

Sommaire

Introduction Générale.....	16
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	17
I.1 Présentation du projet.....	17
I.2 Données géométriques de l'ouvrage.....	17
I.3 Localisation et données concernant le site.....	18
I.4 Réglements Techniques.....	18
I.5 Matériaux utilisés.....	19
I.5.1 Acier.....	19
I.5.2 Boulons d'assemblage.....	19
I.5.3 Béton armé.....	19
I.6 Conception architecturale.....	20
I.7 Conception structurale.....	20
I.7.1 Partie horizontale.....	20
I.7.2 Partie verticale (les façades en maçonnerie).....	22
CHAPITRE II : DESCENTES DES CHARGES.....	23
II .1 Introduction.....	23
II.2 Charges Permanentes.....	23
II.3 Surcharges d'Exploitation.....	23
II.3.1 Charge de la Neige.....	23
II.3.1.1 Calcul de la Charge de la Neige.....	24
II.3.2 Action du Vent sur la Construction.....	24
II.3.2.1 Le calcul des Pressions.....	29
II.3.3 Force de Frottement du Vent F_{fr}	34
II.3.3.1. Calcul de la Force de Frottement F_{fr}	35
CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	36

III.1. Chéneaux et Descente des Eaux Pluviales.....	36
III.1.1.Calcul de la Section et du Diamètre du Chêneau.....	36
III.1.2.1. Chéneau du Versant.....	37
III.2. Calcul des Pannes de Couverture.....	37
III.2.1 Charges à Prendre en Considération.....	37
III.2.2. Combinaisons des Charges et Actions.....	39
III.2.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 5 appuis simples.....	39
III.2.4 Calcul de l'Espacement.....	40
III.2.5 Dimensionnement des Pannes.....	40
III.2.5.1 Combinaisons des Charges.....	40
III.2.5.2 Calcul des Moments Sollicitant (ELU).....	41
III.2.7 Condition de Flèche avec Poids Propre Inclus.....	42
III.2.8 Classe du profilé IPE 140.....	43
III.2.8.1 Classe de l'Ame Fléchie.....	43
III.2.8.2 Classe de la Semelle Comprimée.....	43
III .2.9. Vérification des Contraintes.....	43
III.2.10 Résistance de la Panne au Déversement.....	44
III.2.11 Résistance au Voilement par Cisaillement.....	45
III.2.12 Stabilité au Flambement de la Semelle Comprimée dans le Plan de l'Ame.....	45
III.3. Les Liernes des Pannes.....	46
III.3.1Dimensionnement des Liernes des Pannes.....	46
III.4. Calcul des Potelets.....	48
III.5.1 Calcul des Charges et Surcharges Revenant au Potelet le Plus Chargé.....	48
III.4.2.Dimensionnement du Potelet.....	48
III.4.2.1. Incidence de l'Effort Normal.....	49
III.4.2.2. Vérification des Contraintes.....	49

III.5. Pré dimensionnement Poteaux-Poutres.....	51
III.5.1 Pré dimensionnement des Poutres.....	51
V.5.1.1 Poutre Principale.....	51
III.5.2.Pré dimensionnement des Poteaux.....	51
III.5.2.1.Section Réduite.....	51
III.5.2.2Vérification du Poteau au Flambement.....	52
CHAPITRE IV : ETUDES SISMIQUES.....	54
IV.1.Introduction.....	54
IV.2 : Le calcul.....	55
IV.3. Modélisation de la Structure.....	56
IV.4. Analyse modale.....	57
IV.5.Choix de disposition des contreventements.....	57
IV.6 : Vérification de la structure.....	58
IV.6.1 : Vérification de la période fondamentale de la structure.....	58
IV.6.1.1 : Structure en Acier.....	58
IV.6.1.2 : Structure en B.A.....	58
IV.7.2 : Calcul de la force sismique totale.....	59
IV.7.2.1 : Structure en Acier.....	59
IV.7.2.2 : Structure en Béton.....	60
CHAPITREV : DIMMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	62
V.1.Calcul de la Ferme.....	62
V.1.1. Justification des Montants.....	63
V.1.1.1. Vérification de flambement.....	64
V.1.1.2. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	65

V.1.1.3. Les éléments tendus.....	65
V.1.2. Justification des Diagonales.....	66
V.1.2.1. Vérification de flambement.....	66
V.1.2.2. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	66
V.1.2.3. Les éléments tendus.....	67
V.1.3. Justification de la membrure supérieure.....	67
V.1.3.1. Vérification de flambement.....	68
V.1.3.2. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	69
V.1.3.3. Les éléments tendus.....	69
V.1.4. Justification de la membrure Inférieure.....	70
V.1.4.1. Vérification de flambement.....	70
V.1.4.2. Résistance plastique de calcul de la section brute.....	71
V.1.4.3. Les éléments tendus.....	71
V.2. Justification des Poteaux de la Solution en Acier.....	71
V.2.1. Efforts Sollicitant.....	72
V.2.2. Classe de la Section Transversale.....	72
V.2.2.1. Classe de l'âme Comprimée.....	72
V.2.2.2. Classe de la semelle comprimée.....	72
V.2.3. Condition de résistance « moment fléchissant+effort normal ».....	73
V.2.4. Résistance au flambemen.....	74
V.3. Calcul des Contreventements.....	74
V.3.1. Justification des Contreventements Palais de Stabilité.....	75
V.3.1.1. Vérification de flambement.....	75
V.3.1.2. Les éléments tendus.....	76
V.3.2. Justification des Poutre au Vent.....	77
V.3.2.1. Les éléments tendus.....	77
V.3.3. Justification des Ciseaux.....	78

V.3.3.1. Les éléments tendus.....	78
V.4. Justification des Poteaux-Poutres de la Solution en Béton Armé.....	79
V.4.1. Introduction.....	79
V.4.2. Justification des Poutres.....	79
V.4.2.1. Combinaison de charges.....	79
V.4.2.2. Recommandation de l'RPA.....	80
a) Armatures longitudinales.....	80
V.4.2.3. Les résultats des sollicitations sont donnés par S.A.P.....	80
V.4.3. Justification des Poteaux.....	83
V.4.3.1. Les résultats des sollicitations sont donnés par S.A.P.....	83
V.4.3. 2. Armatures longitudinales.....	83
V.4.7.2. Calcul des armatures transversales.....	84
V.5. Conclusion.....	85
CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES.....	86
VI.1. Introduction.....	86
VI.2. Assemblage des Eléments de la Ferme.....	86
VI.2.1. Etude de l'Assemblage Membrure Inferieurs Gousset : 2 L 120x120x12.....	86
VI.2.1.1. Calcul des Cordons de Soudure.....	86
VI.2.1.2. Vérification de la Soudure au Cisaillement.....	87
VI.2.1.3. Résumé de l'Ensemble des Assemblages Soudés.....	88
VI.2.1.4. Calcul des Boulons.....	88
VI.2.3. Éclissage de la ferme.....	89
VI.2.3.1. Calcul du nombre des boulons.....	90
VI.2.3.2. Calcul du nombre des boulons.....	90
VI.2.3.3. Vérification de la pression diamétrale.....	90
VI.2.3.4. Résumé de l'Ensemble des Assemblages Boulonnés.....	91

VI.3. Assemblage Poteau-Ferme.....	92
VI.3.1. Les Efforts Sollicitant.....	92
VII.3.2. Détermination des Nombres de Boulons Nécessaires.....	92
VI.3.3. Disposition des Boulons.....	92
VII.3.4 Vérification de l'Effort Tranchant.....	93
VI.3.5. Résistance du Boulon au Cisaillement.....	93
VI.3.6. Vérification de la Pression Diamétral.....	94
VI.3.7. Résistance des Boulons à la Traction.....	94
CHAPITRE VII. CALCUL DES PIEDS POTEAUX ET FONDACTIONS.....	95
VII.1. Introduction.....	95
VII.2. Dimensionnement de la Plaque d'Assise.....	95
VII.2.1 Cordons de Soudure.....	95
VII.2.2. Résistance de Calcul à l'Ecrasement du Matériau de Scellement.....	96
VII.2.3. Estimation de l'Aire de la Plaque d'Assise (Poteaux).....	96
VII.2.4. Surface de la Platine.....	96
VII.2.4.1. Calcul de la Largeur d'Appui Additionnelle.....	96
VII.2.4.2. Calcul de la Section Efficace A_{eff}	97
VII.2.4.3. Calcul de la Résistance à l'Effort Axial N_{sd}	97
VII.2.4.4. Calcul de la Résistance de la Plaque d'Assise au Moment Fléchissant.....	97
VII.2.4.5. Vérification de la Résistance au Cisaillement du Scellement de la Plaque d'Assise.....	97
VII.3. Calcul de l'Aire de la Plaque d'Assise (potelet-poteau en acier sur un poteau en B.A).....	98
VII.4. Calcul des tiges d'ancrage.....	98
VII.4.1. Condition d'équilibre selon le code BAEL.....	99
VII.5. Calcul de la Jonction Charpente-Béton.....	99

VII.5.1.Condition d'Equilibre Selon le code BAEL.....	100
VII.6.Calculs des Fondations.....	100
VII.6.1Etude des Semelles de la Structure Métallique.....	101
VII.6.1.1.Dimensionnement de la Semelle Intermédiaire.....	101
VII.6.1.2.Détermination de (d-h).....	101
VII.6.1.3.Vérification de la Stabilité.....	102
VII.6.1.4.Calcul du Ferraillage.....	102
VII.6.1.5.Calcul de l'Espacement.....	103
VII.6.1.6.Tableau Résumant le Calcul des Semelles Cité Dessous.....	103
VII.6.2.Etude des Semelles de la Structure Béton Armé.....	104
VII.6.2.1.Dimensionnement de la Semelle Intermédiaire.....	104
VII.6.2.2.Détermination de (d-h).....	104
VII.6.2.3.Vérification de la Stabilisée.....	105
VII.6.2.4.Calcul du Ferraillage.....	105
VII.6.2.5.Détermination de la Hauteur du Patin 'e'	106
VII.6.2.6.Calcul de l'Espacement.....	106
VII.6.2.7.Résumé des Calculs des Semelles.....	107
VII.7. Calcul des Longrines.....	108
CHAPITRE VIII. ETUDE COMPARATIVE.....	109
VIII.1. Introduction.....	109
VIII.2.Avantages et Inconvénients.....	109
VIII.2.1.Ossature en Acier.....	109
VIII.2.1.1. Avantage.....	109
VIII.2.1.2.Inconvénients.....	110
VIII.2.2.Ossature en Béton.....	110
VIII.2.2.1.Avantages.....	110

VIII.2.2.2.Inconvénients.....	111
VIII.3.Devis Quantitatif et Estimatif.....	111
VIII.3.1 Ossature en Charpente Métallique	112
VIII.3.2 Ossature en Béton Armé.....	113
VIII.4.Estimatiion des délais.....	114
VIII.5.Comparaison.....	114
VIII.5.1.Comparaison des Prix entre l’Ossature en B.A et en C.M :.....	114
VIII.5.2.Comparaison des Délais entre l’Ossature en B.A et en C.M.....	115
VIII.6.La Décision Multi Critère :.....	115
VIII.6.1. choix des Critères :.....	116
VIII.6.1.1. Analyse du choix.....	116
VIII.7.Conclusion.....	117
Conclusion Générale.....	118

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : Règlements technique utilisés.....	18
Tableau I. 2 : Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe360.....	19
Tableau I. 3 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armatur.....	20
Tableau II. 1 : Définition des catégories de terrain (RNV99).....	25
Tableau II. 2 : Répartition des pressions dynamiques sur les parois.....	26
Tableau II. 3 : Pression sur les parois verticales -direction V1.....	29
Tableau II. 4: Pression sur la toiture- direction V1 du vent.....	30
Tableau II. 5: Pression sur les parois verticales -Direction V ₂ du vent.....	30
Tableau II. 6: Pression sur la toiture (Direction V ₂ du vent).....	31
Tableau II. 7: Pression sur les parois verticales (Direction V ₃ du vent).....	32
Tableau II. 8 : Pression sur la toiture (direction V3 du vent).....	32
Tableau II. 9 Pression sur les parois verticales (Direction V ₄ du vent).....	33
Tableau II. 10 : Pression sur la toiture (direction V4 du vent).....	34
Tableau II. 11 : La force de frottements dus au vent.....	35
Tableau III. 1 : Caractéristiques du profilé.....	42
Tableau III. 2 : Caractéristiques du profilé IPE 300.....	49
Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités Pq.....	56
Tableau IV. 2 : Résultat des forces sismiques à la base.....	60
Tableau IV. 3 : Résultat du déplacement.....	60
Tableau IV. 4 : Résultat des forces sismique à la base.....	61
Tableau IV. 5 : Résultat du déplacement.....	61
Tableau V. 1 : Caractéristiques du profilé L80x80x8.....	63
Tableau V. 2 : Caractéristiques du profilé L120x120x12.....	67
Tableau V. 3 : Caractéristiques du profilé HEA 340.....	72
Tableau V. 4 : Caractéristiques du profilé L90x90x9.....	75
Tableau V. 5 : Caractéristiques du profilé L100x100x10.....	77
Tableau V. 6 : Caractéristiques du profilé L70x70x7.....	78
Tableau V. 7 : Combinaisons des charges.....	79
Tableau V. 8 : Sollicitations des poutres (E.L.U, E.L.S).....	80
Tableau V. 9 : Sollicitations des poteaux (E.L.U, E.L.S).....	83
Tableau V. 10 : Récapitulatif des éléments structuraux.....	85
Tableau VI. 1 : Valeurs des coefficients variables selon la nuance d'acier.....	87

Tableau VI. 2 : Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages de la ferme.....	88
Tableau VI. 3 : Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages soudés de la ferme....	91
Tableau VII. 1 : Détail des plaques d'assises.....	98
Tableau VII. 2 : Valeur des efforts donnés par le SAP 2000.....	101
Tableau VII. 3 : Résumé des calculs des semelles.....	103
Tableau VII. 4 : Valeur des efforts donnés par SAP2000.....	104
Tableau VII. 5 : Résumé des calculs des semelles.....	107
Tableau VIII. 1 : Taches variables.....	111
Tableau VIII. 2 : Devis quantitative et estimative d'ossature en Béton Armé.....	112
Tableau VIII. 3 : Devis quantitative et estimative d'ossature en Béton Armé.....	113
Tableau VIII. 4 : Comparaison des prix (DA).....	114
Tableau VIII. 5 : Comparaison des délais (jours).....	115
Tableau VIII. 6 : Analyse multicritère.....	116
Tableau VIII. 7 : Echelle de l'analyse multicritère.....	116

Liste des figures

Figure I. 1 : Vue perspective de l'ouvrage.....	17
Figure I. 2 : Localisation du site du projet (Hennaya, wilaya de Tlemcen).....	18
Figure I. 3 : Panneau sandwich.....	21
Figure I. 4 : Caractéristiques géométriques de la tôle de couverture.....	22
Figure I. 5 : Mur extérieur.....	22
Figure II. 1 : Les sens de vent sur la structure.....	24
Figure II. 2 : Répartition de la pression dynamique.....	26
Figure II. 3 : Vent (V1-V3) sur les parois AB-CD.....	27
Figure II. 4 : Vent (V1-V3) sur la toiture.....	27
Figure II. 5 : Vent (V2-V4) sur la paroi BC-AD.....	28
Figure II. 6 : Vent (V2-V4) sur la toiture.....	28
Figure II. 7 : Pression du Vent (V1) sur la paroi AB.....	29
Figure II. 8 : Pression du vent (V1) sur la toiture	30
Figure II. 9 : Pression du Vent (V2) sur la paroi BC.....	31
Figure II. 10 : Pression du Vent (V2) sur la toiture.....	31
Figure II. 11 : Pression du Vent (V3) sur la paroi CD.....	32
Figure II. 12 : Pression du Vent (V3) sur la toiture.....	33
Figure II. 13 : Pression du Vent (V4) sur la paroi AD.....	33
Figure II. 14 : Pression du Vent (V4) sur la toiture.....	34
Figure III. 1 : Chêneau d'eau.....	36
Figure III. 2 : Coupe transversale du chêneau.....	36
Figure III. 3: Moignon cylindrique.....	36
Figure III. 4 : Cas de charge permanente.....	38
Figure III. 5: Cas de charge de neige.....	38
Figure III. 6: Cas de l'effet du vent.....	39
Figure III. 7 : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	39
Figure III. 8: Coupe transversale des liernes.....	46
Figure IV. 1 : Modélisation structure en Béton.....	57
Figure IV. 2 : Modélisation structure en Acier.....	57
Figure IV. 3 : Spectre de réponse.....	57
Figure IV. 4 : Spectre de réponse.....	57
Figure V. 1 : Coupe transversal de la poutre.....	83

Figure V. 2 : Coupe transversal du poteau.....	85
Figure VI. 1 : Attache de deux cornières sur un gousset.....	86
Figure VI. 2 : Assemblage des éléments de la ferme par soudure.....	88
Figure VI. 3 : assemblage des éléments de la ferme par boulons.....	91
Figure VI. 4 : Assemblage poteau-ferme.....	94
Figure VII. 1 : plaque d'assis.....	97
Figure VII. 2 : assemblage pied de poteaux.....	98
Figure VII. 3 : la jonction charpente-béton.....	99
Figure VII. 4 : Ferraillage des semelles d'angle.....	103
Figure VII. 5 : Ferraillage des semelles isolées(HEA340).....	103
Figure VII. 6 : ferraillage des semelles du potelet.....	103
Figure VII. 7 : Semelle intermédiaire.....	107
Figure VII. 8 : Semelle d'angle.....	107
Figure VII. 9 : Semelle intermédiaire pignon.....	107
Figure VII. 10 : Ferraillage des longrines.....	108
Figure VIII. 1 : Présentation le choix par un graphe radar.....	117

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

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

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

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

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

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

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .

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

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{tsd} : Effort normale de traction.

N_{csd} : Effort normal de compression.

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

Q : Charge d'exploitation.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

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

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

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

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

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

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

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\emptyset_{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.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige

INTRODUCTION GENERALE

Notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid «Tlemcen» se termine par la réalisation durant cinq mois un Projet de Fin d'Études « PFE ». Ce dernier consiste à comparer deux conceptions d'une salle omnisport tout en la dimensionnant.

Ce projet sera accompli en binôme sous l'encadrement de deux enseignants et d'un professionnel dans le domaine du Génie Civil. Le but est de réaliser un travail équivalent à celui d'un bureau d'étude, à partir d'un cahier des charges fourni par la direction des sports. Il donnera lieu à la production d'un document écrit et évalué par les encadrant.

Notre projet aura pour objectifs de :

- S'entraîner à travailler en équipe en organisant le partage des tâches,
- Acquérir et approfondir nos connaissances dans un domaine spécifique du Génie Civil et plus particulièrement la construction métallique,
- Mettre en pratique les acquis lors de notre formation tout en utilisant des outils de calculs,
- Effectuer un travail en quasi-autonomie, équivalent à un niveau d'ingénieur,
- Rédiger un document clair, synthétique et exploitable par d'autres collègues.

La salle omnisport situé à Hennaya « Wilaya de Tlemcen » sera prise comme exemple pour cette étude. Dans un premier temps, une certaine partie de la structure sera en acier et dans un deuxième temps, elle sera en béton armé.

En fin, une étude comparative des deux solutions afin d'évaluer leur impact économique tout en énumérant leur avantages et inconvénients.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation du projet

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à réaliser une salle Omnisport en toiture métallique et la paroi avec des poteaux en deux variations. . Cet ambitieux projet, sera implanté à HENNAYA (Wilaya de TLEMCEN) à une altitude de 500 mètres.

I.2 Données géométriques de l'ouvrage

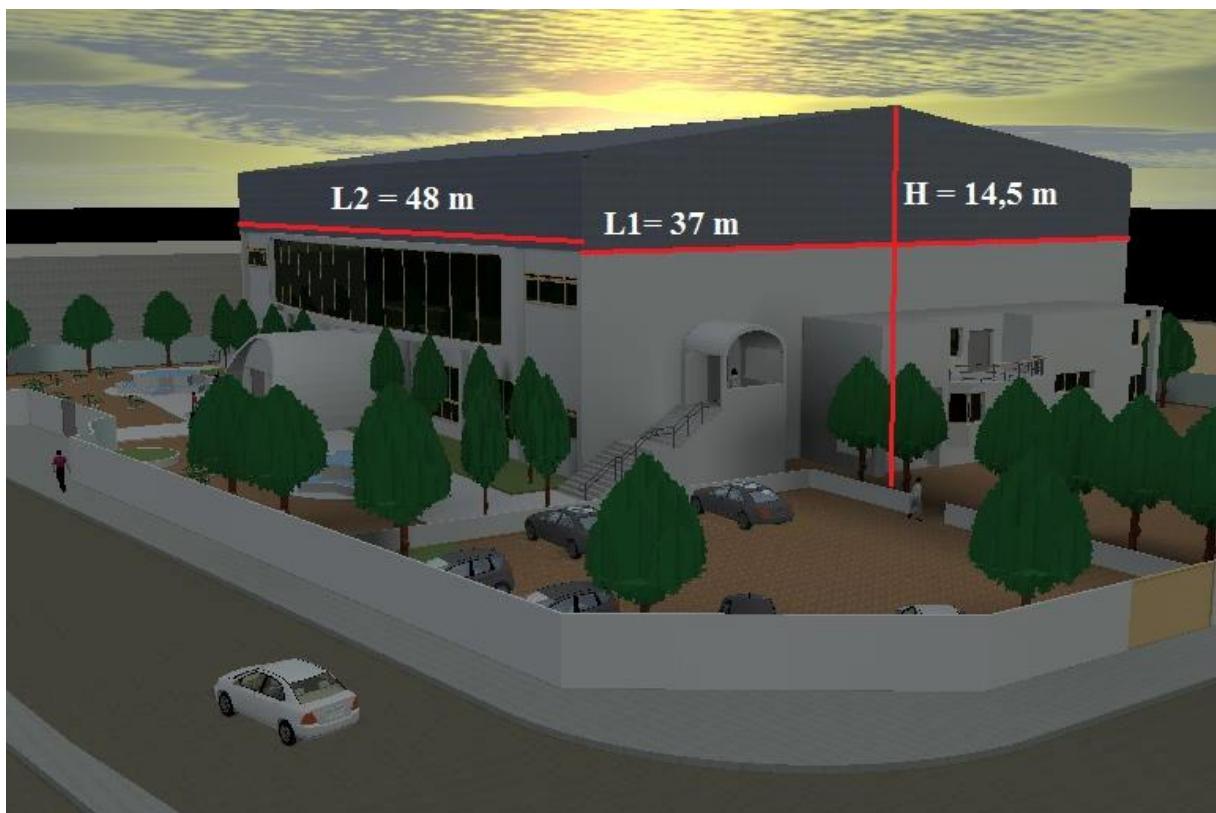


Figure I. 1 : Vue en perspective de l'ouvrage.

