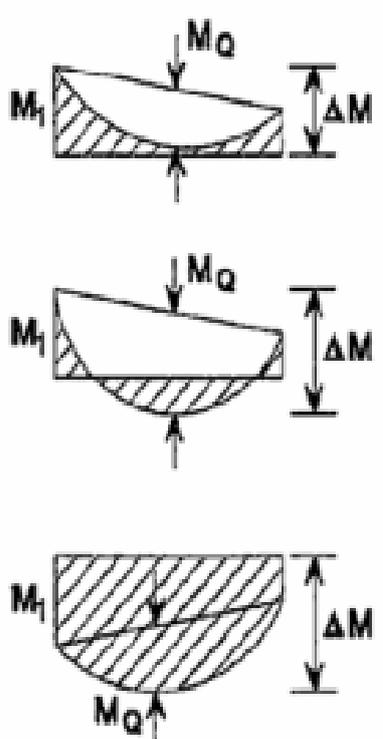
Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	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

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 	$h / b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max} M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \text{max} M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \text{max} M + \text{min} M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

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 _{ex} 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 _x mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235			

HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen					Position des axes Position of axes Lage der Achsen					Surface Oberfläche	
G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _x =y _s mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _L m ² /m	A _G m ² /t	

L 70 x 70 x 6 ⁻	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L 70 x 70 x 7 ⁻	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L 70 x 70 x 8 ^{*/*}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L 70 x 70 x 9 ^{*/*}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L 75 x 75 x 4 [*]	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L 75 x 75 x 5 [*]	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L 75 x 75 x 6 ⁻	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L 75 x 75 x 7 [*]	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L 75 x 75 x 8 [*]	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L 75 x 75 x 10 [*]	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L 80 x 80 x 5 [*]	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L 80 x 80 x 6 ^{*/*}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L 80 x 80 x 7 [*]	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L 80 x 80 x 8 ⁻	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L 80 x 80 x 10 ⁻	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26

Profil de base Base profile Basisprofil	IPE				
	Poutres ajourées avec ouvertures hexagonales Castellated beams with hexagonal openings Wabenträger mit sechseckigen Öffnungen				
	$(H_t = 1,5 \times h; w = 0,5 \times h)^*$				
G kg/m	H _t mm	h' mm	w mm	A _L m ² /m	

IPE A 200	18,4	295,5	197,0	98,5	0,764
IPE 200	22,4	300,0	200,0	100,0	0,768
IPE O 200	25,1	303,0	202,0	101,0	0,779
IPE A 220	22,2	325,5	217,0	108,5	0,843
IPE 220	26,2	330,0	220,0	110,0	0,848
IPE O 220	29,4	333,0	222,0	111,0	0,858
IPE A 240	26,2	355,5	237,0	118,5	0,918
IPE 240	30,7	360,0	240,0	120,0	0,922
IPE O 240	34,3	363,0	242,0	121,0	0,932
IPE A 270	30,7	400,5	267,0	133,5	1,037
IPE 270	36,1	405,0	270,0	135,0	1,041
IPE O 270	42,3	411,0	274,0	137,0	1,051
IPE A 300	36,5	445,5	297,0	148,5	1,156
IPE 300	42,2	450,0	300,0	150,0	1,160
IPE O 300	49,3	456,0	304,0	152,0	1,174
IPE A 330	43,0	490,5	327,0	163,5	1,250
IPE 330	49,1	495,0	330,0	165,0	1,254
IPE O 330	57,0	501,0	334,0	167,0	1,268
IPE A 360	50,2	536,4	358,0	178,8	1,351
IPE 360	57,1	540,0	360,0	180,0	1,353
IPE O 360	66,0	546,0	364,0	182,0	1,367

Profil de base Base profile Basisprofil	IPE				
	Poutres ajourées avec ouvertures hexagonales Castellated beams with hexagonal openings Wabenträger mit sechseckigen Öffnungen				
	$(H_t = 1,5 \times h; w = 0,5 \times h)^*$				
G kg/m	H _t mm	h' mm	w mm	A _L m ² /m	

IPEA 400	57,4	595,5	397,0	198,5	1,464
IPE 400	66,3	600,0	400,0	200,0	1,467
IPE O 400	75,7	606,0	404,0	202,0	1,481
IPEA 450	67,2	670,5	447,0	223,5	1,603
IPE 450	77,6	675,0	450,0	225,0	1,605
IPE O 450	92,4	684,0	456,0	228,0	1,622
IPEA 500	79,4	745,5	497,0	248,5	1,741
IPE 500	90,7	750,0	500,0	250,0	1,744
IPE O 500	107,0	759,0	506,0	253,0	1,760
IPEA 550	92,1	820,5	547,0	273,5	1,875
IPE 550	106,0	825,0	550,0	275,0	1,877
IPE O 550	123,0	834,0	556,0	278,0	1,893
IPEA 600	108,0	895,5	597,0	298,5	2,013
IPE 600	122,0	900,0	600,0	300,0	2,015
IPE O 600	154,0	915,0	610,0	305,0	2,045
IPE 750x 147	147,0	1129,5	753,0	376,5	2,510
IPE 750x 173	173,0	1143,0	762,0	381,0	2,534
IPE 750x 196	196,0	1155,0	770,0	385,0	2,552

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Designation 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 _{pl,y} mm ³ x10 ³	W _{el,y} mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	A _c mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl,z} mm ³ x10 ³	W _{el,z} mm ³ x10 ³	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁴	S _x mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	I _{yz} mm ⁴ x10 ⁴	S ₂₃₅	S355	S460	S235	S355				S460
IPEAA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEA 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPEAA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPEA 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPEAA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPEA 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPEAA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPEA 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPEAA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPEA 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

Annexe 5 :

Chapitre VII : Étude de L'infrastructure :

Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ (mm)