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

- Longueur totale : $L1 = 48 \text{ m}$.
- Largeur totale : $L2 = 37 \text{ m}$.
- Hauteur totale : $H = 14,5 \text{ m}$.

I.3 Localisation et données concernant le site

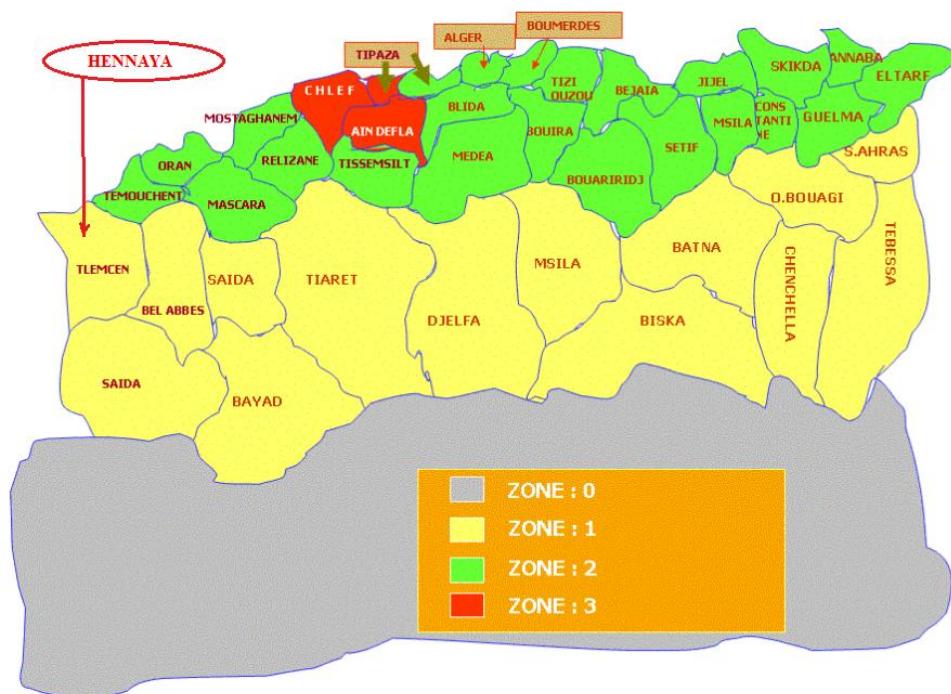


Figure I. 2 : Localisation du site du projet (Hennaya, wilaya de Tlemcen)

Le projet en question est une salle Omnisport, implanté à Hennaya wilaya de Tlemcen dont :

- Altitude : 500 m.
- Zone de neige par commune : ZONE A.
- Séisme : zone sismique I : groupe d'usage (1B).
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1,6$ bars.

I.4 Réglements Techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Types de règlement	Définition
RNV99	règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	règles parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	béton armé aux états limites
DTR BC 2 .2	Charges et surcharges

Tableau I. 1 : Règlements technique utilisés

I.5 Matériaux utilisés

I.5.1 Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 < t \leq 100 \text{ mm}$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340

Tableau I. 2 : Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe360

- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{ MPa}$

I.5.2 Boulons d'assemblage

Pour les assemblages, les boulons utilisés sont des boulons « HR et ordinaires ».

I.5.3 Béton armé

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

a) Les caractéristiques du béton

Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

b) Les contraintes limites

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 F_{cj}}{\gamma_c}$$

La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{c28}$

c) Contrainte de Cisaillement

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

d) Les aciers d'armatures

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et bonne résistance à la compression dans le cas d'élancement faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant rupture.

Nuance		fy (MPa)
Barres HR	Fe 400	400
	Fe 500	500
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235

Tableau I. 3 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature

I.6 Conception architecturale

Une salle de sport orientée dans une direction confortable et offrant toutes les prestations de sport, de détente et de loisirs doit être attractive et permettre de séduire et de fidéliser une large clientèle.

I.7 Conception structurale

On a deux types de variation, une variation entièrement métallique, et l'autre en ossature portante en béton armé abrité par la toiture métallique.

I.7.1 Partie horizontale

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

La composition d'une toiture dépend de sa conception structurale, ainsi que de ses fonctions. Dans notre projet, la toiture est inclinée et elle est constituée de plusieurs éléments :

- **Poutres en treillis**

Elles sont constituées d'une membrure supérieure, d'une membrure inférieure et d'un treillis constitué de montants et de diagonales .Les fermes à treillis droites sont encastrées dans un montant d'extrémité (poteau)

- **Panne**

Ce sont des éléments porteurs reposant sur des traverses de cadres ou sur des fermes. Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les charges aux cadres et aux fermes.

- **Panneaux sandwich**

Ils offrent l'avantage de rassembler en un seul élément les trois rôles principaux d'une toiture : le pare-vapeur, l'isolation et l'étanchéité.

Ces panneaux permettent un écartement des pannes relativement grand et représente surtout un gain de temps appréciable au montage. Ils se composent de deux lobes en acier plats ou nervurés et d'une âme rigide isolante .Ils sont collés sous pression ou réalisés par injection de mousse après assemblage sous presse. Les panneaux se rassemblent entre eux par emboîtement latéral assurant une parfaite étanchéité et une isolation thermique.



Figure I. 3 : Panneau sandwich

La couverture est en panneaux sandwich composés de tôle et d'une matière isolante entre les deux. Les caractéristiques du panneau sandwich sont les suivants :

- Caractéristiques physiques de la tôle de couverture
 - Poids propre de la tôle(Grenus 160,10/10 ème) : $P = 17.90 \text{ kg/m}^2$;
 - Limite de rupture : $f_u=360 \text{ MPa}$;
 - Limite d'élasticité : $f_y=235 \text{ MPa}$;
 - Flèche admissible $\delta_{\max}=1/200$;
 - Module de résistance $w = 70 \text{ cm}^3$;

- Moment d'inertie $I = 659 \text{ cm}^4$;

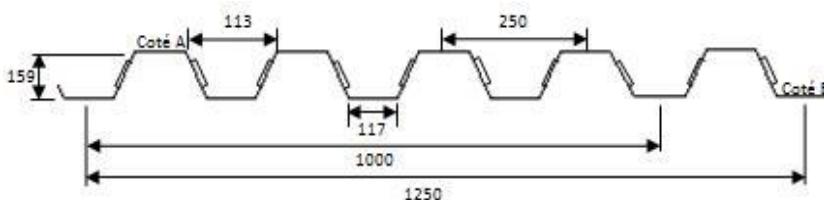


Figure I. 4 : Caractéristiques géométriques de la tôle de couverture

I.7.2 Partie verticale (les façades en maçonnerie)

Les principaux matériaux dont on dispose pour la construction des murs sont : la pierre naturelle, les agglomérés de béton, la brique d'argile cuite. A part quelques pierres naturelles, tous les matériaux utilisés pour la construction des murs sont anisotropes, ce qui signifie qu'ils possèdent des caractéristiques différentes selon la direction des sollicitations. Les agglomérés de béton et la brique d'argile cuite sont fabriqués dans un sens bien défini.

- Epaisseur de plâtre : 2 cm
- Epaisseur d'enduit : 2cm
- La somme d'épaisseur de brique : 25 cm.
- Poids propre de plâtre : 1000 daN/m^3
- Poids propre de ciment : 2000 daN/m^3

$$G_{\text{ma.ex}} = (0.02 * 2000) + (0.02 * 1000) + (0.25 * 900) = 285 \text{ daN/m}^2$$

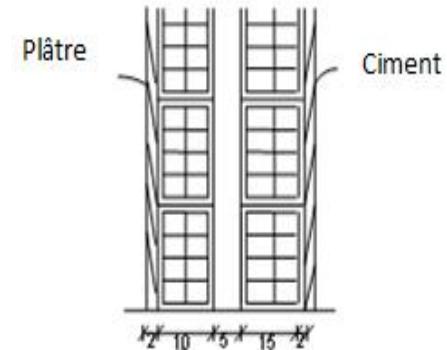


Figure I. 5 : Mur extérieur

CHAPITRE II : DESCENTES DES CHARGES

II .1 Introduction

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination de différentes charges agissantes sur notre structure. Ces charges sont définies par le poids propre (structure porteuse et éléments non porteurs) et aux charges d'exploitation (équipements, foules de personnes.....). En plus, chaque ouvrage est sollicité aux surcharges climatiques (neige, vent et température) et aux actions accidentelles (Séisme, chocs, ...).

II.2 Charges Permanentes

Les charges permanentes G sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, mais aussi de l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, la maçonnerie, ...)

Maçonnerie « 285 kg/m² »

Toiture « panneau sandwichs 17,9 kg/m² »

II.3 Surcharges d'Exploitation

Dans le bâtiment, les charges d'exploitation ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes générées par le climat et les activités humaines.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier.

On admet une charge d'exploitation statique de 5kN/m² dans les locaux soumis aux actions dynamiques dues aux mouvements des sportifs.

Surcharges d'entretien : Charges ponctuelles de 1 kN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

II.3.1 Charge de la Neige

Le calcul de charge de la neige est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur S est déterminée par la formule suivante (d'après le règlement RNV99):

$$S = \mu \times S_k = \mu \times \frac{0,07H+15}{100} \quad (\text{kN/m}^2)$$

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

μ : Coefficient d'ajustement des charges (Annexe A.1)

S_k : Charge de neige sur le sol.

II.3.1.1 Calcul de la Charge de la Neige

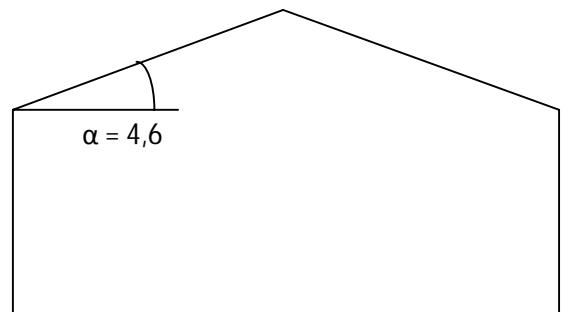
La structure se trouve dans la wilaya de Tlemcen (Hennaya), classée en zone A dont l'altitude est de 500 m.

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07 \times 500 + 15}{100}$$

$$S_k = 0,5 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\alpha = \beta = 4,59^\circ \text{ alors } \mu_1 = \mu_2 = 0,8 \quad (0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ)$$

$$s = 0,8 \times 0,5 \quad \Rightarrow \quad s = 0,40 \text{ kN/m}^2$$



II.3.2 Action du Vent sur la Construction

➤ Hennaya(Tlemcen) → Zone 1 → $V_{\text{ref}}(\text{m/s}) = 25 \text{ m/s}$ (Annexe A.2)

$$\Rightarrow Q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$$

-V1 : Vent perpendiculaire à la façade (AB).

-V2 : Vent perpendiculaire à la façade (BC).

-V3 : Vent perpendiculaire à la façade (DC).

-V4: Vent perpendiculaire à la façade(AD).

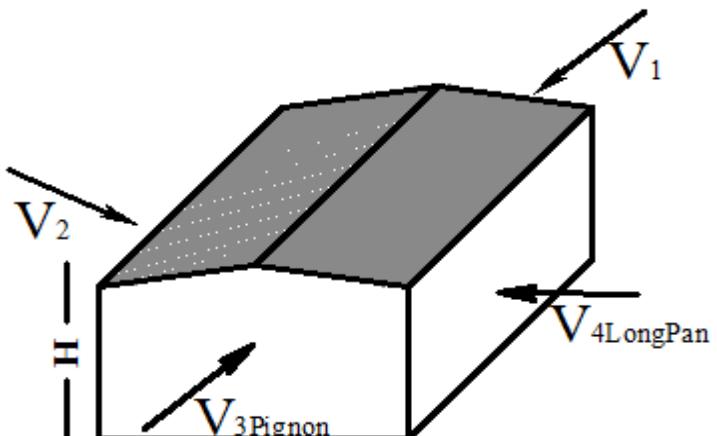


Figure II. 1 : Les sens de vent sur la structure.

La Pression due au Vent

$$q_j = c_d \times w(z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

avec :

$$w(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (c_{\text{pe}} - c_{\text{pi}})$$

- Détermination du Coefficient Dynamique : « C_d » (Annexe A.2)

Façade (AB) → sens du vent V1 $\begin{cases} L=48,92m \\ H=14,5m \end{cases}$

$$C_d = 0,91$$

Façade (BC) → sens du vent V2 $\begin{cases} L=37,3m \\ H=14,5m \end{cases}$

$$C_d = 0,92$$

Façade (CD) → sens du vent V3 $\begin{cases} L=48,92m \\ H=14,5m \end{cases}$

$$C_d = 0,91$$

Façade (DA) → sens du vent V4 $\begin{cases} L=37,30m \\ H=14,5m \end{cases}$

$$C_d = 0,92$$

On remarque que $C_d < 1,2$

Alors, la construction est supposée peu sensible aux excitations dynamiques.

$$w(z_j) = Q_{dyn}(z_i) \times (C_{pe} \cdot C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

$$\text{Avec : } Q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times c_e(z_j) \quad [N/m^2]$$

$C_e(z_j)$: coefficient d'exposition

$$C_e(z_j) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times k_t}{c_r(z) \times c_t(z)}\right)$$

- K_T : Facteur de terrain
- C_r : Coefficient de rugosité (Annexe A.2)
- C_t : Coefficient de topographie
- z : Hauteur considérée en (m)

	K_T	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	E
Catégorie 1	0,17	0,01	2	0,11

Tableau II. 1 : Définition des catégories de terrain (RN99).

Coefficient de rugosité : ($Z=14,5\text{m}$)

$$\text{Avec : } Z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)$$

$$C_r(Z) = 0,17 \times \ln\left(\frac{14,5}{0,01}\right)$$

Coefficient de topographie : Site plat : $\Rightarrow C_T(z)=1$

$$C_e(z_j) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left(1 + \left(\frac{7 \times k_t}{c_r(z) \times c_t(z)}\right)\right)$$

$$C_e(z_j) = 1^2 \times (1,22)^2 \times 1 + \left(\frac{7 \times 0,17}{1 \times 1,22}\right)$$

$$C_e(z_j) = 2,98$$

- Pression Dynamique : $q_{dyn}(z)$**

$$Q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j) \rightarrow Q_{dyn}(z_j) = 375 \times 2,98 \Rightarrow Q_{dyn}(z_j) = 1117,5 \text{ N/m}^2$$

La répartition de la pression dynamique ($h > 10\text{m}$)

$$N = E \left(\frac{H}{3} \right)$$

$$N = E \left(\frac{14,5}{3} \right) = E(4,83)$$

$$N = 5$$

$$h_i = \frac{H}{N} = \frac{14,5}{5} = 2,9\text{m}$$

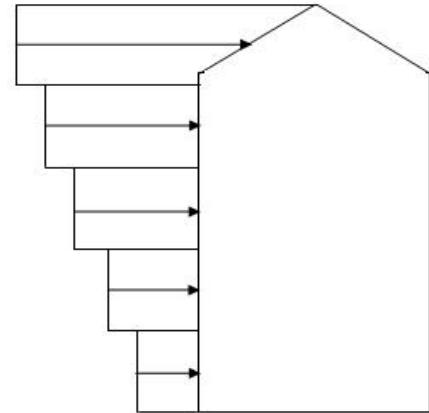


Figure II. 2 : Répartition de la pression dynamique.

Parois (AB – BC – AD-CD):

I	Z_j	$C_r(z_j)$	$C_e(z_j)$	$Q_{dyn}(\text{N/m}^2)$
1	1,45	0,846	1,722	645
2	4,35	1,032	2,293	859
3	7,25	1,119	2,583	968
4	10,15	1,176	2,782	1043
5	13,05	1,219	2,936	1101
6	14,5	1,23	2,98	1117

Tableau II. 2 : Répartition des pressions dynamiques sur les parois.

- Le Coefficient de Pression :Cpe

1°/ paroi : « vent sur pignon avec ($b=37,3$; $h=14,5$; $d=48,92$) ». → Parois (AB-CD)

$$e = \min [b; 2h] = \min [37,3; 29] = 29m \quad \Rightarrow \quad e < d$$

$$S = e/5 \times h = 5,8 \times 14,5 = 84,1 \quad S > 10m^2 \quad \Rightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10}$$

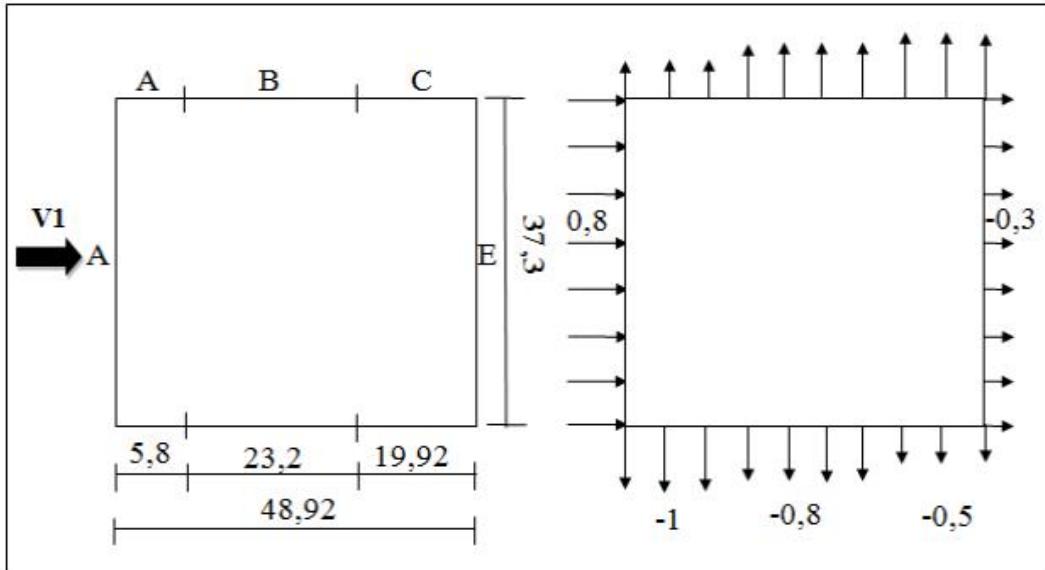


Figure II. 3 : Vent (V_1-V_3) sur les parois AB-CD.

Toitures $\theta=0$

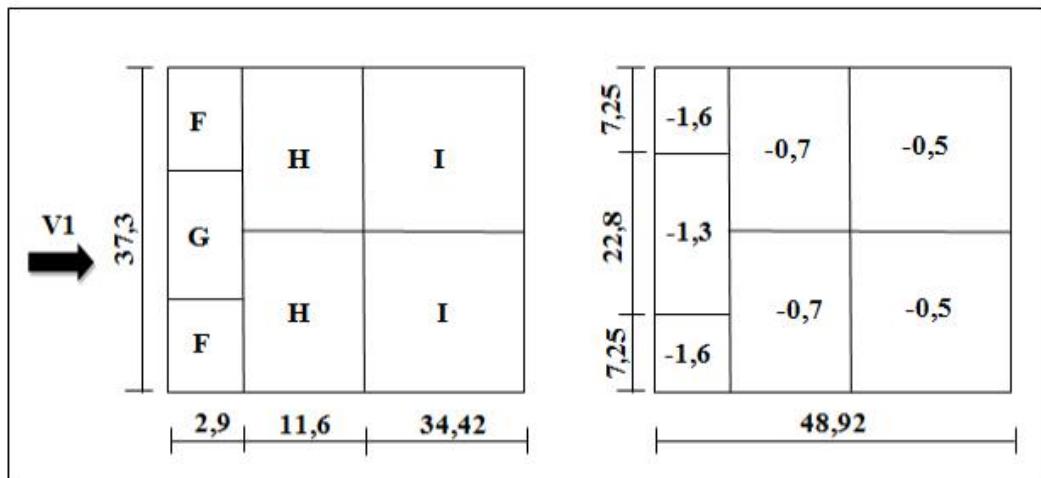


Figure II. 4 : Vent (V_1-V_3) sur la toiture.

2°/ Paroi « Vent sur Long-pan sens du vent V2, avec ($b=48,92$ m ; $h=14,5$; $d=37,3$) ».

$$e = \min [b; 2h] = \min [48,92; 29] = 29m \quad \Rightarrow \quad e < d$$

$$S = e/5 \times h = 5,8 \times 14,5 = 84,1 \quad \rightarrow \quad S > 10m^2 \quad \Rightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10}$$

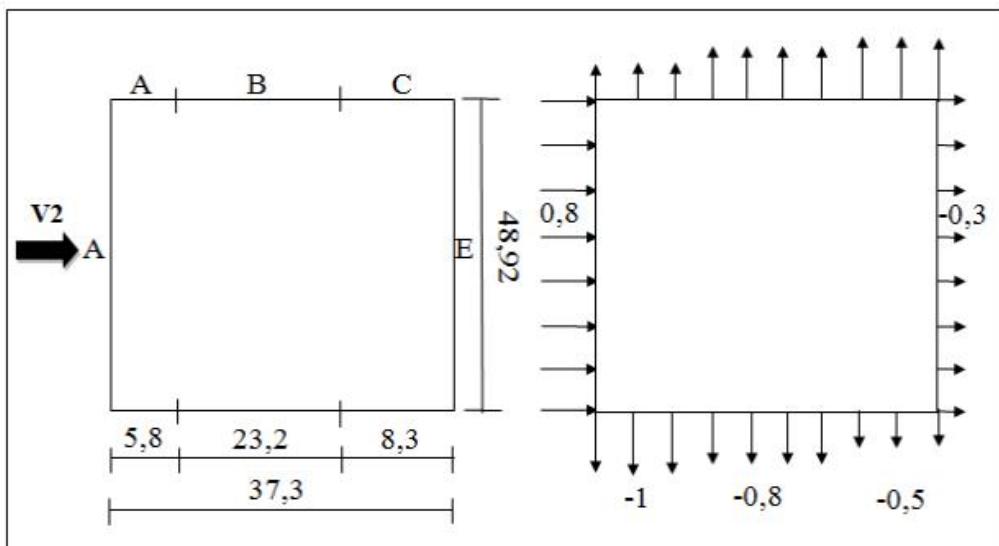


Figure II. 5 : Vent (V2-V4) sur la paroi BC-AD.

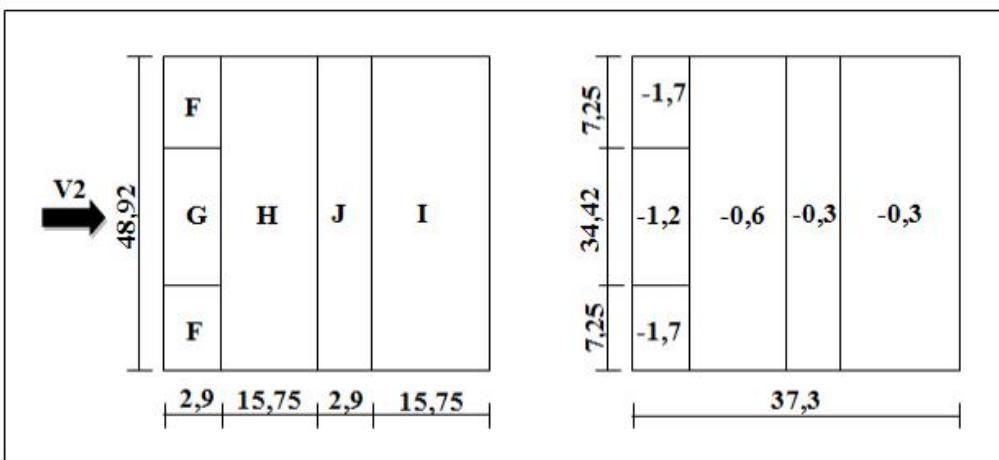
Toitures $\theta=90^\circ$ 

Figure II. 6 : Vent (V2-V4) sur la toiture.

- Le Coefficient de Pression Intérieure : “ C_{pi} ”

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

- Face 1 (AB) Vent V_1 :

$$\mu_p = 0,8 \quad \Rightarrow \quad C_{pi} = -0,338$$

- Face 2 (BC) Vent (V_2) :

$$\mu_p = 0,92 \quad \Rightarrow \quad C_{pi} = -0,5$$

- Face 3 (CD) Vent (V_3) :

$$\mu_p = 0,64 \quad \Rightarrow \quad C_{p_i} = -0,078$$

- Face 4 (AD) Vent (V_4) :

$$\mu_p = 0,62 \quad \Rightarrow \quad C_{p_i} = 0,045$$

II.3.2.1 Le calcul des Pressions

Parois (AB)

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{p_e}	C_{p_i}	$Q_j(N/m^2)$
D	0,91	1101	0,8	-0,338	1140
A	0,91	1101	-1,0	-0,338	-663
B	0,91	1101	-0,8	0,338	-462
C	0,91	1101	-0,5	-0,338	-162
E	0,91	1101	-0,3	-0,338	38

Tableau II. 3 : Pression sur les parois verticales -direction V1.

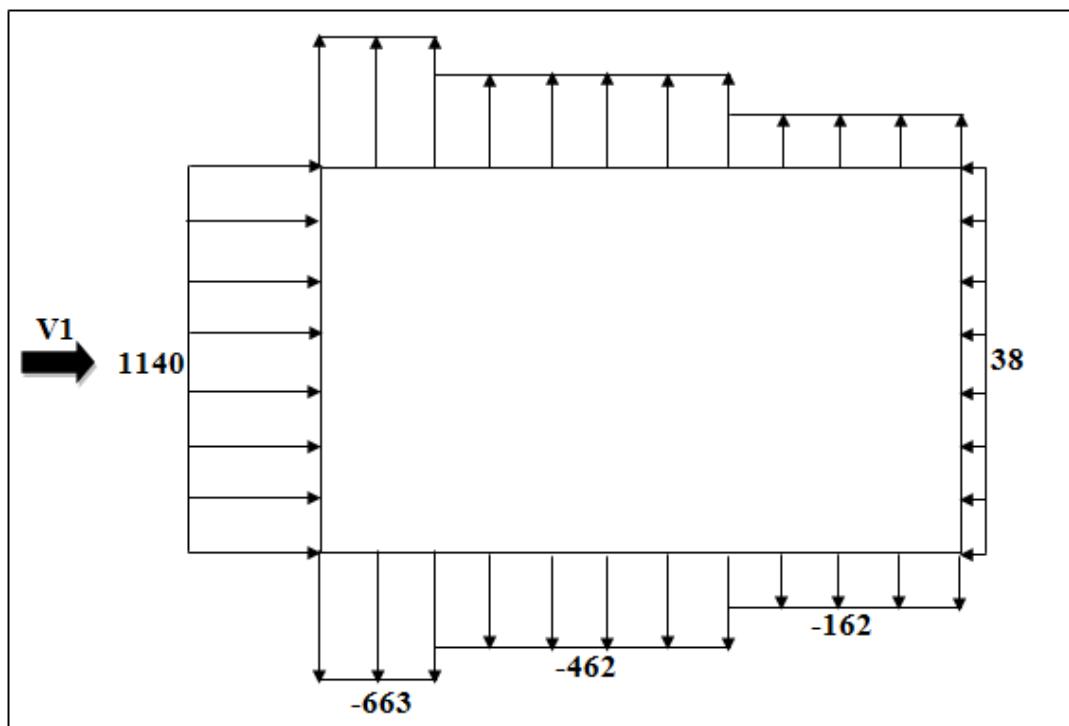
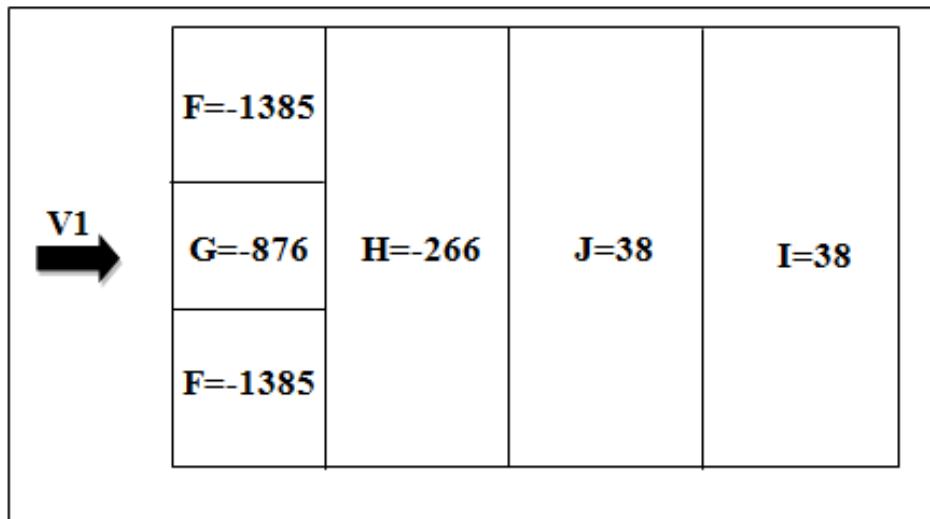


Figure II. 7 : Pression du Vent (V_1) sur la paroi AB.

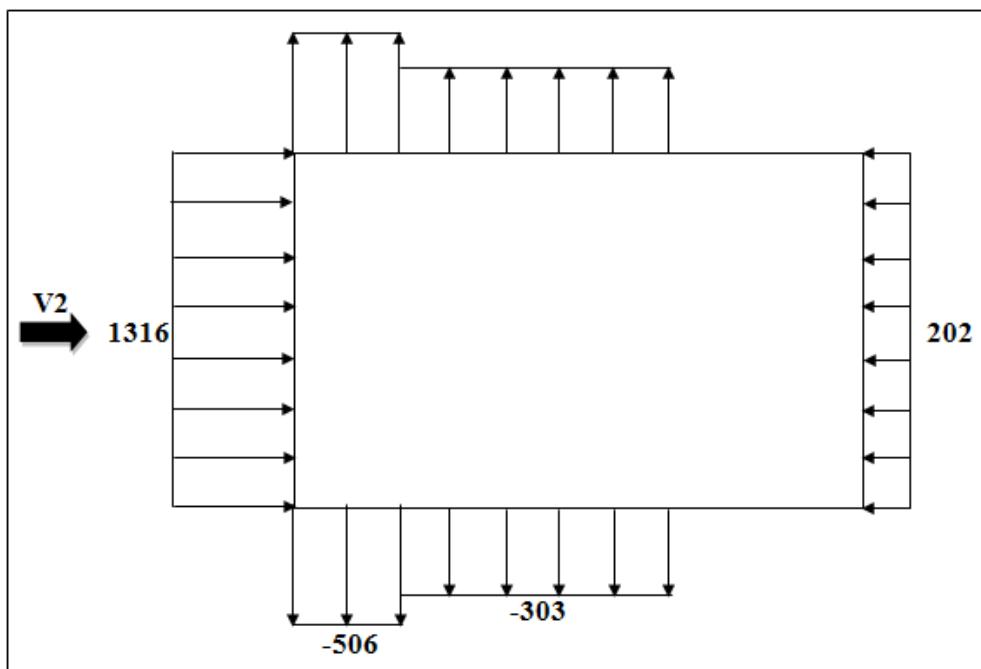
Toiture

Zone	Cd	$Q_{dyn}(N /m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j(N/m^2)$
F	0,91	1117	-1,7	-0,338	-1385
G	0,91	1117	-1,2	-0,338	-876
H	0,91	1117	-0,6	-0,338	-266
J	0,91	1117	-0,3	-0,338	-38
I	0,91	1117	-0,3	-0,338	-38

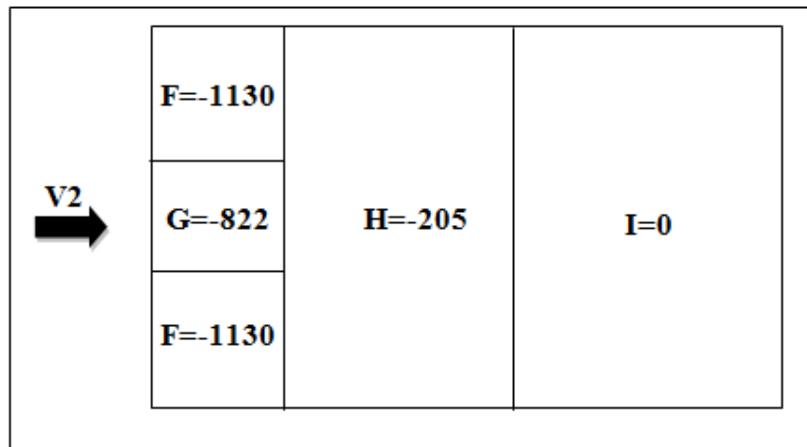
Tableau II. 4: Pression sur la toiture- direction V1 du vent.**Figure II. 8 :** Pression du vent (V1) sur la toiture .**Parois (BC)**

Zone	Cd	$Q_{dyn}(N /m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j(N/m^2)$
D	0,92	1101	0,8	-0,5	1316
A	0,92	1101	-1,0	-0,5	-506
B	0,92	1101	-0,8	-0,5	-303
C	0,92	1101	-0,5	-0,5	0
E	0,92	1101	0,3	-0,5	202

Tableau II. 5: Pression sur les parois verticales -Direction V₂ du vent.

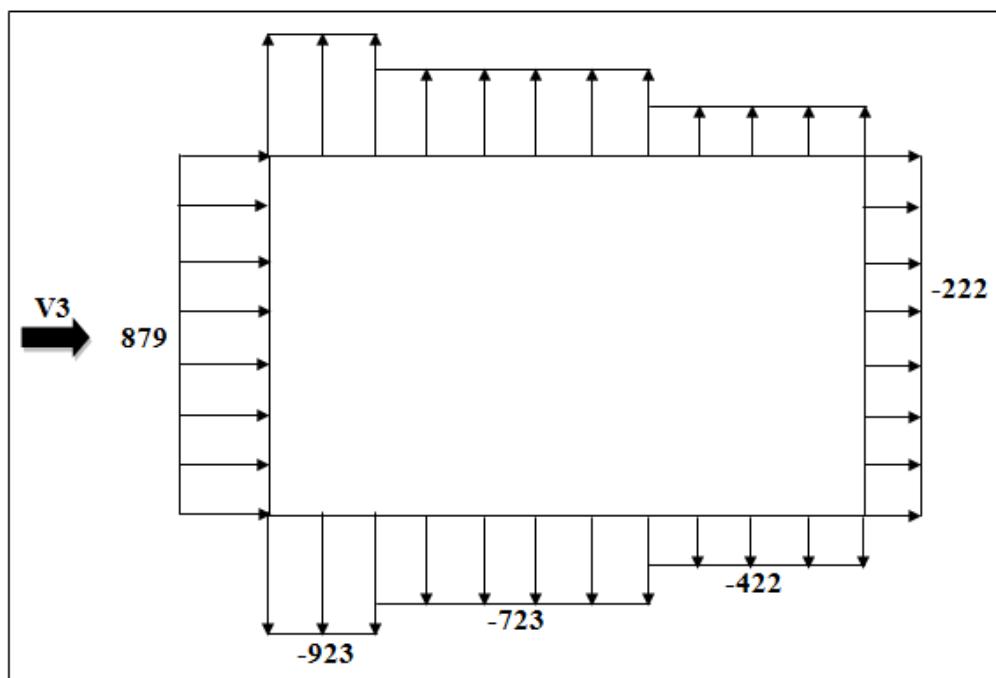
**Figure II. 9 :** Pression du Vent (V2) sur la paroi BC.**Toiture**

Zone	Cd	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j(N/m^2)$
F	0,92	1117	-1,6	-0,5	-1130
G	0,92	1117	-1,3	-0,5	-822
H	0,92	1117	-0,7	-0,5	205
I	0,92	1117	-0,5	-0,5	0

Tableau II. 6: Pression sur la toiture (Direction V₂ du vent).**Figure II. 10 :** Pression du Vent (V2) sur la toiture.

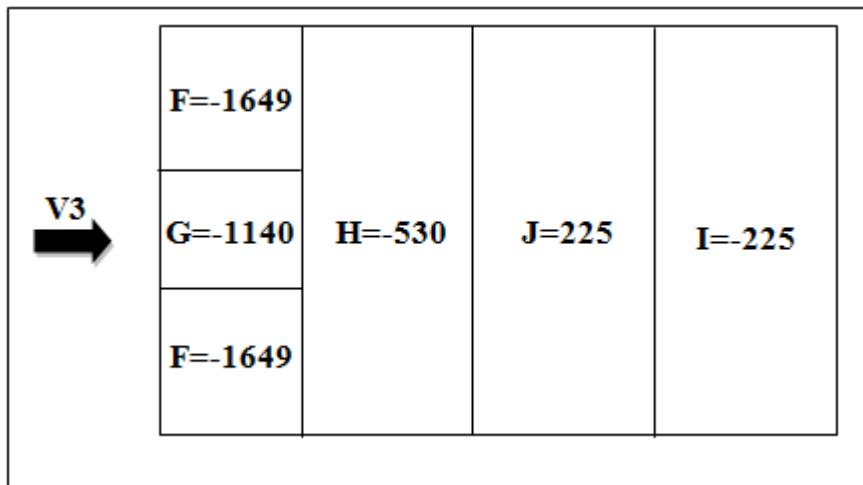
Parois (CD)

Zone	Cd	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j(N/m^2)$
D	0,91	1101	0,8	-0,078	879
A	0,91	1101	-1,0	-0,078	-923
B	0,91	1101	-0,8	-0,078	-723
C	0,91	1101	-0,5	-0,078	-422
E	0,91	1101	-0,3	-0,078	-222

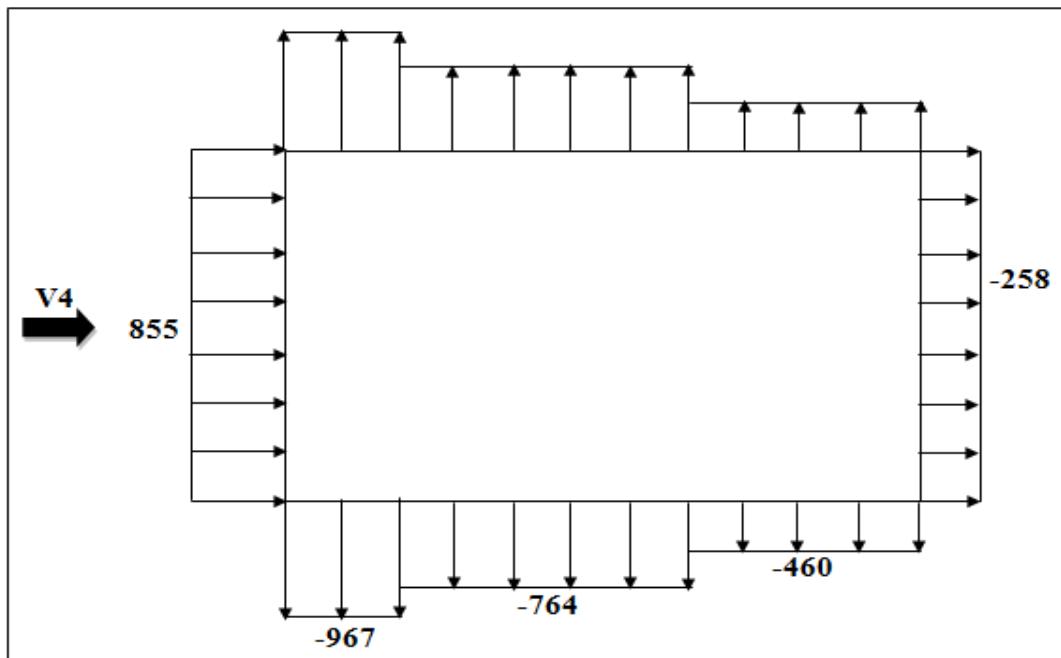
Tableau II. 7: Pression sur les parois verticales (Direction V₃ du vent).**Figure II. 11 :** Pression du Vent (V3) sur la paroi CD.**Toiture**

Zone	Cd	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j(N/m^2)$
F	0,91	1117	-1,7	-0,078	-1649
G	0,91	1117	-1,2	-0,078	-1140
H	0,91	1117	-0,6	-0,078	-530
J	0,91	1117	-0,3	-0,078	-225
I	0,91	1117	-0,3	-0,078	-225

Tableau II. 8 : Pression sur la toiture (direction V3 du vent).

**Figure II. 12 :** Pression du Vent (V_3) sur la toiture.**Parois (AD)**

Zone	C_d	$Q_{dyn}(N/m^2)$	C_{p_e}	C_{p_i}	$Q_j(N/m^2)$
D	0,92	1101	0,8	-0,045	855
A	0,92	1101	-1,0	-0,045	-967
B	0,92	1101	-0,8	-0,045	-764
C	0,92	1101	-0,5	-0,045	-460
E	0,92	1101	-0,3	-0,045	-258

Tableau II. 9 Pression sur les parois verticales (Direction V_4 du vent).**Figure II. 13 :** Pression du Vent (V_4) sur la paroi AD.

Toiture

Zone	Cd	Q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	Q_j (N/m ²)
F	0,92	1117	-1,6	-0,045	-1598
G	0,92	1117	-1,3	-0,045	-1290,
H	0,92	1117	-0,7	-0,045	-673
I	0,92	1117	-0,5	-0,045	-567

Tableau II. 10 : Pression sur la toiture (direction V4 du vent).

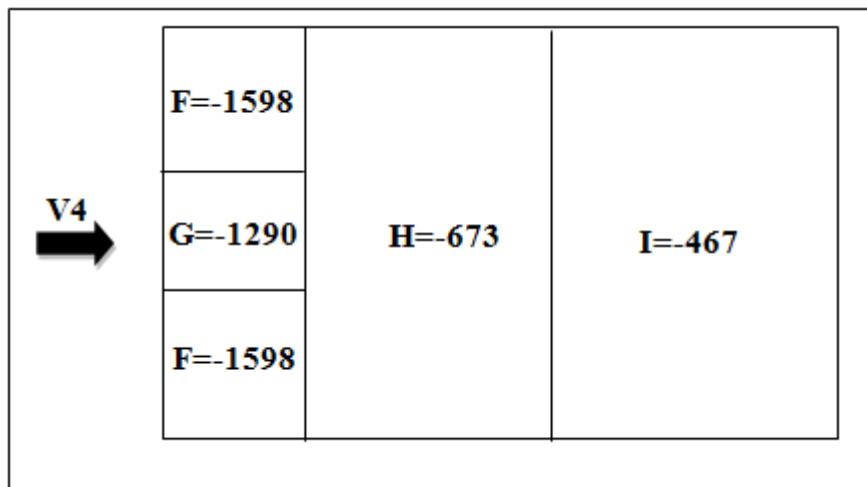


Figure II. 14 : Pression du Vent (V4) sur la toiture.

II.3.3 Force de Frottement du Vent F_{fr}

Dans le cas des structures allongées ou élancées; on tient compte d'une force complémentaire due au frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée

- Vent Perpendiculaire au Pignon V1 et V3

$$\begin{cases} d/b \geq 3 \\ d/h \geq 3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 37,30 / 48,92 = 0,76 < 3 \text{ (CNV)} \\ 37,30 / 14,5 = 2,57 > 3 \text{ (CNV)} \end{cases} \Rightarrow \text{On doit considérer la force de frottement}$$

- Vent Perpendiculaire au Long pan V2 et V4

$$\begin{cases} d/b \geq 3 \\ d/h \geq 3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 48,92 / 37,30 = 1,31 < 3 \text{ (CNV)} \\ 48,92 / 14,5 = 3,37 > 3 \end{cases} \Rightarrow \text{On doit considérer la force de frottement}$$

- d : Dimension (m) de la construction parallèle au vent
- b : Dimension (m) de la construction perpendiculaire au vent
- h : Hauteur (m) de la construction

II.3.3.1. Calcul de la Force de Frottement F_{fr}

$$F_{fr} = \sum (Q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- J : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent
- Z_j : Hauteur du centre de l'élément « j »
- Q_{dyn} : Pression dynamique du vent
- S_{fr} : Aire de l'élément de surface « j »
- $C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface = 0,01... (Annexe A.3)

Surface considérée	Q_{dyn} (N/m ²)	C_{fr}	S_{fr} (m ²)	F_{fr} (daN)
Paroi long-pan	1101	0,01	635	7001
Paroi pignon	1101	0,01	512	5646
Toiture	1117	0,01	1830	20457

Tableau II. 11 : La force de frottements dus au vent.

CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Chéneaux et Descente des Eaux Pluviales

Le chêneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leurs stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture de la construction.

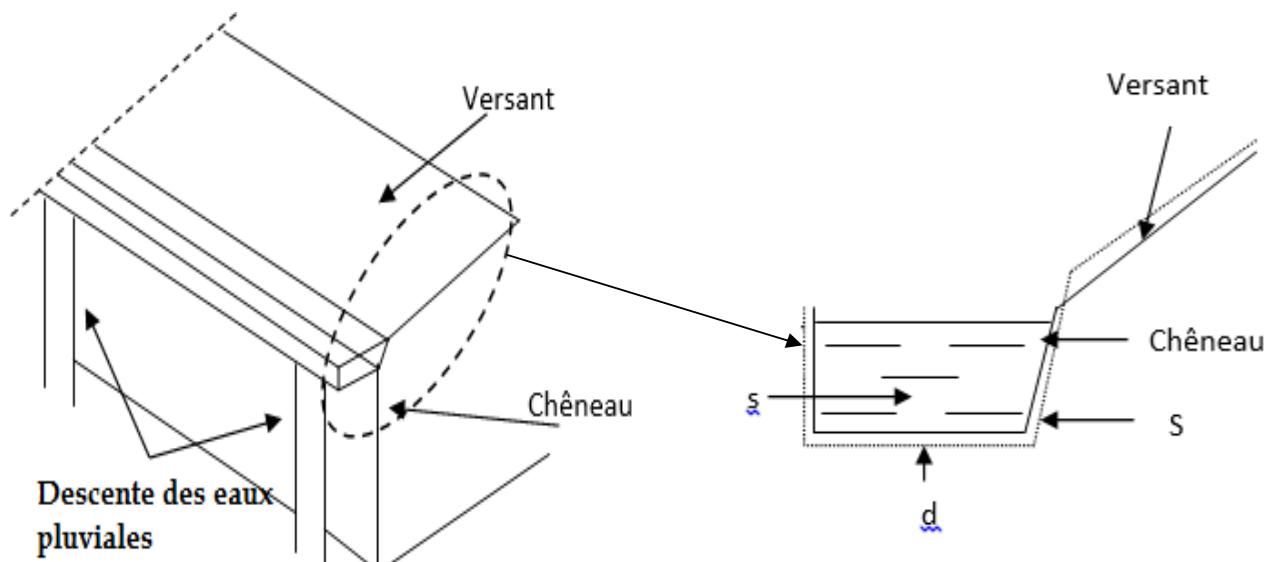


Figure III. 1 : Chêneau d'eau.

Figure III. 2 : Coupe transversale du chêneau.

III.1.1.Calcul de la Section et du Diamètre du Chêneau

La section du chêneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6.3}{\sqrt{\frac{s}{d} \cdot p}}$$

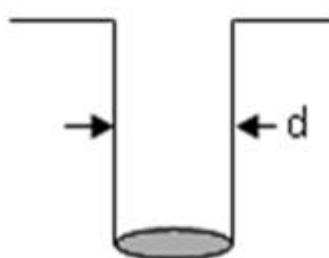


Figure III. 3: Moignon cylindrique.

Avec :

- s : Section transversale du chêneau en cm^2
- p : Pente du chêneau mm/m
- S : Surface couverte intéressant le chêneau en m^2

III.1.2.1. Chéneau du Versant

$$S_1 = 48 \times 18,65 = 895,2 \text{ m}^2$$

Suivant l'abaque \Rightarrow

$P=2 \text{ mm/m}$	$s_1 = 1000 \text{ cm}^2$
	$d = 36 \text{ cm}$

Opte pour quatre conduite de $\emptyset = 120 \text{ mm}$.

III.2. Calcul des Pannes de Couverture

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Dans les bâtiments industriels, on utilise soit des profilés en I ainsi que des éléments formés à froid en Z, C, U, soit des treillis pour les portées supérieures à 6 m.

- **Espacement entre Pannes**

L'espacement entre pannes est défini en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 5 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,5m.

III.2.1 Charges à Prendre en Considération

- a) Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich)
($G = 0,157 \text{ kN/m}^2$)

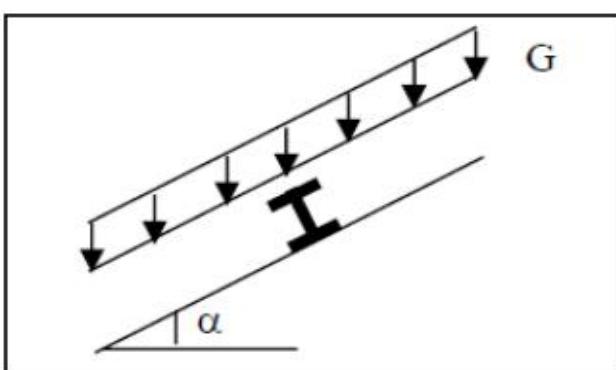
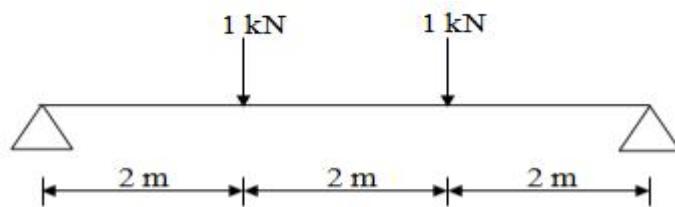


Figure III. 4 : Cas de charge permanente.

- b) Charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2) qui propose les deux cas suivants :

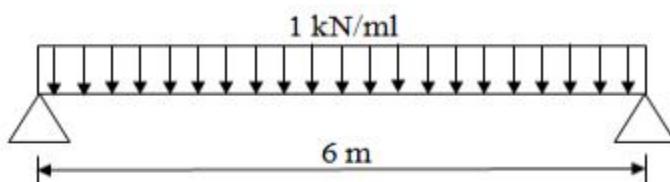
1^{er} cas : Charge ponctuelle de 1kN au 1/3 et 2/3 de la portée. (DTR-BC-2.2 art. 7.33)

$$M = 1 \times \frac{6}{3} = 3 \text{ kN.m}$$



2^{ème} cas : Une charge de 1kN appliquée sur une surface de $10m^2$. C'est $10m^2$ forme un rectangle, dont un coté est déterminé par l'entraxe entre les éléments considérés. Donc une charge de $1ml$, q sera prise égale à $1kN/ml$, d'où :

$$M = Q \times \frac{l^2}{8} = 1 \times \frac{6^2}{8} = 4,5 \text{ kN.m}$$



c) Action de la neige ($S = 0,50 \cos 4,6$) = $0,5 \text{ kN/m}^2$

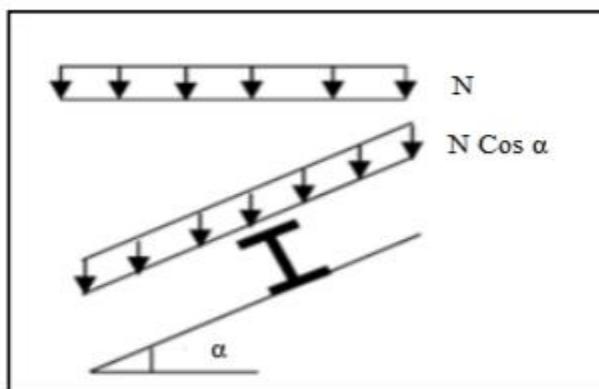


Figure III. 5: Cas de charge de neige.

d) Action du vent ($W = -1,65 \text{ kN/m}^2$)

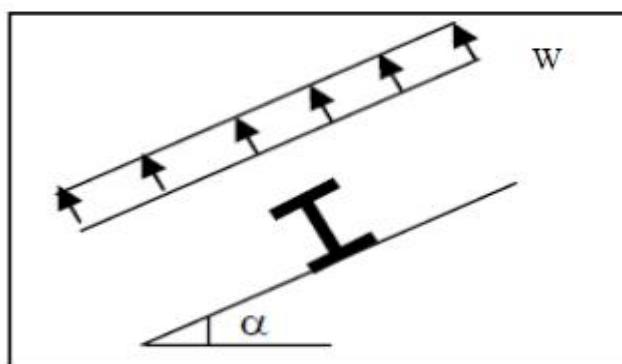


Figure III. 6: Cas de l'effet du vent.

III.2.2. Combinaisons des Charges et Actions

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = (1,35 \times 0,179 \times 1) + (1,5 \times 1 \times 1) = 1,74 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,179 \times 1,5) + (1,5 \times 1 \times 0,4 \times \cos(4,6^\circ)) = 0,96 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,179 \times 1,5) + (1,5 \times 1 \times (-1,65)) = -2,23 \text{ kN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 2,23 \text{ kN/ml}$$

III.2.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 5 appuis simples

Le calcul du moment maximum est défini suivant les règles de la RDM par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est présenté ci-dessous.

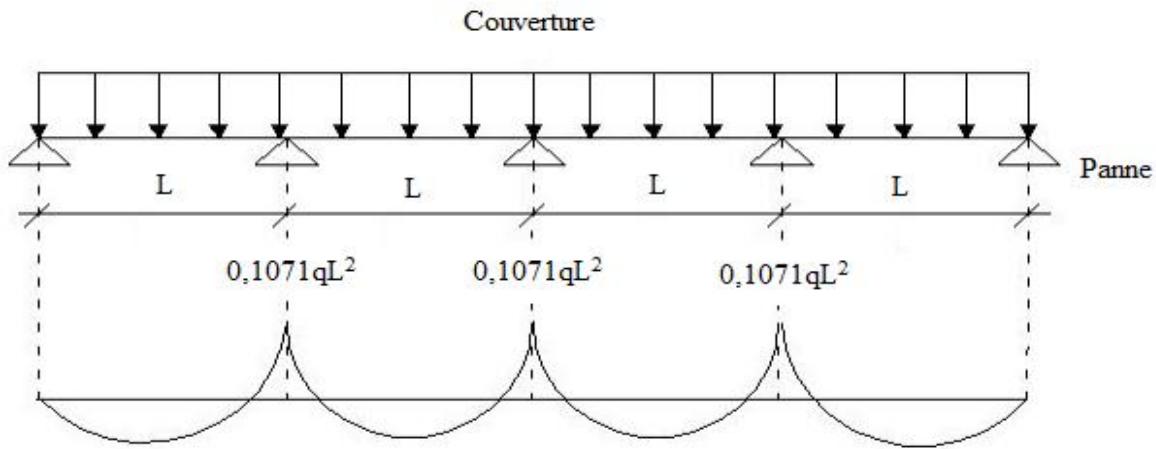


Figure III. 7 : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.

$$M_{\max} = 0,1071qL^2$$

$$q = 2,23 \text{ kN/ml}$$

- L : Espacement entre pannes.

III.2.4 Calcul de l'Espacement

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} < f_y \quad \Rightarrow \quad M_{\max} < f_y \times W$$

$$0,1qL < f_y \times W$$

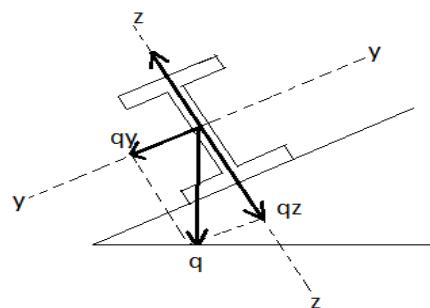
$$L \leq \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,1 \times q}} \quad \rightarrow \quad L \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}}{0,1071 \times 2,23}} = 2,21 \text{ m}$$

On prend :

$$L = 1,70 \text{ m}$$

III.2.5 Dimensionnement des Pannes

- $G = 0,157 \times 1,7 = 0,3043 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{ent}} = 1 \times 1,7 = 1,7 \text{ kN}$
- $S = 0,4 \times 1,7 = 0,68 \text{ kN/ml}$
- $W = (-1,65 \times 1,7) = -2,8 \text{ kN/m}$



III.2.5.1 Combinaisons des Charges

À l'ELU

$$q_1 = 1,35G + 1,5 Q_{\text{entr}} = (1,35 \times 0,3043) + (1,5 \times 1,7) = 2,96 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5 S = (1,35 \times 0,3043) + (1,5 \times 0,68) = 1,43 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5 W = (1,35 \times 0,3043) + (1,5 \times (-2,8)) = -3,79 \text{ kN/m}$$

$$q = \text{Max} (q_1, q_2, q_3) = 3,79 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha = 3,79 \cdot \sin (4,6^\circ) = 0,3 \text{ kN/m} \\ q_z = q \cdot \cos \alpha = 3,79 \cdot \cos (4,6^\circ) = 3,77 \text{ kN/m} \end{cases}$$

À l'ELS

$$q_{s1} = G + Q_{\text{entr}} = 0,3043 + 1,275 = 1,57 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2} = G + S = 0,3043 + 0,85 = 1,15 \text{ kN/m}$$

$$q_{s3} = G + w = 0,3043 + (-2,8) = -2,5 \text{ kN/m}$$

$$q = \max (q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} q_{sy} = q \times \sin \alpha = 2,5 \times \sin (4,6^\circ) = 0,2 \text{ kN/m} \\ q_{sz} = q \times \cos \alpha = 2,5 \times \cos (4,6^\circ) = 2,5 \text{ kN/m} \end{cases}$$

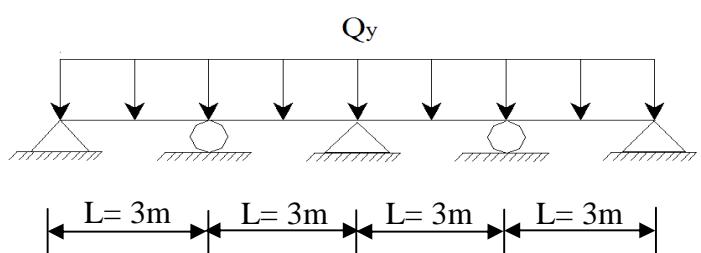
III.2.5.2 Calcul des Moments Sollicitant (ELU)

Les vérifications suivantes sont imposées par le **CCM 97** afin de dimensionner les pannes, donc on prévoit des liernes :

Plan (y-y) :

$$M_{z,Sd} = 0,1071 Q_y \times L_y^2 = 0,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Sd} \leq M_{z,Rd} = \frac{W_{PLZ} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$



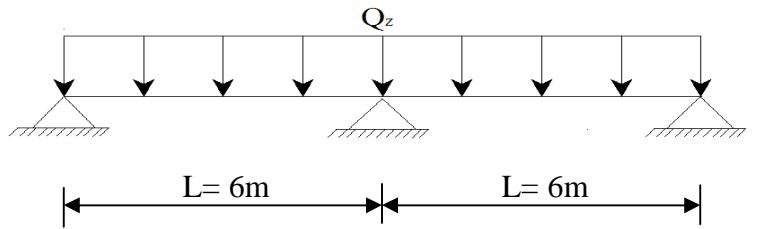
$$\Rightarrow W_{plz} = \frac{M_{z,Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 1,35 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z):

$$M_{y,Sd} = Q_z \times \frac{L_z^2}{8} = 16,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,Sd} \leq M_{y,Rd} = \frac{W_{Pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\Rightarrow W_{pl,y} \geq \frac{M_{y,Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 79,41 \text{ cm}^3$$



III.2.6 Condition de Flèche (ELS)

Plan (y-y) :

$$\delta = 0,485 \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{L_y}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq 0,485 \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 0,485 \frac{5 \times 0,2 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 3,24 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

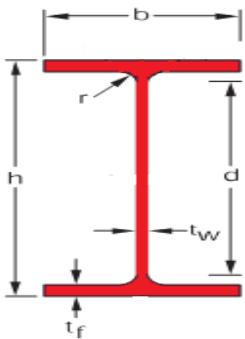
$$\delta_{max} = \frac{L_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq 0,415 \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 0,415 \frac{5 \times 2,5 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 415,175 \text{ cm}^4$$

- Choix du Profilé

Pour satisfaire les deux conditions l'ELU et l'ELS; on opte un profilé IPE 140 qui doit présenter les caractéristiques suivantes :



profilé	section	Dimensions					Caractéristiques			
		A cm ²	H mm	B Mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE 140		16,4	140	73	6,9	4,7	541	44,9	88,34	19,25

Tableau III. 1 : Caractéristiques du profilé.

III.2.7 Condition de Flèche avec Poids Propre Inclus

$$Q_{\max} = G + W = (0,3043 + 0,129) + (-2,8) = 2,36 \text{ kN/m}$$

$$q_y = Q_{\max} \times \sin \alpha = 2,73 \times \sin(4,76^\circ) = 0,19 \text{ kN/m}$$

$$q_z = Q_{\max} \times \cos \alpha = 2,73 \times \cos(4,76^\circ) = 2,36 \text{ kN/m}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = 0,485 \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta = 0,485 \frac{5 \times 0,19 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,9} = 0,103 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_z \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times 2,36 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541} = 1,45 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V.}$$

III.2.8 Classe du profilé IPE 140**III.2.8.1 Classe de l'Ame Fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{112}{4,7} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 23,83 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

III.2.8.2 Classe de la Semelle Comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{36,5}{6,9} = 5,29 \leq 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I

III .2.9. Vérification des Contraintes

Les pannes travaillant en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \dots \dots \dots \text{(A)}$$

Avec : $\alpha = 2$

$$\beta = 1 (\text{profilé en I classe 1})$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a} \dots \dots \dots \text{(1)}$$

Avec :

$$\begin{cases} n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \\ a = \frac{A - (2b - tf)}{A} = \frac{16,4 - (2 \times 7,3 \times 0,69)}{16,4} = 0,385 \end{cases}$$

$$n < a \Rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \dots \dots \dots \text{(2)}$$

On remplace (1) et (2) dans la première équation :

$$(A) \dots \left(\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0} \times (1-0,5a)}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M0}}{W_{plz} \times f_y} \right)^1 \leq 1$$

$$Q_{max} = 1,35G + 1,5W = 1,35(0,3043 + 0,129) + 1,5(-1,65 \times 1,7)$$

$$Q_{max} = 3,62 \text{ kN/m}$$

$$Q_y = Q_{max} \times \sin \alpha = 0,29 \text{ kN/m}$$

$$Q_z = Q_{max} \times \cos \beta = 3,6 \text{ kN/m}$$

$$M_{y,Sd} = Qz \times \frac{Lz^2}{8} = 3,6 \times \frac{6^2}{8} = 16,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 0,1071 Qy \times Ly^2 = 0,1071 \times 0,38 \times 3^2 = 0,27 \text{ kN.m}$$

$$(A) \dots \left(\frac{16,23 \times 1,1 \times (1 - 0,5 \cdot 0,385)}{88,34 \times 23,5} \right)^2 + \left(\frac{0,27 \times 10^2 \times 1,1}{19,25 \times 23,5} \right)^1 = 0,55 \leq 1 \Rightarrow C.V$$

Donc, les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.10 Résistance de la Panne au Déversement

Le déversement par la flexion des pannes se manifeste par rapport à l'axe de forte inertie, est un phénomène d'instabilité fait une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

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

$$M_{b,Rd} = \chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)

- χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement

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

Avec: $\begin{cases} \phi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{lt} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L \cdot \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \cdot I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'enca斯特ment = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+v)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

- I_t : Moment d'inertie de torsion= 2 ,45 cm⁴
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement= 1, 98 $\times 10^{-3}$ cm⁶
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 44,92 cm⁴

$$\lambda_{lt} = 150,3 \lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{137,2}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,6$$

$$\emptyset_{Lt=0,5[1+0,21(1,6-0,2)+1,6^2]} = 1,92$$

$$\chi_{tl} = \frac{1}{(1,92 + \sqrt{1,92^2 - 1,6^2})} = 0,22$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,22 \times 1 \times 88,34 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 415,292 \text{ kN.m}$$

- Moment Sollicitant**

$$M_{Sd} = \frac{qL^2}{8} = (1,35G_y + 1,5W) \times \frac{L^2}{8}$$

Avec : $q = ((1,35 \times (0,3043 + 0,129)) \times \cos(4,6^\circ)) + (1,5 \times 1,7 \times (-1,65)) = -3,60 \text{ kN/m}$

$$M_{Sd} = \frac{3,62 \times 6^2}{8} = 6,29 \text{ kN.m} \leq 1M_{b,Rd} = 415,292 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} < M_{b,Rd} \Rightarrow C.V$$

III.2.11 Résistance au Voilement par Cisaillement

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$: ainsi il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

On à : $\frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{140-2(6,9)}{4,7} = 26,85 \leq 69$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

III.2.12 Stabilité au Flambement de la Semelle Comprimée dans le Plan de l'Ame

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

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

Avec :

- $A_w = t_w \times (h-2t_f) = 593,14 \text{ mm}^2$ (aire de l'âme)
- $A_{fc} = b \cdot t_f = 73,69 = 503,7 \text{ (aire de la semelle comprimée)}$
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)
- $E = 21 \cdot 10^4 \text{ N / mm}^2$ (module d'élasticité)
- $K = \text{Coefficient pris égal à } 0,3$ (semelle de classe I)

A.N:

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{F_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,91 \\ \frac{d}{tw} = \frac{140 - 2(6,9)}{4,7} = 26,85 < 290,91 \end{array} \right. \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion

Le profilé choisi IPE 140 convient pour les pannes de notre structure.

III.3. Les Liernes des Pannes

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

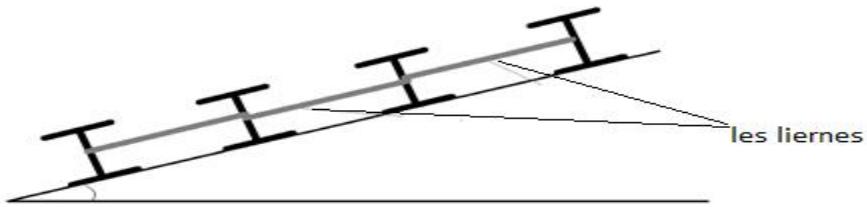
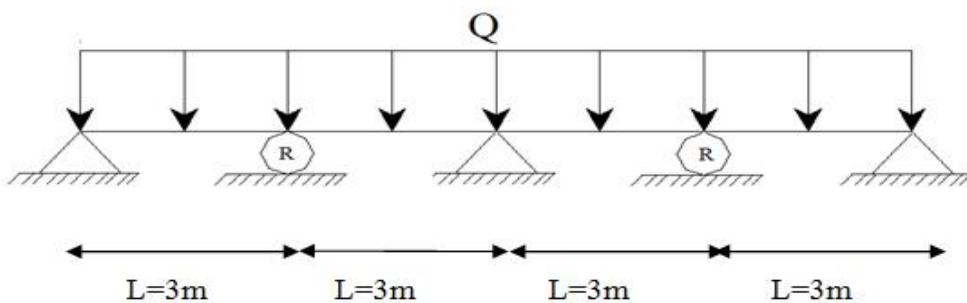


Figure III. 8: Coupe transversale des liernes.

III.3.1 Dimensionnement des Liernes des Pannes



a. Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée

$$R = 1,25 \times Q_y \times L = 1,25 \times 0,24 \times 3 = 0,9 \text{ kN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne de

L1 à L11 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,9}{2} = 0,45 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1,35 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 2,25 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 3,15 \text{ kN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 4,05 \text{ kN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 4,95 \text{ kN}$$

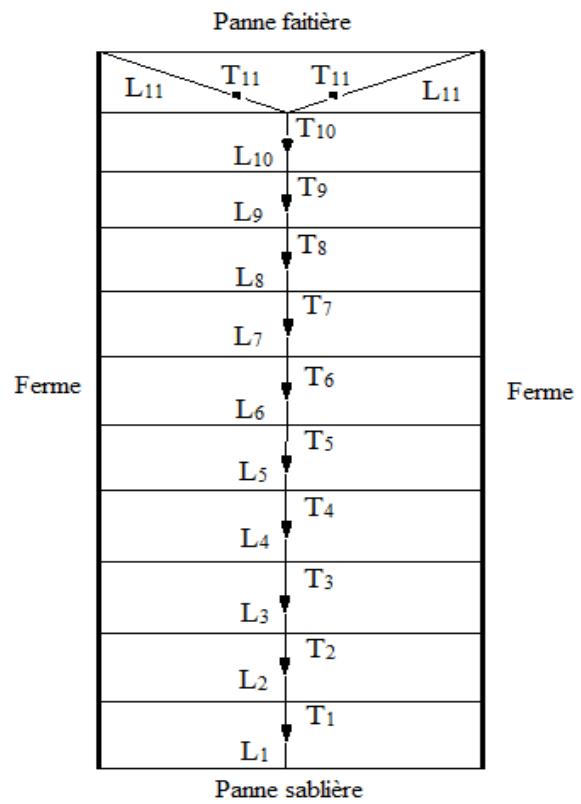
$$T_7 = R + T_6 = 5,85 \text{ kN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 6,75 \text{ kN}$$

$$T_9 = R + T_8 = 7,65 \text{ kN}$$

$$T_{10} = R + T_9 = 8,55 \text{ kN}$$

$$T_{11} = R + T_{10} = 9,45 \text{ kN}$$



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 faîte. 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 bretelles (bretelles).

b. Calcul de la Section des Liernes

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} -N_{pl,Rd} : \text{effort normal résistant} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ -N_{Sd} : \text{effort normal sollicitant.} \end{array} \right.$$

$$N_{Sd} \leq A_s \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \Rightarrow \quad A_s \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow \quad A_s \geq \frac{9,45 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 44,23 \text{ mm}^2$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre Ø 12 et d'une section résistante

$$A_s = 84,3 \text{ mm}^2$$

III.4. Calcul des Potelets

Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et à résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Remarque : puis que dans notre structure à des parois en maçonnerie donc il y'a pas un risque de déversement.

Ils sont considérés le potelet comme encastré - articulé dans ces extrémités car sa longueur est très importante.

III.5.1 Calcul des Charges et Surcharges Revenant au Potelet le Plus Chargé

a)-Charge Permanentes G (poids propre)

Maçonnerie : 285 kg /m²

Poids propre de la poutre :(HEA120)..... 19,9 kg/ml

$$G = (19,9 \times 8,48 \times 3) + (285 \times 8,48 \times 12,3) = 30,32 \text{ kN}$$

avec : L = 12,3 m (longueur du potelet)

b)- Surcharges Climatiques du vent (W₃)

$$W_3 = 1140 \text{ N/m}^2 = 1,14 \text{ kN /m}^2$$

$$W_3 = 1,14 \times 12,3 = 14,02 \text{ kN/ml}$$

III.4.2. Dimensionnement du Potelet

- **Sous la condition de flèche (L=12,3 m longueur du potelet le plus chargé)**

$$\delta = \frac{271 \times w_3 \times L^4}{50000 \times E \times I_y} \leq \delta_{\max} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{542 \times W_3 \times L^3}{500 \times E} = \frac{542 \times 14,02 \times 1230^3}{500 \times 21 \times 10^6}$$

$$I_y = 1346,70 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPE 300.

profilé	section	Dimensions				Caractéristiques			
		A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³
IPE 300	53,8	300	150	10,7	7,1	8356	603,8	628,4	125,2

Tableau III. 2 : Caractéristiques du profilé IPE 300.

III.4.2.1. Incidence de l'Effort Normal

$$N_{sd} \leq \min (0, 25 N_{pl, Rd}, 0, 5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times (30,32 + 0,422) = 41,5 \text{ kN} \text{ (effort normal sollicitant)}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5380 \times 235}{1,1} = 1149,36 \text{ kN} \text{ (effort normal plastique résistant)}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 5380 - 2 \times 150 \times 10,7 = 2170 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = 41,5 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \times 2170 \times 235}{1,1} = 231,79 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.4.2.2. Vérification des Contraintes

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

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

Avec : M_{sd} : Moment sollicitant

$$M_{sd} = \frac{9 \times Q_z, sd \times l^2}{128} = \frac{9 \times 1,5 \times 14,02 \times 12,3^2}{128} = 149,14 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$\text{Avec : } M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628400 \times 235}{1,1} = 134,25 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{41,5}{1149,36} = 0,036$$

$$a = (A - 2b \times t_f) / A = (5380 - 2 \times 150 \times 10,7) / 5380 = 0,40$$

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{134,25 \times (1-0,036)}{(1-0,5, 0,40)} = 161,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 149,14 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 161,77 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.5.2.3. Résistance 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
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

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

Avec :
$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

Axe (z-z) : courbe b $\alpha = 0,34$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{L}{11,23} = \frac{1230}{11,23} = 109,52 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,16$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L}{3,02} = \frac{410}{3,02} = 135,76 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,44$$

- χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

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

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

D'où $\phi = 1,27$

$$\chi = 0,33$$

D'où : $N_{b,Rd} = \frac{0,33 \times 4590 \times 235}{1,1} = 323,59 \text{ kN}$

Donc : $N_{Sd} = 41,5 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 323,59 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$

III.5. Pré dimensionnement Poteaux-Poutres

Cette partie a pour but de pré dimensionner les différentes éléments de la structures, suivants les règlements exigés tel que : DTRB.2.2, BAEL91, RPA99V2003.

III.5.1 Pré dimensionnement des Poutres

Les poutres sont des éléments de type barre, leur rôle est la transmission des charges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux.

V.5.1.1 Poutre Principale

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \rightarrow 0,40 \leq h \leq 0,60 \rightarrow h = 45\text{cm.}$$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 0,09 \leq b \leq 0,22$$

- b : Dépend de la largeur des poteaux.

Donc on obtient une poutre de : $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$.

La dimension de la poutre doit satisfaire les conditions de **R.P.A 99 V2003**

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow 35 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 20\text{cm} \rightarrow 45 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h/b < 4 \rightarrow 45/35 = 1,28 < 4$$

III.5.2. Pré dimensionnement des Poteaux

III.5.2.1. Section Réduite

$$B_r = \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85f_e}{100+\gamma_s}}$$

- β : Coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{avec : } \lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$$

- $N_u = 1,35N_g + 1,5N_q$
- $N_u = 1,35 (54,7) + 1,5 (184,65) = 350,82\text{kN}$
- θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$)

- $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,15 \text{ MPa}$
- $f_e = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$
- $B_r : \text{section réduite du béton} \rightarrow B_r \geq 0,016$

ON a :

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$a = \sqrt{\beta_r} + 0,02$$

Donc on prend : $a=b=40 \text{ cm}$

Vérification des conditions du R.P.A 99 V 2003:

$$\begin{aligned} \min(a ; b) &\geq 25 \text{ cm} & \rightarrow a = b = 0,40 \text{ m} &> 0,25 \text{ m} \\ \min(a ; b) &\geq \frac{h_p}{20} & \rightarrow a = 0,40 \text{ m} &> \frac{5,50}{20} = 0,275 \\ 1,4 < \frac{b}{a} &< 4 & \rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \end{aligned}$$

III.5.2.2 Vérification du Poteau au Flambement

a) Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

b) Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = 40 \times 40 = 1600$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{213333,33}{1600}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 11,54 \text{ cm}$$

c) Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{385}{11,54} = 33,33 < 50$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{861}{11,54} = 74,54 > 50$$

$\lambda_y > 50 \rightarrow$ il y'a un risque de flambement.

Après plusieurs calculs on opte :

$$\begin{cases} a = 40 \text{ cm} \\ b = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

d) Calcul de moment d'inertie

$$I_x = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{40 \times 80^3}{12} = 1706666,66 \text{ cm}^4$$

e) Rayon de giration i_x, i_y

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = 40 \times 80 = 3200$$

$$i_x = \sqrt{\frac{213333,33}{3200}}$$

$$\Rightarrow i_x = 8,16 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{1706666,66}{3200}}$$

$$\Rightarrow i_y = 23,09 \text{ cm}$$

f) Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{385}{8,16} = 47,18 < 50$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{861}{23,09} = 37,28 < 50$$

$(\lambda_x, \lambda_y) > 50$ il y'a pas un risque de flambement.

CHAPITRE IV : ETUDES SISMIQUES

IV.1. Introduction

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

On peut classer les séismes en trois catégories :

1. Les séismes tectoniques sont les plus communs. Ils se produisent lors de la rupture brutale d'une faille. Une faille est une cassure de l'écorce terrestre séparant un ensemble rocheux en deux compartiments décalés.
2. Les séismes volcaniques sont ceux qui se produisent en même temps qu'une éruption volcanique.
3. Les séismes d'effondrement sont de petites secousses résultant de l'effondrement du toit d'une grotte ou d'une mine sous-terrasse.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Notre choix s'est porté sur la méthode d'analyse modale spectrale du fait de son caractère très fiable et du calcul simple pour sa mise en application par le biais d'un logiciel, ce qui évite les calculs manuels pouvant engendrer des erreurs aux conséquences très préjudiciables. Cette méthode, parfaitement éprouvée et avérée la plus performante, est largement utilisée dans le monde entier.

• Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure [RPA99-V2003].

a) Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible ‘ZONE I’

b) Classification de l'ouvrage

D'après le RPA99V2003 la de notre ouvrage est classée en Zone I groupe 1B. Et selon le rapport géotechnique relatif cet ouvrage on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

IV.2 : Le calcul

• Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

– A : Coefficient d'accélération de zone

Donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de la structure. Pour la zone et groupe d'usage 1B \Rightarrow A = 0,10..... (Annexe C.4.1)

– R : Coefficient de comportement de la structure

Ossature contreventée par palées triangulées en X et V \rightarrow R= 4..... (Annexe C.4.3)

- **T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site**

Site meuble (S3)

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \dots \dots \dots \text{ (Annexe C.4.7)} \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

- **η : Facteur de correction d'amortissement**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique..... (Annexe C.4.2)

Portique en acier : $\xi = 5\%$

$$\rightarrow \eta = 1. \geq 0,7$$

Portique avec poteau en Béton : $\xi = 7\%$

$$\rightarrow \eta = 0,88 \geq 0,7$$

- **β : Coefficient de pondération**

Fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas $\rightarrow \beta=0,3$

- **Q : Facteur de qualité** : La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^b p_q \dots \dots \dots \text{ (Annexe C.4.4)}$$

- **P_q** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Critère « q »	Observation	p _{qacier}	p _{qbéton}
Condition minimale sur les files de contreventement	Observé	0	0
Redondance en plan	Observé	0	0
Régularité en plan	Observé	0	0
Régularité en élévation	Observé	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,1	0,1
$Q = 1 + \sum_1^b p_q$		1,15	1,20

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

IV.3. Modélisation de la structure

Le logiciel SAP 2000, est conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle. Cette étape sera suivie d'un certain nombre de modifications permettant d'appréhender au maximum le comportement de la structure d'origine.

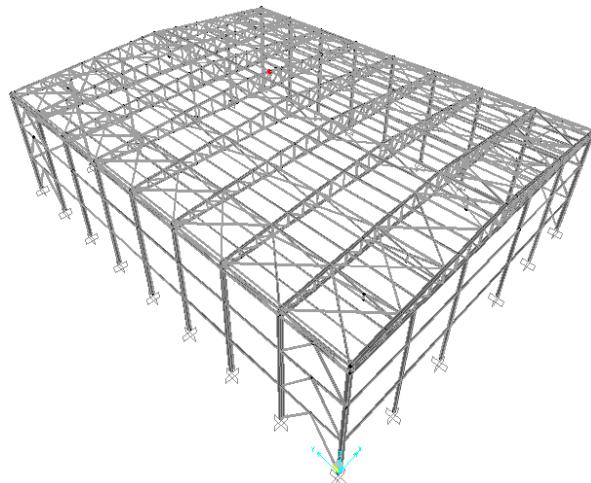


Figure IV. 2 : Modélisation structure en Acier.

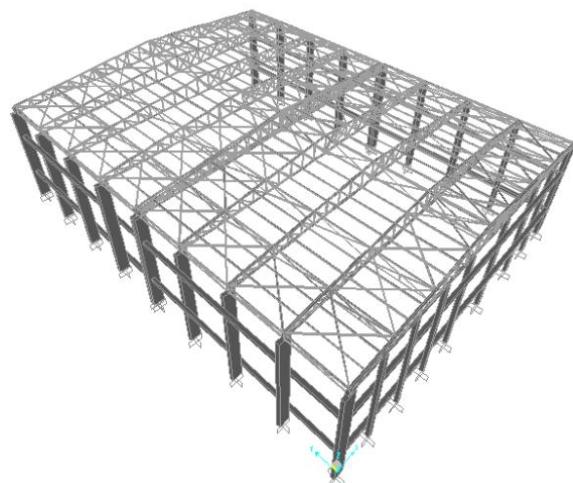


Figure IV. 1 : Modélisation structure en Béton.

IV.4. Analyse modale

Le spectre est caractére suivantes :

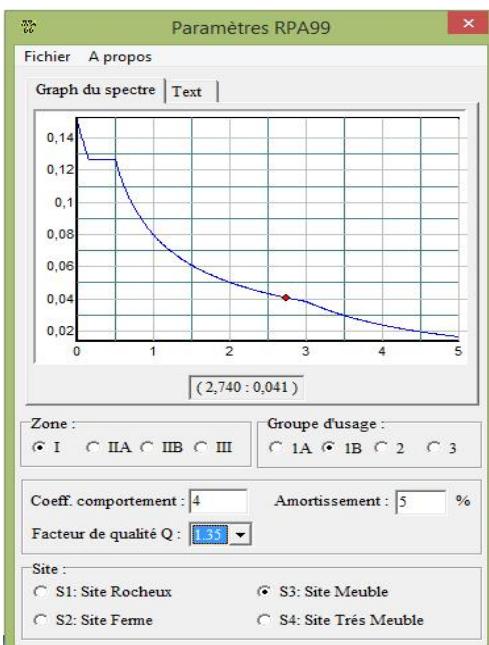


Figure IV. 4 : Spectre de réponse Structure Acier.

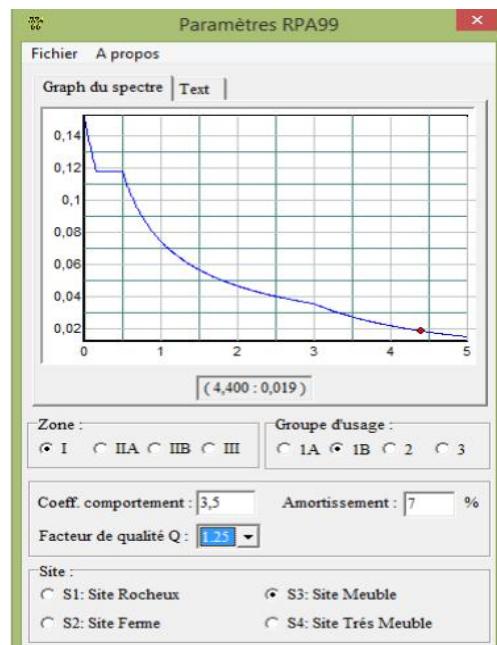


Figure IV. 3 : Spectre de réponse Structure Béton.

IV.5. Choix de disposition des contreventements

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en supposant à l'action des forces horizontales : vent, séisme, chocs...etc.

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges verticales et horizontales jusqu'aux fondations.

IV.6 : Vérification de la structure

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

La valeur de T calculé par le logiciel **SAP 2000** ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

IV.6.1.1 : Structure en Acier

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000

$$T=0,69 \text{ s}$$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot H_N^{3/4}$$

Avec :

- H_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$H_N=14,5 \text{ m}$$

- C_t : coefficient fonction du système de contreventement, et du type de remplissage

On a un portique auto stable en acier avec remplissage en maçonnerie

$$C_t = 0,05$$

D'où :

$$T=0,05 \times (14,5)^{3/4} \Rightarrow T=0,37 \text{ s} \Rightarrow T+30\%T=0,49 \text{ s}$$

$$0,69 \text{ s} > T+30\%T=0,49$$

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grande que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible.

IV.6.1.2 : Structure en B.A

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000

$$T=0,37 \text{ s}$$

$$T = C_t \cdot H_N^{3/4}$$

Avec :

$$H_N=14,5 \text{ m}$$

$$C_t = 0,05$$

D'où :

$$T=0,05 \times (14,5)^{3/4} \Rightarrow T=0,37 \text{ s} \Rightarrow T+30\%T=0,49 \text{ s}$$

Donc :

$$0,37 < T+30\%T=0,49 \Rightarrow \text{la période est admissible}$$

IV.7.2 : Calcul de la force sismique totale

D'après le RPA 99 V 2003 (article 4.3.6,page 54) la résultante des forces sismiques à la basse V_t obtenue par des combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

IV.7.2.1 : Structure en Acier

a) Calcul de la force sismique

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 186,21 \text{ kN}$

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 107,64 \text{ kN}$

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

- **A**: est le coefficient d'accélération de zone :

$$\mathbf{A=0,10}$$

- **D** : est le facteur d'amplification dynamique moyen, déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$D=2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D=2,5 \times 1 \left(\frac{0,50}{0,68}\right)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D=2,03}$$

- **W** : le Poids total de la structure

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanente
- W_{Qi} : Charge d'exploitation

$$W = 2137,75 \text{ KN}$$

Donc calcul la force sismique :

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

$$V = \frac{0,1 \times 2,03 \times 1,15}{4} \times 2137,75$$

$$\mathbf{V=124,76 \text{ KN}}$$

	Vt (KN)	V (KN)	80% V	0.8V < Vt
Sens -X	186,21	124,75	99,81	C .V
Sens-Y	107,64	124,76	99,81	C .V

Tableau IV. 2 : Résultat des forces sismiques à la base**b) Vérification des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau ‘K’ de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques Fi
- R : Coefficient de comportement $\Rightarrow R=4.$

Le déplacement relatif au niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’ est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens (X)			Sens(Y)			1% h(étage) (cm)	C.V
	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)		
TOITURE	2,3	4	9,2	0,6	4	2,4	14,5	C.V

Tableau IV. 3 : Résultat du déplacement**IV.7.2.2 : Structure en Béton****c) Calcul de la force sismique :**

Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 136,32 \text{ kN}$

Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 103,46 \text{ kN}$

$$\mathbf{A=0,10}$$

$$D=2,5\eta = 2,5 \times 0,88 \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$\Rightarrow \mathbf{D=2,2}$$

- **W** : le Poids total de la structure

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanente

- W_{Qi} : Charge d’exploitation

$$W = \mathbf{1459,19 \text{ KN}}$$

Donc calcul la force sismique :

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

$$V = \frac{0,1 \times 2,03 \times 1,15}{4} \times 1459,19$$

V=85,16 KN

	Vt (KN)	V (KN)	80% V	0.8V < Vt
Sens-X	136,32	85,16	68,12	C .V
Sens-Y	103,46	85,16	68,12	C .V

Tableau IV. 4 : Résultat des forces sismique à la base

b) Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau ‘K’ de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques Fi
- R : Coefficient de comportement $\Rightarrow R = 3,5$.

Le déplacement relatif au niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’ est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens (X)			Sens(Y)			1% h(étage) (cm)	Condition
	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)		
TOITURE	1,09	3,5	3,81	0,3	3,5	1,05	14,5	C.V

Tableau IV. 5 : Résultat du déplacement

c) Justification de la Largeur de Joint

La structure en acier est constituée en deux blocs voisins, et elle doit être séparée par un joint de largeur minimale d_{min} qui satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$$d_{min} = 15\text{mm} + 2 \times (\delta) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$$d_{min} = 15\text{mm} + 2 \times (10,9) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$$d_{min} = 36,8 \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$$\Rightarrow d_{min} = 40\text{mm}$$

CHAPITREV : DIMMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1.Calcul de la Ferme

- **Introduction**

Dans une construction métallique, on remarque qu'il y a deux genres de portiques.

- portique à comble en ferme
- portique à comble en traverse
- Réalisée au moyen de cornière

Les fermes sont les poutres maîtresses d'un comble. Elles sont composées au moyen de cornières, profils laminés ou le tube utilisées comme membrures et diagonales ; La résistance est bien adaptée aux sollicitations le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrure sont reliées à la membrure inférieure, appelée entrant, par les goussets de retombée.

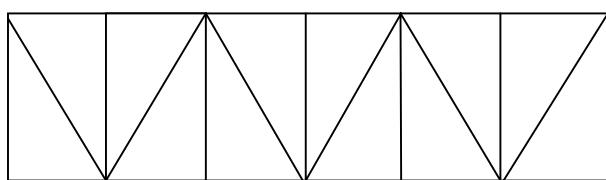
Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appui, soit sur les poteaux, soit sur les murs, et parfois sur des sablières. On considère dans le présent chapitre les fermes légères à âme simple destinées à supporter la couverture, dites de toiture.

- **Types de Fermes de Toitures**

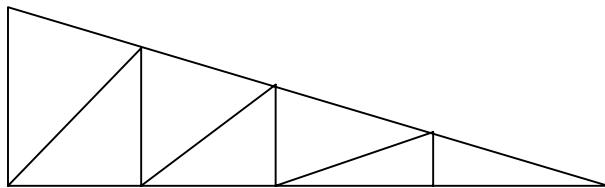
Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur celle-ci. Le rôle fondamental de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, vent, pluie, etc.). Dans la plupart des cas les fermes prennent appui sur les poteaux en acier ou en béton armé.

Les fermes les plus courantes sont les suivantes :

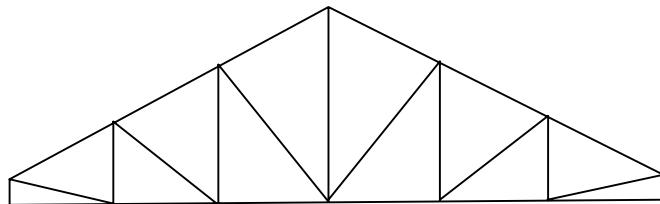
- Ferme à membrures parallèles ou « poutre à treillis »



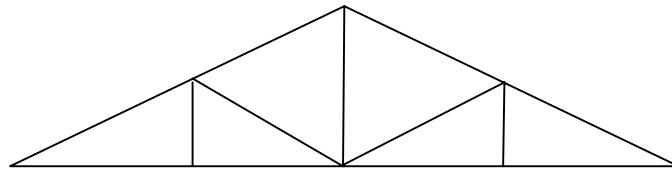
- Ferme à simple versant



- Fermes trapézoïdales



- Fermes triangulées



V.1.1. Justification des Montants

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 125,173 \text{kN} \\ N_{t,Sd} = 66,818 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2xL80x80x8** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques géométriques	
		A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L80x80x8	12,3	80	8	2,26	72,25	2,43	

Tableau V. 1 : Caractéristiques du profilé L80x80x8

- Classe de la section transversale

- a) Ailes comprimées

$$b= 80\text{mm}, \quad c = \frac{b}{2} = 40\text{mm} \quad t=8\text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{40}{8} = 5 < 10\epsilon \Rightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

V.1.1.1. Vérification de 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
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\epsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1 \text{mm} \leq 1,2 \text{mm} \\ t_f = 8 \text{mm} < 40 \text{mm} \end{cases}$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

$$\text{Axe (y-y)} : \text{courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\text{Axe (z-z)} : \text{courbe c} \rightarrow \alpha = 0,49$$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{2,43} = \frac{220}{2,43} = 90,53 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,96$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{3,67} = \frac{220}{3,67} = 59,94 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,63$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,96$$

- χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

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

D'où $\emptyset = 1,09$

$$\chi = 0,62$$

D'où $N_{b,Rd} = \frac{0,62 \times 1 \times 2460 \times 235}{1,1} = 325,838 \text{ kN}$

$$N_{c,Sd} = 125,173 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 325,838 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.1.1.2. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2460 \times 235}{1,1} = 525,545 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 125,173 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 525,545 \text{ kN}$$

V.1.1.3. Les éléments tendus

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$

Avec : $N_{Sd} = 66,818 \text{ kN}$

- **Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2460 \times 235}{1,1} = 525,545 \text{ kN}$$

- **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixation**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2172 \times 360}{1,25} = 562,982 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2172 \times 235}{1,1} = 464,018 \text{ kN}$$

- **Verification**

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{Sd} \leq \min(525,545; 562,982; 464,018) \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 66,818 \text{ kN} \leq 464,018 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.1.2. Justification des Diagonales

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 136,66 \text{kN} \\ N_{t,Sd} = 270,295 \text{kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2xL80x80x8** et on vérifie sa résistance.

V.1.2.1. Vérification de flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{2,43} = \frac{267}{2,43} = 109,87 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 1,17$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{3,67} = \frac{267}{3,67} = 72,75 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,77$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,17$$

– χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

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

$$\text{D'où } \phi = 1,34$$

$$\chi = 0,50$$

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0,50 \times 1 \times 2460 \times 235}{1,1} = 262,772 \text{kN}$$

$$N_{c,Sd} = 136,66 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 262,772 \text{kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.1.2.2. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2460 \times 235}{1,1} = 525,545 \text{kN}$$

$$N_{c,Sd} = 136,66 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 525,545 \text{ kN}$$

V.1.2.3. Les éléments tendus

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$

Avec : $N_{Sd} = 270,295 \text{ kN}$

- Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2460 \times 235}{1,1} = 525,545 \text{ kN}$$

- Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2172 \times 360}{1,25} = 562,982 \text{ kN}$$

- Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2172 \times 235}{1,1} = 464,018 \text{ kN}$$

- Verification**

$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{net,rd}; N_{u,rd})$

$N_{Sd} \leq \min(525,545; 562,982; 464,018) \text{ kN}$

$N_{Sd} = 270,295 \text{ KN} \leq 464,018 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$

V.1.3. Justification de la membrure supérieure

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 780,619 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 383,982 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2xL120x120x12** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques géométriques	
		A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L120x120x12	27,5	120	12	3,40	367,7	3,65	

Tableau V. 2 : Caractéristiques du profilé L120x120x12

- Classe de la section transversale

- a) Ailes comprimées

$$b = 120\text{mm}, \quad c = \frac{b}{2} = 60\text{mm} \quad t = 12\text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{60}{12} = 5 < 10 \Rightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

V.1.3.1. Vérification de 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
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \epsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = 1\text{mm} \leq 1,2\text{mm} \\ t_f = 12\text{ mm} < 40\text{mm} \end{cases}$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

$$\text{Axe (y-y)} : \text{courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\text{Axe (z-z)} : \text{courbe} \rightarrow \alpha = 0,49$$

- Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{3,65} = \frac{170}{3,65} = 46,57 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,49$$

- Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{5,34} = \frac{170}{5,34} = 31,83 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,33$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,49$$

- χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

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

D'où $\phi = 0,66$

$$\chi = 0,88$$

D'où : $N_{b,Rd} = \frac{0,88 \times 1 \times 5500 \times 235}{1,1} = 1034 \text{ kN}$

$$N_{c,Sd} = 780,619 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1034 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.1.3.2.Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5500 \times 235}{1,1} = 1175 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 780,619 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 1175 \text{ kN}$$

V.1.3.3.Les éléments tendus

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$

Avec : $N_{Sd} = 383,982 \text{ kN}$

- **Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5500 \times 235}{1,1} = 1175 \text{ kN}$$

- **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 5068 \times 360}{1,25} = 1313,625 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5068 \times 235}{1,1} = 1082,709 \text{ kN}$$

- **Verification**

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{sd} \leq \min(1175 ; 1331,625 ; 1082,709)kN$$

$$N_{sd}=383,982 \leq 1082,709kN \Rightarrow C.V$$

V.1.4. Justification de la membrure Inférieure

$$\begin{cases} N_{c,Sd}=345,846 \text{ kN} \\ N_{t,Sd}=773,705 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit une cornière en **2L120×120×12** et on vérifie sa résistance.

V.1.4.1. Vérification de flambement

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{3,65} = \frac{170}{3,65} = 46,57 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,49$$

- Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{5,34} = \frac{170}{5,34} = 31,83 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,33$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,49$$

- χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

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

$$\text{D'où } \phi = 0,66$$

$$\chi = 0,88$$

$$\text{D'où : } N_{c,Rd} = \frac{0,88 \times 1 \times 5500 \times 235}{1,1} = 1034kN$$

$$N_{c,Sd} = 345,846 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1034kN \Rightarrow C.V$$

V.1.4.2. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5500 \times 235}{1,1} = 1175 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 345,846 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 1175 \text{ kN}$$

V.1.4.3. Les éléments tendus

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$

Avec : $N_{Sd} = 773,705 \text{ kN}$

- **Résistance plastique de calcul de section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5500 \times 235}{1,1} = 1175 \text{ kN}$$

- **Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 5068 \times 360}{1,25} = 1313,625 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de section nette**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5068 \times 235}{1,1} = 1082,709 \text{ kN}$$

- **Verification:**

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{Sd} \leq \min(1175; 1313,625; 1082,709) \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 773,705 \leq 1082,709 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.2. Justification des Poteaux de la Solution en Acier

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté.

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique.

Remarque : notre structure comporte un mur en maçonnerie donc il y'a pas un risque de déversement.

V.2.1.Efforts Sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP 2000) sont :

- $N_{sd} = 183,1 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 326,96 \text{ kN.m}$

On choisit un profilé à chaud en **HEA 340** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions					Caractéristiques géométriques			
		A cm ²	H Mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{el,y} cm ³
HEA 340	133,5	330	300	16,5	9,5	27690	7436	1850	1678	

Tableau V. 3 : Caractéristiques du profilé HEA 340

V.2.2. Classe de la Section Transversale

V.2.2.1. Classe de l'âme Comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon \quad \text{Avec :} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{243}{9,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \Rightarrow \quad 25,57 \leq 33$$

\Rightarrow L'âme est de classe I

V.2.2.2. Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{150}{16,5} = 9,1 \leq 10$$

\Rightarrow La semelle est de classe

Donc la section globale est de classe I

V.2.3. Condition de résistance « moment fléchissant+effort normal »

$$\frac{\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}}{\frac{k_y \cdot M_{sd}}{w_{ply} \cdot f_y}} \leq 1$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais : } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot \left(2 \cdot \beta_{My} - 4 \right) + \left[\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right] \quad \text{mais : } \mu_y \leq 0,9$$

- $\beta_{M1} = 1$ (Pour les sections de classe I)
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit
- $\lambda : (\lambda \bar{\lambda}_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute 21mm

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \text{mm} \\ t_f = 16,5 \text{mm} < 40 \text{mm} \end{cases}$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

$$\text{Axe (y-y)} : \text{courbe a} \rightarrow \alpha = 0,21$$

$$\text{Axe (z-z)} : \text{courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34$$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,7L}{14,40} = \frac{00,7 \cdot 1300}{14,40} = 63,19 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,67$$

- χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

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

$$\text{D'où } \phi = 0,77$$

$$\chi = 0,86$$

- Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,7L}{7,43} = \frac{0,7 \cdot 1300}{7,43} = 112,47 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,3$$

$$\emptyset = 1,53$$

$$\chi = 0,42$$

Donc : $\chi_{min} = 0,42$

$$\mu_y = 0,13 \leq 0,9$$

$$k_y = 0,99 \leq 1,5$$

D'où : $\frac{183,1}{0,42 \cdot \frac{13350,235}{1,1}} + \frac{0,99 \cdot 326,96 \cdot 10^3}{\frac{1850,235}{1,1}} = 0,81 \leq 1 \Rightarrow \text{C.V}$

V.2.4. Résistance 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

$$\chi = 0,42$$

D'où : $N_{c,Rd} = \frac{0,42 \times 1 \times 13350 \times 235}{1,1} = 1197,85 \text{kN}$

$$N_{sd} = 183,1 \text{kN} < N_{b,Rd} = 1197,85 \text{kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.3. Calcul des Contreventements

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : (vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, choc ...). Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

V.3.1. Justification des Contreventements Palais de Stabilité

Selon le R.P.A. 99 V. 2003 le contreventement en V doit être vérifié au flambement

$$\begin{cases} N_{c,Sd}=86,74 \text{ kN} \\ N_{t,Sd}=101,9 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2xL90x90x9** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
		A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y =I _z cm ⁴
L90x90x9	15,2	90	9	2,54	115,8	2,72

Tableau V. 4 : Caractéristiques du profilé L90x90x9

V.3.1.1. Vérification de 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
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \epsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} == 1 \text{ mm} \leq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 9 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

$$\text{Axe (y-y)} : \text{courbe b} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,34$$

$$\text{Axe (z-z)} : \text{courbe c} \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,49$$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{2,72} = \frac{526}{2,7} = 193,38 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 2,02$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{4,32} = \frac{526}{4,32} = 121,76 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 1,29$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,64$$

– χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

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

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

$$\phi = 2,84$$

$$\alpha = 0,2$$

D'où $N_{b,Rd} = \frac{0,2 \times 1 \times 3040 \times 235}{1,1} = 129,89 \text{ kN}$

$$N_{c,Sd} = 86,74 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 129,89 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

V.3.1.2. Les éléments tendus

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{u,Rd})$

Avec : $N_{Sd} = 109,9 \text{ kN}$

- **Résistance ultime**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{nett} \times F_u}{\gamma_{m1}} = 0,9 \frac{3004 \times 360}{1,25} = 778,63 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section nette**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3004 \times 235}{1,1} = 641,76 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3040 \times 235}{1,1} = 649,45 \text{ kN}$$

- **Vérification**

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{nett,Rd}) = 641,76 \text{ kN} \geq N_{t,Sd} = 101,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.3.2. Justification des Poutre au Vent

$$\begin{cases} N_{c,Sd}=79,202 \text{ kN} \\ N_{t,Sd}= 68,54 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **L100x100x10** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques géométriques	
		A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y =I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L100x100x10	19,2	100	10	2,82	176,7	3,04	

Tableau V. 5 : Caractéristiques du profilé L100x100x10

V.3.2.1. Les éléments tendus

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$

Avec : $N_{sd}=79,202 \text{ kN}$

- **Résistance ultime**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{nett} \times F_u}{\gamma_{M1}} = 0,9 \frac{1740 \times 360}{1,25} = 451,008 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section nette**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1740 \times 235}{1,1} = 371,727 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1920 \times 235}{1,1} = 410,181 \text{ kN}$$

- **Vérification :**

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{nett,Rd}) = 371,727 \text{ kN} \geq N_{t,Sd} = 79,202 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.3.3. Justification des Ciseaux

$$\begin{cases} N_{c,Sd}=42,1 \text{ kN} \\ N_{t,Sd}= 59,096 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **L70x70x7** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
		A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _y = I _z cm ⁴
L70x70x7	9,4	70	7	1,97	42,30	2,12

Tableau V. 6 :Caractéristiques du profilé L70x70x7

V.3.3.1. Les éléments tendus

Il faut vérifier que : $N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd} ; N_{u,Rd})$

Avec : $N_{t,Sd}=54,096 \text{ kN}$

- **Résistance ultime**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{nett} \times F_u}{\gamma_{M1}} = 0,9 \frac{814 \times 360}{1,25} = 210,988 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section nette**

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{814 \times 235}{1,1} = 173,9 \text{ kN}$$

- **Résistance plastique de calcul de la section brute**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{940 \times 235}{1,1} = 200,818 \text{ kN}$$

- **Vérification**

$$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{nett,Rd}) = 173,9 \text{ kN} \geq N_{t,Sd} = 54,096 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.4. Justification des Poteaux-Poutres de la Solution en Béton Armé

V.4.1. Introduction

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel SAP2000V14, nous entamons dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferraillage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

- Les règles C.B.A ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes de calculs, et de vérification des structures en béton armé.
- Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique, et on adoptant les combinaisons d'actions qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des sections.
- Les règles RPA « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour objet de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection des vies humaines et des constructions vis-à-vis les actions sismiques.

V.4.2. Justification des Poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux, leurs rôles sont de transmettre les charges aux poteaux. Elles sont soumises à la flexion simple.

V.4.2.1. Combinaison de charges

C.B.A93	Combinaison fondamentale	$1,35G + 1,5Q$
		$G + Q$
R.P.A	Combinaison accidentelle	$G + Q \pm E$
		$0,8G \pm E$

Tableau V. 7 : Combinaisons des charges.

V.4.2.2.Recommandation de l'RPA

a) Armatures longitudinales

- Leurs pourcentages minimale est de :
 - $A_{st} = 0,5\% b \times h$
- Leurs pourcentages maximales est de :
 - $A_{st} = 4\% b \times h \rightarrow$ zone nodale
 - $A_{st} = 6\% b \times h \rightarrow$ zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - $L_t = 40\Phi$

b) Armatures transversale

- Leurs pourcentage minimale est de :
 - $A_t = 0,3\% S \times h$
- L'espacement
 - S : L'espacement entre les cadres dans la zone nodale.

$$\rightarrow S \leq \left(\frac{b}{4}; 12\Phi; 30\text{cm} \right).$$

- S' : L'espacement entre les cadres dans la zone courante.

$$\rightarrow S' \leq \frac{h}{2}$$

V.4.2.3.Les résultats des sollicitations sont donnés par S.A.P

Le ferraillage sera obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables qui est l'état limite ultime.

Section (cm^2)	Moment fléchissant $M(\text{kN.m})$				Effort tranchant $T(\text{KN})$	
	En travée		En appui			
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S		
Poutre(45×40)	44,11	32,76	89,12	65,99	84,32	

Tableau V. 8 : Sollicitations des poutres (E.L.U, E.L.S).

a) Ferrailage longitudinale

- En travée : $M_u = 44,11 \text{ kN.m}$

BAEL91 :

$$-\quad \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44,11 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,405^2 \times 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,047 < \mu_R$$

\Rightarrow Section à simple armature

$$-\quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{44,11 \times 10^{-3}}{0,395 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 3,21 \text{ cm}^2.$$

Avec : $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,06$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,395$$

b) Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,35 \text{ cm}^2; 1,46 \text{ cm}^2)$$

Donc $3,21 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

- En appuis : $M_u = 89,12 \text{ KN.m}$

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

– Selon le BAEL91:

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{89,12 \times 10^{-3}}{0,395 \times 347,82} \rightarrow A_{st} = 6,48 \text{ cm}^2.$$

Avec : $\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,06$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,395$$

c) Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,8 \text{ cm}^2; 12,17 \text{ cm}^2)$$

Donc $6,48 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

Le R.P.A 99V2003 exige que:

$$A_{st} = 0,5\% \ b \times h \rightarrow A_{st} = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{st\text{travé}} + A_{st\text{appuis}} = 9,69 \text{ cm}^2 > A_{st\text{min}} = 9,0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

d) Vérification à l'E.L.S

- ELS :

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$:

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée

$$\gamma = \frac{44,11}{32,76} = 1,35$$

$$\Rightarrow \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,06 < 0,425 \Rightarrow \text{C.V}$$

En appuis

$$\gamma = \frac{89,12}{65,99} = 1,35$$

$$\Rightarrow \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,06 < 0,425 \Rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

e) Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = 84,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{84,32 \times 10^{-3}}{0,45 \times 0,405} = 0,462$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_s}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,462 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Ferraillage adopté

$A_{ado} = 9,67 \text{ cm}^2$ on prend : $A = 10,18 \text{ cm}^2$ qui à un ferraillage de 9T12.

f) Calcul des armatures transversales

$$\begin{aligned} \varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_{lmin}; \frac{b}{10} \right) &\Rightarrow \varphi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; 1,4; \frac{40}{10} \right) \\ &\Rightarrow \varphi_t \leq \min(1,28; 1,4; 4) \\ &\Rightarrow \varphi_t = \phi 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

g) Calcul d'espacement des cadres

Selon le **R.P.A 99 V 2003** on a :

- Zone nodale**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lm\min}; 30cm\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{10}{4}; 12 \times 0.8; 30cm\right) \\ \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :

$$l' = 2 \times h = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m}$$

- Zone courante**

$$s_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s_t \leq \frac{0.45}{2} \\ \Rightarrow \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

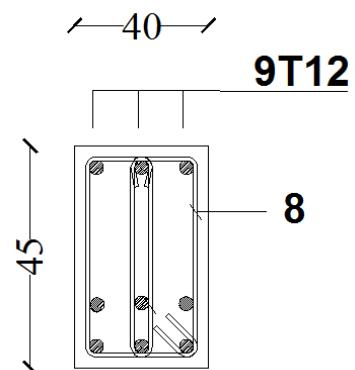


Figure V. 1 : Coupe transversal de la poutre

V.4.3. Justification des Poteaux

V.4.3.1. Les résultats des sollicitations sont donnés par S.A.P

Ce sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôles sont de transmettre les charges aux fondations. Ils sont soumises à des efforts normaux « N », et des moments de flexion « M » dans les deux sens, d'où ils sont sollicités à la flexion composé.

	ELU	ELS
Moment M (KNm)	98,66	143,67
Effort normal N(KN)	171,57	72,56

Tableau V. 9 : Sollicitations des poteaux (E.L.U, E.L.S)

V.4.3. 2. Armatures longitudinales

a) Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M}{N} = \frac{98,66}{171,57} \rightarrow e = 0,57 \text{ cm.}$$

$$e < \frac{h}{12} \Rightarrow \text{La section est soumise à la compression simple.}$$

b) Longueur de flambement et élancement

$$L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times (1230) = 861 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{xx}}{B}} = \sqrt{\frac{a^4}{12a^2}} = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14,43$$

$$\lambda = \frac{249,90}{14,43} = 17,32 < 50$$

$$\rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,81$$

$$A_{sc} \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right] \times \frac{1,15}{400}$$

$$A \geq \left[\frac{1,955}{0,81} - \frac{0,23 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \Rightarrow A = 0$$

c) Armatures minimales

$$A_{min} = 0,7\% B = \frac{0,7}{100} \times 40 \times 80 = 22,4 \text{ cm}^2$$

d) Armatures maximales

$$A_{max} = 4\% B = 128 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% B = 192 \text{ cm}^2 \text{ en zone recouvrement.}$$

e) Ferraillage adopté

$A_{ado} = 22,4 \text{ cm}^2$ on prend : $A = 25,13 \text{ cm}^2$ qui à un ferraillage de 8T20.

V.4.7.2. Calcul des armatures transversales

$$\begin{aligned} \varphi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{lmin}; \frac{b}{10}\right) & \rightarrow \quad \varphi_t &\leq \min\left(\frac{80}{35}; 1,6; \frac{40}{10}\right) \\ && \rightarrow \quad \varphi_t &\leq \min(2,28; 1,4; 4) \\ && \Rightarrow \quad \varphi_t &= \phi 8 \text{ mm.} \end{aligned}$$

f) Calcul d'espacement des cadres

Selon le **R.P.A 99 V 2003** on a :

- Zone nodale**

$$\begin{aligned} S_t &= \min(10; \phi_{lmin}; 15 \text{ cm}) \rightarrow & S_t &= \min(10; 1,6; 15 \text{ cm}) \\ && \Rightarrow & S_t = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = 92\text{cm}.$$

← 40 →

16T20

- **Zone courante**

$$s_t \leq 15 \times \phi_l \rightarrow s_t \leq 15 \times 1,5$$

⇒ On prend $S_t = 24\text{ cm}$.

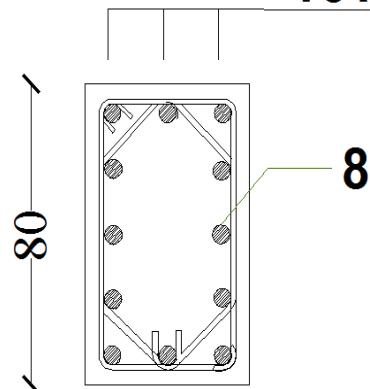


Figure V. 2 : Coupe transversal du poteau

V.5. Conclusion

Le tableau récapitulatif des éléments dimensionnés

Eléments de la structure	Sections solution en Acier	Sections solution en Béton
Pannes (Toiture)	IPE 140	IPE 140
Poutre en treillis : Fib.-Inf. : Fib.-Sup. : Diagonales : Montants	2L120×120×12 2L120×120×12 2L80×80×8 2L80×80×8	2L120×120×12 2L120×120×12 2L80×80×8 2L80×80×8
Contreventements : Poutre au vent : Ciseaux : Palais de stabilité	L 100×100×10 L 70×70×7 2L 90×90×9	L 100×100×10 L 70×70×7 —
Poteaux Long-pan	HEA 340	80×40 (cm^2)
Poteaux Pignon	IPE 300	40×40 (cm^2)

Tableau V.10 : Récapitulatif des éléments structuraux

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1. Introduction

Le bon fonctionnement global d'une structure métallique est directement lié à sa conception et particulièrement au calcul des assemblages des pièces qui la composent. Le dispositif d'assemblage assure la solidarisation des pièces entre elles, permet une transmission optimale et une juste répartition des différentes sollicitations de toute nature pouvant affecter la composante structurelle.

VI.2. Assemblage des Eléments de la Ferme

VI.2.1 Etude de l'Assemblage Membrure Inferieurs Gousset : 2 L 120x120x12

VI.2.1.1 Calcul des Cordons de Soudure

$$N=773,705 \text{ KN} \quad (\text{SAP 2000})$$

Epaisseur du gousset : $ep = 10\text{mm}$

$$\begin{cases} a_{\min} = 4\text{mm} \\ t_{\max} \leq 17\text{mm} \rightarrow a_{\max} = 0,7t = 7\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure : $\Rightarrow a = 5\text{mm}$

$$a_{\min} : \text{épaisseur d'un cordon de soudure} \rightarrow a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

h (mm)	t (mm)	r (mm)	A (cm^2)	d' (mm)
120	10	13	27,5	34

$$\begin{cases} d' = 34 \text{ mm} \\ d'' = h - d' = 120 - 34 = 86 \text{ mm} \end{cases}$$

Il faut que le centre de gravité des cordons de soudure soit situé sur l'axe neutre des cornières ZZ' . Dans ce cas, leurs moments statiques sont égaux : $l'd' = l''d''$

Par ailleurs, il faut vérifier que :

$$\sum I > B_w \times y M_w \times \frac{N\sqrt{3}}{a \times f_u}$$

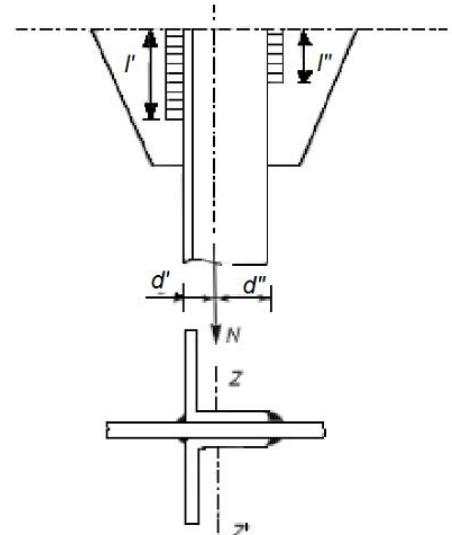


Figure VI. 1 : Attache de deux cornières sur un gousset

avec : $\sum l = 2 \times (l' + l'')$

Du fait de l'égalité des moments statique.

$$l'' = l' \frac{d'}{d''} \quad \text{et} \quad \sum l = 2 \times l' (l + c) = 2 \times l'' (1 + \frac{d''}{d'})$$

D'où :

$$l' \geq \frac{B_w \times \gamma_{MW} \times N \sqrt{3}}{2a \times f_u \times (1 + \frac{d'}{d''})} ; \quad l'' \geq \frac{B_w \times \gamma_{MW} \times N \sqrt{3}}{2a \times f_u \times (1 + \frac{d''}{d'})}$$

- B_w : Facteur de corrélation approprié
- γ_{MW} : Coefficient variable

Nuance d'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
B_w	0,80	0,85	0,90
γ_{MW}	1,25	1,3	1,35

Tableau VI. 1 : Valeurs des coefficients variables selon la nuance d'acier

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 773705 \times \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times (1 + \frac{34}{86})} = 276,77 \text{ mm} ; \quad l'' \geq \frac{0,8 \times 1,25 \times 773705 \times \sqrt{3}}{2 \times 5 \times 360 \times (1 + \frac{86}{34})} = 115,47 \text{ mm}$$

VI.2.1.2 Vérification de la Soudure au Cisaillement

Quel que soit la direction des efforts F_{sd} par rapport au cordon on doit vérifier que $F_{sd} \geq F_{w,Rd}$ pour un cordon de gorge (a) et de longueur (l), l'effort résistant de cisaillement vaut :

$$F_{w,Rd} = a \times 2(l' \times l'') \times F_{vw,Rd}$$

$$F_{vw,Rd} = f_u / \gamma_{MW} \times B_w \times \sqrt{3}$$

- $F_{vw,Rd}$: Résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement
- f_u : Valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées
- B_w : Facteur de corrélation

Donc : $F_{vw,d} = 360 / 0,8 \times 1,25 \sqrt{3} F_{vw,Rd} = 207,84 \text{ N/mm}^2$

VI.2.1.3.Résumé de l'Ensemble des Assemblages Soudés

Assemblages	a (mm)	l' (mm)	l'' (mm)	$F_{vw,Rd}(N/mm^2)$	$F_{w,Rd}$ (KN)	N_{sd} (KN)
Membrures inferieures/ gousset	5	276,77	115,47	207,84	815,23	773,705
Membrures supérieures/gousset	5	273,17	109,42	207,84	795,17	780,619
Montants/gousset	5	47,22	19,02	207,84	137,67	125,173
Diagonales/gousset	5	95,3	39,74	207,84	280,66	270,295

Tableau VI. 2 : Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages de la ferme

Le détail B nous montre l'ensemble des soudures citées dans le Tableau VI.2. Et pour plus de détail voir (Annexe D).

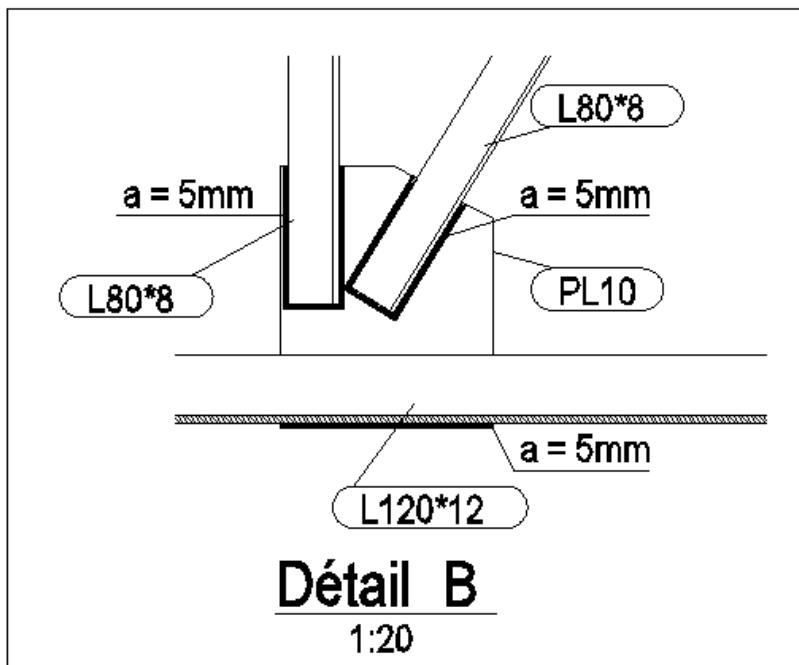


Figure VI. 2 : Assemblage des éléments de la ferme par soudure

VI.2.1.4.Calcul des Boulons :

$$N=211,19 \text{ kN} \quad (\text{SAP2000})$$

On prend des boulons type 8.8

a) Calcul du diamètre des boulons

$$t = (10, 12,08) \rightarrow t = 12\text{mm} \Rightarrow \text{on prend un boulon de diamètre } \phi 16.$$

$$d_0 = \text{diamètre de trou} \quad \text{avec :} \quad \Rightarrow \quad d_0 = \phi + 2\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm}$$

– Pince longitudinale e_1

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 144 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 144 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 27 \text{ mm} \leq p_1 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

b) Calcul du nombre des boulons

$$\text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \Rightarrow F_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub} As}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} : \text{valeur de la résistance à la traction du boulon.} \Rightarrow f_{ub}=800 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mb} = \text{coefficient partiel de sécurité} \Rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\text{Soit : } F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 192}{1,25} = 73,72 \text{ kN}$$

$$n = \frac{211,19}{73,72} = 2,86 \Rightarrow \text{on prend 3 boulons}$$

c) Vérification de la pression diamétrale

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot a}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Avec : } a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{30}{3 \times 20}; \frac{60}{3 \times 20} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \Rightarrow a = 0,50$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 18 \times 12 \times 0,50}{1,25} = 172,8 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 172,8 \text{ kN} > F_{v,rd} = \frac{111,19}{3} = 70,39 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

VI.2.3. Éclissage de la ferme

Les couvre-joints ou éclisse doivent être calculés et dimensionnés pour assurer la continuité des éléments assemblés. Toute fois que cela est possible, les éléments doivent être disposés de sorte que les axes des couvre-joints coïncident avec les axes des éléments. En présence d'un excentrement, les efforts qui en résultent doivent être pris en compte

VI.2.3.1.Calcul du nombre des boulons

N=780,619 KN (SAP2000)

On prend des boulons type 10.9

$t = (10,12,12) \rightarrow t = 12\text{mm} \Rightarrow$ on prend un boulon de diamètre $\phi 16$.

d_0 =diamètre de trou avec $d_0=d+2\text{mm}$ $\Rightarrow d_0 = 18\text{mm}$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \Rightarrow e_1 = 36\text{mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 50\text{mm}$$

VI.2.3.2.Calcul du nombre des boulons

$$\text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \rightarrow F_{v,rd} = \frac{0,6 f_{ub} As}{\gamma_{Mb}}$$

f_{ub} : valeur de la résistance à la traction du boulon $\rightarrow f_{ub}=1000 \text{ N/mm}^2$

γ_{Mb} = coefficient partiel de sécurité $\Rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$

$$\text{Soit : } F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157}{1,25} = 75,36 \text{ KN}$$

$$n = \frac{780,619}{75,36} = 10,35 \Rightarrow \text{on prend 12 boulons avec deux files de 6 boulons}$$

VI.2.3.3.Vérification de la pression diamétrale

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot a}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Avec : } a = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$a = \min\left(\frac{36}{3 \times 18}; \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1\right) \Rightarrow a = 0.66$$

$$F_{b,rd} = \frac{1000 \times 2,5 \times 16 \times 10 \times 0,66}{1,25} = 211,20 \text{ KN}$$

$$F_{b,rd} = 211,20 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{780,619}{12} = 65,05 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

VI.2.3.4.Résumé de l'Ensemble des Assemblages Boulonnés

Assemblages	Boulons			Entraxes (mm)			V.P.D (KN) $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$	figures
	Nuance	ϕ mm	N°	P ₁	e ₁	e ₂		
Diagonales/Gousset	8.8	18	3	60	30	50	172,8 \geq 70,39	Détail A
Montons/Gousset	6.8	16	3	60	30	50	115,2 \geq 41,72	
Eclissage Fib.Inf	10.9	16	12	50	45	40	257,28 \geq 64,47	
Eclissage Fib.Sup	10.9	16	12	50	45	40	257,28 \geq 65,05	
Contreventement/Gousset	5.8	16	3	40	30	40	105,6 \geq 33,96	
Poutre au vent/Gousset	5.8	16	3	40	40	40	94,08 \geq 26,40	Détail C
Ciseau/Gousset	5.8	16	3	40	30	40	105,6 \geq 18,1	Détail D

Tableau VI. 3 : Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages soudés de la ferme

– V.P.D : Vérification à la pression diamétrale

Le détail A nous montre l'ensemble des soudures citées dans le Tableau VI.2.Et pour plus de détailvoir (Annexe D)

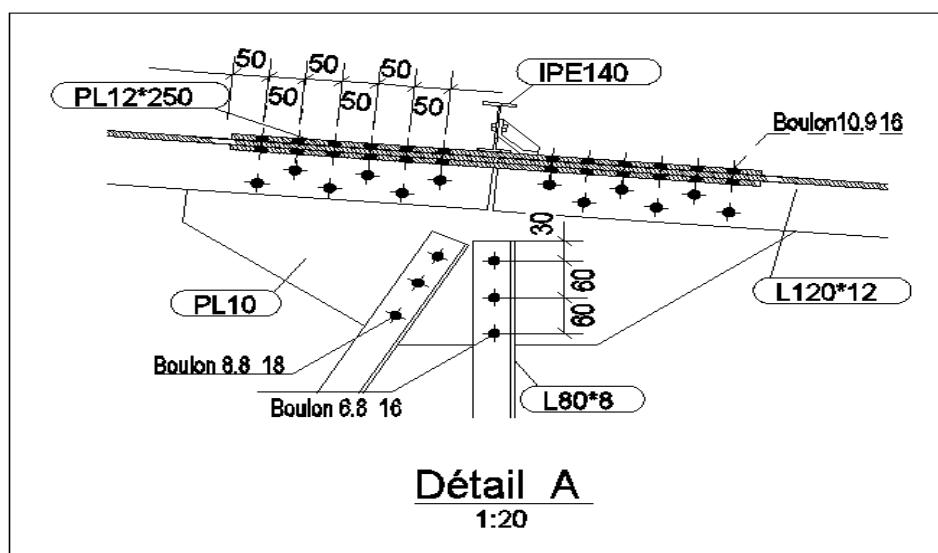


Figure VI. 3 : assemblage des éléments de la ferme par boulons

VI.3. Assemblage Poteau-Ferme

VI.3.1. Les Efforts Sollicitant

$$\begin{cases} N_{sd} = 420 \text{ KN} \\ V_{sd} = 120,087 \text{ KN} \end{cases}$$

Epaisseur de la platine : $ep = 20 \text{ mm}$

VII.3.2. Détermination des Nombres de Boulons Nécessaires

Condition de résistance au cisaillement des boulons : (On prend un boulon $\phi 16$).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,rd} \leq F_{v,rd} \\ F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} \\ F_{v,rd} = \frac{F_{ub} \times A_s \times 0,5}{\gamma_{Mb}} = \frac{1000 \times 157 \times 0,5}{1,25} = 62800 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- $F_{v,rd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon
- V_{sd} : Effort fléchissant vertical
- $F_{v,rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon
- A_s : Aire de la section transversale

$$n \geq \frac{1,25 \times 223,15 \times 10^3}{1000 \times 157 \times 0,5} \rightarrow n \geq 6,78$$

VI.3.3. Disposition des Boulons

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 6
7 boulons H.R 10. 9 de diamètre ($\phi 16$).

$$d_0 = \phi + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_1 \Rightarrow e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \Rightarrow e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \Rightarrow p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

VII.3.4 Vérification de l'Effort Tranchant

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante

$$F_{v,rd} < F_{s,rd}$$

- $F_{v,rd}$: Effort tranchant d'un seul boulon

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} = 31.27 \text{ kN} \quad 18,59$$

- $F_{s,rd}$: Résistance au glissement

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \cdot m \cdot \mu}{\gamma_{M2}} F_p$$

- $K_s=1$: Coefficient de la dimension de trou de perçage
- $\mu = 0.2$: Coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement (surface non traitées)
- $m=2$: nombre de surface de frottement
- $F_p=109.9$: Précontrainte de calcul

$$F_{s,rd} = \frac{2 \times 1 \times 0,2}{1,25} 109.9 = 35.17 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = 18,59 < F_{s,rd} = 35,17 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

VI.3.5. Résistance du Boulon au Cisaillement

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{v,rd} \geq N_{sd}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot 0,6 \cdot m \cdot n}{\gamma_{M2}} \\ N_{sd} = \frac{N_{sd}}{12} \end{array} \right.$$

- $m=2$: Nombre de section de cisaillement
- $n=8$: Nombre de boulon cisaillés

$$F_{v,rd} = \frac{1000 \cdot 157 \cdot 0,6 \cdot 2,8}{1,25} = 1205,76 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = \frac{190,78}{12} = 15,89 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 1205,76 \text{ KN} \geq N_{sd} = 15,89 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

VI.3.6. Vérification de la Pression Diamétral

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot a}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $a = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$

$$a = \min\left(\frac{25}{3 \times 18}; \frac{100}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1\right) \Rightarrow a = 0,46$$

$$F_{b,rd} = \frac{1000 \times 2,5 \times 18 \times 20 \times 0,46}{1,25} = 331,20 \text{ kN}^2$$

$$F_{b,rd} = 662,4 \text{ kN} > F_{v,sd} = 16,90 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

VI.3.7. Résistance des Boulons à la Traction

La vérification du cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{t,rd} \geq F_{v,sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \cdot A_s \cdot k_2}{\gamma_{M2}}$$

$$\begin{cases} K_2 = 0,63 \text{ pour des boulons à tête fraisé} \\ K_2 = 0,9 \text{ dans le cas général} \end{cases}$$

$$F_{t,rd} = \frac{1000 \cdot 157 \cdot 0,9}{1,25} = 113,04 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 113,04 \text{ kN} > F_{v,sd} = 18,59 \Rightarrow \text{C.V}$$

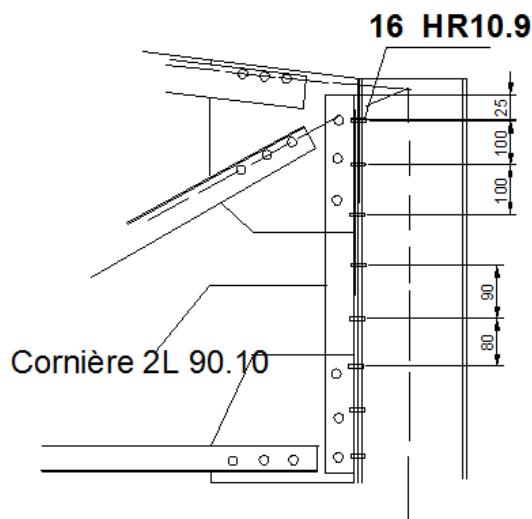
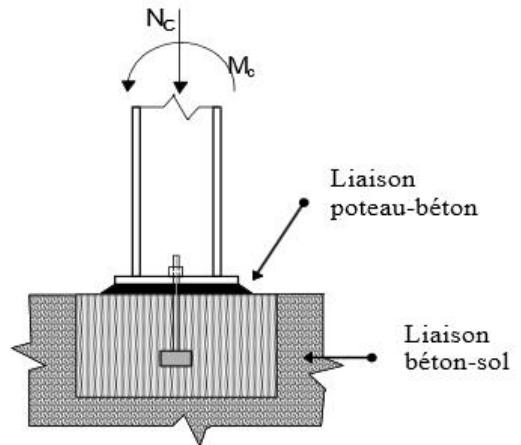


Figure VI. 4 : Assemblage poteau-ferme

CHAPITRE VII. CALCUL DES PIEDS POTEAUX ET FONDATIONS

VII.1. Introduction

Les pieds de poteaux doivent comporter des plaques d'assise en acier appropriée afin de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante telle que la pression n'y dépasse pas la résistance de calcul f_j de liaison (mortier béton) ; La résistance de calcul de la liaison entre la plaque d'assise est la fondation doit être déterminée en tenant compte des propriétés est dimensions à la fois du mortier et de la fondation en béton. [CCM97]



VII.2. Dimensionnement de la Plaque d'Assise

Les poteaux doivent être muni de plaque d'assises capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui de telle sorte que la pression de contacte ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

La résistance de calcul de la liaison entre la plaque d'assise et la fondation doit être déterminée en tenant compte des propriétés est des dimensions à la fois du mortier est de la fondation en béton. [CCM97]

$$N_{sd} = 502,94 \text{ KN}$$

VII.2.1 Cordons de Soudure

$$\text{Semelle : } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 16,5 = 11,55 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_s = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Ame: } a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 9,5 = 6,65 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_a = 10 \text{ mm}$$

La plaque d'assise en acier de nuance (Fe 360) : $f_y = 235 \text{ N / mm}^2$

Fondation en béton de classe C25 / 30 : $f_{ck} = 25 \text{ N / mm}^2$

- Résistance du béton à la compression : $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$
- Béton : $\gamma_c = 1,5$
- f_{ck} : classe de béton
- $\alpha = 1$

La résistance de calcul du béton devient : $f_{cd} = 25 / 1,5 = 16,7 \text{ N / mm}^2$

VII.2.2.Résistance de Calcul à l'Ecrasement du Matériaux de Scellement

La valeur du coefficient du matériau de scellement est $\beta_j=2 / 3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend $\alpha=1,5$

$$F_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N / mm}^2$$

VII.2.3.Estimación de l'Aire de la Plaque d'Assise (Poteaux)

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivante :

$$A_{C0} = \frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right) \rightarrow A_{C0} = \frac{1}{330 \cdot 300} \left(\frac{502940}{16,7} \right)^2 = 9161,45 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \rightarrow A_{C0} = \frac{502940}{16,7} = 30116,16 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0max} < 0,95 \times b \times h \rightarrow A_{C0} = 30116,16 < 94050$$

Donc le type de la plaque à projection courte est satisfaisant

VII.2.4. Surface de la Platine

$$a \geq h_a + (2a_s) \rightarrow a \geq 300 + (2 \times 20) = 340 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2a_s) \rightarrow b \geq 330 + (2 \times 20) = 370 \text{ mm}$$

On prend : $\begin{cases} a = 420 \text{ mm} \\ b = 450 \text{ mm} \end{cases}$

VII.2.4.1. Calcul de la Largeur d'Appui Additionnelle c

En posant : $t=20 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}}}$$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}}} = 20 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,5 \times 1,1}} = 41 \text{ mm}$$

$$c = 41 \text{ mm} \leq (h - 2t_f)/2 = (330 - 2 \times 16,5) = 297 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

VII.2.4.2.Calcul de la Section Efficace A_{eff}

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff}=2(b+2\beta)(c+\beta+t_f)+(h-2c-2t_f)(2c+t_w)$$

$$A_{eff}=2(300+2 \times 60)(41+60+16,5)+(330-2 \times 41-2 \times 16,5)(2 \times 41+9,5)=118372,5 \text{ mm}^2$$

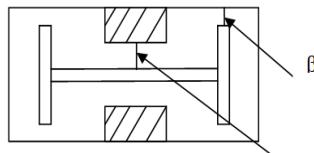


Figure VII. 1 : Plaque d'assise

VII.2.4.3.Calcul de la Résistance à l'Effort Axial N_{sd}

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

$$\text{Avec : } N_{Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 118372,5 \times 16,7 \times 10^{-3} = 1976,82 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 502,94 < N_{Rd} = 1976,82 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

VII.2.4.4.Calcul de la Résistance de la Plaque d'Assise au Moment Fléchissant

$$M_{R.d} = \frac{t^2 f_y}{6 Y_{M0}}$$

$$M_{R.d} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 14242,42 \text{ Nmm/mm}$$

Calcul du moment de flexion M_{sd}

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{sd}}{A_{eff}} \rightarrow M_{sd} = \frac{\left(\frac{41^2}{2}\right) 502,94}{118372,5} = 3,57 \text{ kNm/mm}$$

$$M_{sd} = 3,57 \text{ KNmm/mm} < M_{R.d} = 14,242 \quad \text{C.V}$$

VII.2.4.5.Vérification de la Résistance au Cisaillement du Scellement de la Plaque d'Assise

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{Sd} = 0,2 \times 502,94 = 100,58 \text{ kN}$$

$C_{f,d}$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement .Une valeur de 0,2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$V_{Sd} = 74,33 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 100,58 \text{ kN} \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.3.Calcul de l'Aire de la Plaque d'Assise (potelet-poteau en acier sur un poteau en B.A)

Ci-dessous le tableau résumant les calculs pour un poteau en **acier sur un poteau en béton armé et un potelet sur fondation**.

Platine	a(mm)	b(mm)	t(mm)	$N_{sd} \leq N_{Rd}$	$M_{Sd} < M_{R.d}$	$V_{Sd} \leq F_{v,Rd}$	C.V
Poteau en Acier sur Poteau en B.A.	350	350	20	78,2 < 1458	0,75 < 14,24	13,56 < 15,65	✓
Potelet	250	400	20	79,16 < 1149	0,96 < 14,24	0,15 < 15,65	✓

Tableau VII. 1 : Détail des plaques d'assises

VII.4.Calcul des tiges d'ancrage

Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux effets des charges de calculs. Elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement et des moments de flexion susceptibles de se produire [CCM97].

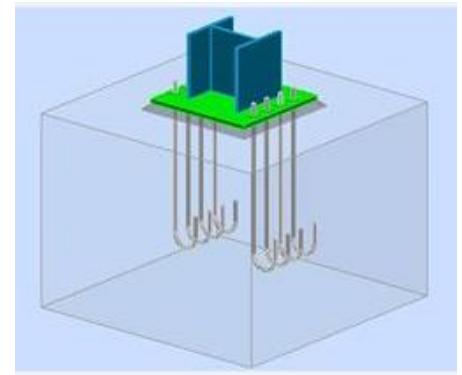


Figure VII. 2 : Assemblage pied de poteaux

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \geq \frac{N}{8}$$

Avec :

- g_c : Dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$
- $r = 3\phi$

- $l_1 = 20\phi$
- $l_2 = 2\phi$
- d_1 : distance entre la tige et la paroi la plus proche $d_1=70\text{cm}$

$$\rightarrow 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{70}\right)^2} (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{50294}{8} = 6286,75 \text{ daN}$$

D'où l'on tire :

$$15,87\phi^2 - 56,91\phi - 6286,75 \geq 0$$

$$\phi \geq 21,77\text{mm}$$

On prend $\phi = 30\text{mm}$

VII.4.1.Condition d'équilibre selon le code BAEL

$$\frac{N}{8} \leq F_a = \pi \times \tau_{su} \times \phi \times L_1$$

Avec:

- $\tau_{su}=0,6 \times \phi^2 \times f_{uj}$. (ϕ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses, $\phi=1$.)
- $\tau_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$

$$\text{D'où : } F_a = 3,14 \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 \quad F_a = 71215,2 \text{ daN} \geq$$

$$\frac{N}{8} = 6286,75 \text{ daN.} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

VII.5.Calcul de la Jonction Charpente-Béton

La jonction entre la charpente et le béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancré par des tiges.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine, le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau est équilibrée par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

$$N_{sd}=78,28 \text{ kN}$$

$$V_{sd}=41,2 \text{ kN}$$

La contrainte admissible du béton dosé à 350kg/m^3

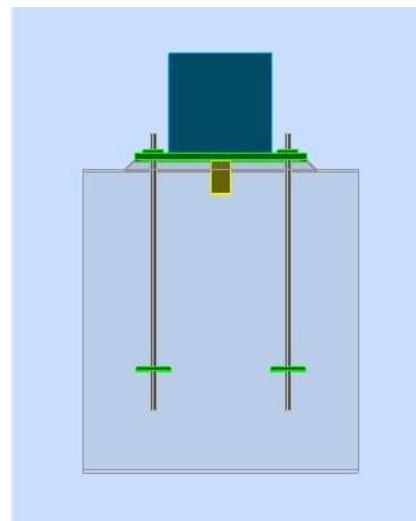


Figure VII. 3 : La jonction charpente-béton

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} \geq \frac{N}{2}$$

- g_c : dosage du ciment du béton= 350kg/m³
- Φ : diamètre de la tige
- l: longueur de la tige l=38,5φ
- N : l'effort de soulèvement N= 78,28 kN
- d₁: distance entre la tige et la paroi la plus proche d₁=70 cm
- N_a : effort admissible par tige

D'où :

$$12,88\phi^2 - 55,91\phi - 1957 > 0$$

$$\rightarrow \phi \geq 14,69 \text{ mm}$$

On prend $\phi=20\text{cm}$

VII.5.1.Condition d'Equilibre Selon le code BAEL

$$\frac{N}{2} \leq F_a = \pi \times \tau_{su} \times \phi \times L$$

Avec : $\tau_{su}=0,6 \times \phi^2 \times f_{tj}$.

ϕ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses, $\phi=1$.

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$$

D'où : $F_a = 3,14 \times 1,26 \times 20 \times 38,5 \times 20$

$$F_a = 609 \text{ KN} \geq \frac{N}{2} = 39,14 \text{ KN.} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

VII.6.Calculs des Fondations

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol.

Les fondations reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable et les répartissent sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate en assurant la stabilité et la sécurité de la fondation.

On se limitera dans notre projet sur le choix du type de la fondation conditionné par la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol étant de **1,6 bar**, (d'après le rapport géotechnique)

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet

VII.6.1 Etude des Semelles de la Structure Métallique

	ELU	ELS
Intermédiaire	N= 502,94 kN M=79 ,82KN.m	N=273,47kN M=52,68KN.m
Pignon	N=59,3kN M=2 kN.m	N=39,7 kN M=1,38 kN.m
Angle	N= 342,55 kN M=63,34 kN.m	N=212,38 kN M=44,33 kN m

Tableau VII. 2 : Valeur des efforts donnés par le SAP 2000

VII.6.1.1. Dimensionnement de la Semelle Intermédiaire

$$\begin{cases} a = 420 \text{ mm} \\ b = 450 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = 0,93B$$

On a: $\rightarrow \overline{\sigma_{sol}} < \sigma_{sol}$

$$\rightarrow \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$\rightarrow 0,93B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{273,47}{160}} = 1,3 \text{ m}$$

$$\begin{cases} A = 1,33 \text{ m} \\ B = 1,44 \text{ m} \end{cases} \quad \text{on prend} \quad \begin{cases} A = 1,6 \text{ m} \\ B = 1,6 \text{ m} \end{cases}$$

VII.6.1.2. Détermination de (d-h)

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a$$

$$\frac{1,6-0,45}{4} \leq d \leq 1,6 - 0,42$$

$$\rightarrow 0,28 \leq d \leq 1,18 \text{ m}$$

Donc on prend : $\Rightarrow d = 45 \text{ cm}$

$$h = d + 5 = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

VII.6.1.3. Vérification de la Stabilité

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} + \frac{52,68}{273,47} = 0,19$$

$$6e < A \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.6.1.4. Calcul du Ferraillage

- À ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$$N_U = 502,94 \text{ kN} \quad (\text{Calculé par SAP 2000})$$

$$A_U = \frac{502,94 \times 10^{-3} \times (1,6 - 0,42)}{8 \times 0,45 \times 347,82} = 4,73 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

$$N_S = 283,47 \text{ kN} \quad (\text{Calculé par SAP 2000})$$

$$A_S = \frac{283,47 \cdot 10^{-3} (1,6 - 0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 201,63} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous avons $A_U > A_S$ donc on prend un ferraillage de 8T12 = 9,05 cm²

VII.6.1.5.Calcul de l'Espacement

$$S_t = \frac{1,6 - 0,20}{7} = 0,20 \text{ m}$$

On prend $S_t = 20\text{cm}$

VII.6.1.6.Tableau Résumant le Calcul des Semelles Cité Dessous

	$A \times B (\text{m}^2)$	$d (\text{cm})$	$h_t (\text{cm})$	$A_{st} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
Semelle intermédiaire	$1,6 \times 1,6$	45	50	$8T12 = 9,05$	20
Semelle d'angle	$1,4 \times 1,4$	40	45	$6T12 = 6,79$	22
Semelle potelet	1×1	45	50	$4T12 = 4,52$	23

Tableau VII. 3 : Résumé des calculs des semelles

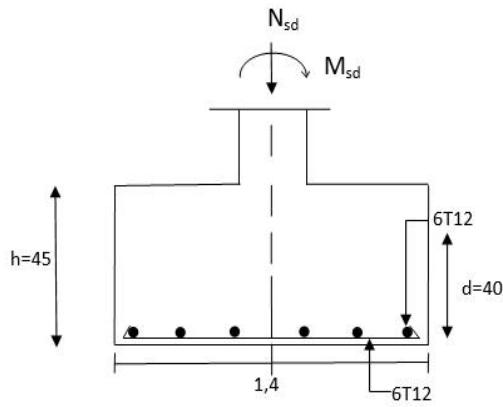


Figure VII. 4 : Ferraillage des semelles d'angle

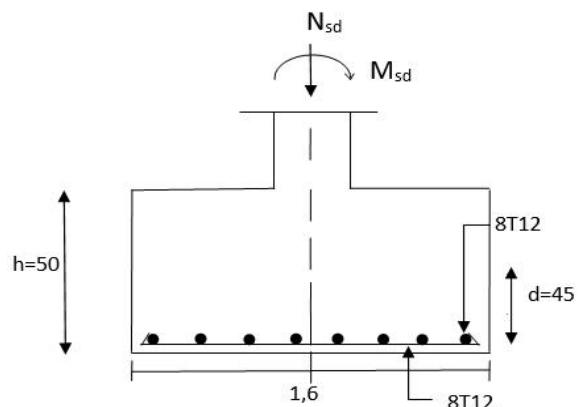


Figure VII. 5 : Ferraillage des semelles isolées(HEA340)

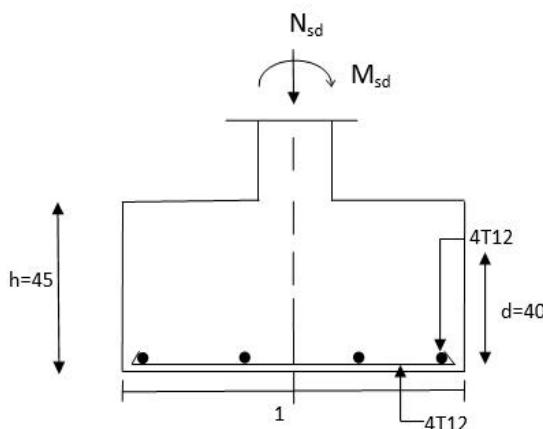


Figure VII. 6 : Ferraillage des semelles du potelet

VII.6.2.Etude des Semelles de la Structure Béton Armé

	ELU	ELS
Intermédiaire	576,19	421,48
	8,52	6,17
D'angle	486,28	340,23
	47,71	18,67
Intermédiaire pignon	167,53	1,64
	5,93	3,27

Tableau VII. 4 : Valeur des efforts donnés par SAP2000

VII.6.2.1.Dimensionnement de la Semelle Intermédiaire

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 400 \text{ mm} \\ b = 800 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \rightarrow \quad A = 0,5B$$

On a: $\overline{\sigma_{sol}} < \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \quad A \cdot B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$2 \times \underline{A^2} \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{421,48}{160} = 2,63 \text{ m}$$

On prend:

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 1,20 \text{ m} \\ B = 2,40 \text{ m} \end{array} \right.$$

VII.6.2.2.Détermination de (d-h)

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a$$

$$\rightarrow \frac{2,4-0,80}{4} \leq d \leq 1,2 - 0,40$$

$$\rightarrow 0,4 \leq d \leq 0,8 \text{ m}$$

Donc on prend : $d = 55 \text{ cm}$

$$h = d + 5 = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

VII.6.2.3. Vérification de la Stabilisée

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} + \frac{6,17}{421,48} = 0,014$$

$$6e < \frac{B}{4} = \frac{2,8}{4} = 0,7 \Rightarrow \text{C.V}$$

VII.6.2.4. Calcul du Ferrailage

- À ELU :

$$A_{UX} = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$$N_U = 576,19 \text{ kN} (\text{Calculé par SAP 2000})$$

$$A_{UX} = \frac{576,19 \times 10^{-3} \times (2,4 - 0,80)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{UY} = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$$N_U = 576,19 \text{ kN} (\text{Calculé par SAP 2000})$$

$$A_{UY} = \frac{576,19 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,40)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 3,01 \text{ cm}^2$$

- À ELS :

$$A_{SX} = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec: $\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

$N_s = 421,48 \text{ kN}$ (Calculé par SAP 2000)

$$A_{SX} = \frac{421,48 \cdot 10^{-3} (2,4 - 0,80)}{8,055 \cdot 201,63} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{SY} = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$N_s = 421,48 \text{ KN}$ (Calculé par SAP 2000)

$$A_{SY} = \frac{421,48 \cdot 10^{-3} (1,2 - 0,40)}{8,055 \cdot 201,63} = 3,80 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous avons $A_{SX} > A_{UY}$ donc on prend un ferraillage de 9T12 = 10,18 cm

Nous avons $A_{SY} > A_{UY}$ donc on prend un ferraillage de 6T12 = 6,79 cm²

VII.6.2.5.Détermination de la Hauteur du Patin ‘e’

$$e \geq \max(6\varnothing + 6\text{cm}, 15\text{cm} ; 12\varnothing + 6\text{cm})$$

$$e \geq \max(13,2 ; 15\text{cm} ; 20,4) \text{ donc on prend } e = 21 \text{ cm}$$

VII.6.2.6.Calcul de l’Espacement

$$s_{tx} = \frac{2,4 - 0,20}{8} = 0,27 \text{ m}$$

On prend $s_t = 25\text{cm}$

$$s_{ty} = \frac{1,2 - 0,20}{5} = 0,20 \text{ m}$$

On prend $s_t = 20\text{cm}$

VII.6.2.7.Résumé des Calculs des Semelles

	$A \times B$ (m ²)	d (cm)	h_t (cm)	e (cm)	$A_{st,x}$ (cm ²)	$A_{st,y}$ (cm ²)	S_{tx} (cm)	S_{ty} (cm)
Semelle intermédiaire	$1,2 \times 2,4$	55	60	21	$9T12=10,18$	$6T12 = 6,79$	25	20
Semelle d'angle	$1,1 \times 2,2$	55	60	21	$9T12=10,18$	$6T12 = 6,79$	25	20
Semelle intermédiaire pignon	1×1	40	45	21	$4T12=4,52$	$4T12=4,52$	25	25

Tableau VII. 5 : Résumé des calculs des semelles

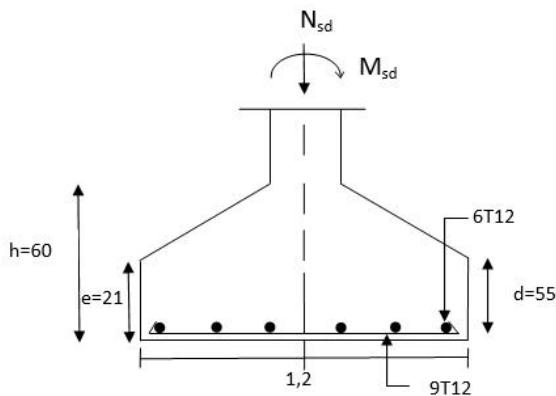


Figure VII. 7 : Semelle intermédiaire

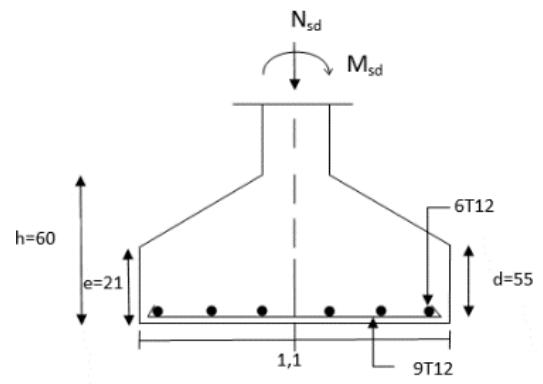


Figure VII. 8 : Semelle d'angle

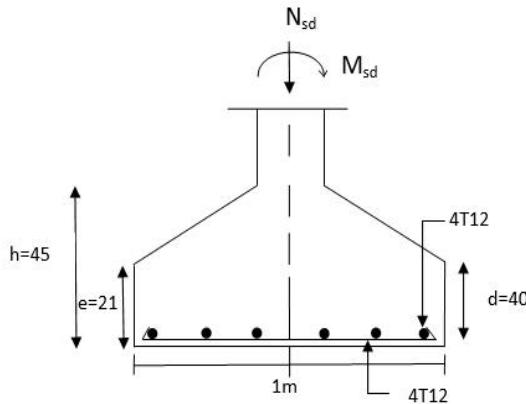


Figure VII. 9 : Semelle intermédiaire pignon

VII.7. Calcul des Longrines

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

Elle 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.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de (25x30) cm².

Donc, on prend des longrines de dimensions (30x35) cm².

Avec : (S3 = Catégorie du sol)

Le RPA 99 version 2003 exige un ferraillage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15Ø).

$$A_{\min} = 0,6\%(30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales

$$\varnothing t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \varnothing_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varnothing t \leq \text{Min} \left(\frac{35}{35}, 12 \text{ mm}, \frac{30}{10} \right) \text{ avec : } \varnothing t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\varnothing t = 8 \text{ mm}$$

- Calcul de l'espacement des cadres**

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $s_t \leq (20 \text{ cm}, 15\varnothing)$

Zone nodale : $s_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $s_t = 15 \text{ cm}$

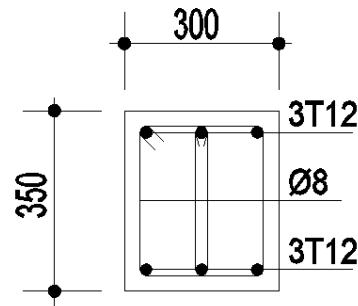


Figure VII. 10 : Ferraillage des longrines

CHAPITRE VIII. ETUDE COMPARATIVE

VIII.1. Introduction

Ce dernier chapitre est consacré à l'étude du coût-délais de la salle, exécutée une fois avec des poteaux en Béton Armé puis en acier pour choisir le procédé de réalisation le plus économique, c'est-à-dire le choix d'ossature qui peut entraîner une réduction des quantités et des coûts des éléments de projet.

Le projet contient également une analyse précise en tenant compte des prix de revient de chaque élément et par conséquent la structure afin de déterminer quelle est l'ossature la plus économique avec une résistance optimale.

VIII.2. Avantages et Inconvénients

VIII.2.1. Ossature en Acier

VIII.2.1.1. Avantage

– Rapidité de montage

La structure acier peut être pré assemblée en atelier et montée sur chantier indépendamment des aléas météorologiques. De plus, ces structures sont légères et par conséquent réduisant les coûts du transport.

– Démontage

La démontrabilité donne une changabilité par faite des constructions en acier facilite le renforcement ou le remplacement de certaines partie de la construction.

– Construction compétitive

La préparation complète en amont du chantier ainsi que l'industrialisation des composants permettent la réduction des coûts ainsi qu'une parfaite maîtrise des délais de construction.

– Conçus pour durer

Les profilés constituent les éléments rigides de l'ossature et doivent être protégés (ex. par galvanisation, penture antirouille, ...) contre la corrosion.

- **Fondations réduites**

Pour ce type de construction, les fondations se limitent à des plots en béton armé ce qui réduit le coût de la structure.

- **Respect de l'environnement**

Non seulement l'acier est recyclable à 100%, *les chantiers pour des structures métallique sont propres.*

- **Comportement vis-à-vis du séisme**

Les structures en acier sont légères et souples et se comportent mieux vis-à-vis du séisme.

- **Capacité portante importante**

Les structures en acier permet à l'ossature à résister à des charges élevée malgré la faible section des éléments, mais grasse à ces fortes propriétés mécanique, et la bonne fiabilité est assurer par les propriétés mécanique homogène.

VIII.2.1.2. Inconvénients

On peut néanmoins leur reconnaître quelques inconvénients :

- L'inconvénient majeur c'est sa résistance au feu de ce fait, sa perte de résistance à de très hautes températures peut entraîner des problèmes de stabilité et donc de sécurité.
- Mauvaise résistance à la corrosion à laquelle on peut toutefois remédier, soit par divers traitements de surface (peinture, brunissage, zingage, galvanisation à chaud, etc.).

VIII.2.2. Ossature en Béton

VIII.2.2.1. Avantages

Les avantages du béton peuvent se résumés ainsi :

- Facilite d'emploi, et disponibilité du matériau.
- Absence d'assemblages.
- Economies dues à l'emploi d'une main-d'œuvre non spécialisée pour plusieurs étapes de sa mise en œuvre.

VIII.2.2.2.Inconvénients

Quant aux inconvénients, on peut citer :

- Son poids.
- temps de durcissement relativement long.
- exécution peu précise, et elle est réalisé en trois étapes :
 - ✓ Placer les armatures avec précision.
 - ✓ La préparation du coffrage demande beaucoup de temps de précision.
 - ✓ Le coffrage doit résister jusqu'à ce que le béton devienne dur.
- difficulté de reprise des ouvrages en cas de transformation.
- le béton peut grandement contribuer à la pollution, puisque le ciment qui est l'un des principaux éléments du béton produit de l'oxyde de carbone.
- La rupture du béton est brutale alors que celle en béton se déforme.
- La difficulté de modifier un ouvrage en béton armé

VIII.3. Devis Quantitatif et Estimatif

Dans le calcul des devis des deux solutions on a pris les tâches variables comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

	Ossature en Acier	Ossature en Béton Armé
N ^{br} de fermes	9	10
N ^{br} des poutres au vent	2	4
Palé de stabilité	4	-
N ^{br} de poteaux sur long-Pan	18	20
N ^{br} de poteaux sur Pignon	4	14
N ^{br} de fondation	22	34
Fouille en puits et en rigoles	415 m ³	520 m ³

Tableau VIII. 1 : Taches variables

VIII.3.1 Ossature en Charpente Métallique :

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix Unitaire	Montant
TERRASSEMENT					
1.01	Fouille en puits (Terrain meuble)	M ³	395	400,00	158.000,00
1.02	Fouille en rigoles (Terrain meuble)	M ³	19,9	400,00	7.960,00
1.03	Remblais des fouilles exécutés en couches successives de 20 cm d'épaisseur correctement damés, compactés et arrosés	M ³	331,43	300,00	99.429,00
INFRASTRUCTURE					
2.01	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	M ³	8	6000,00	48.000,00
2.02	Béton armé en fondation dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y/c coffrage, ferraillage et toutes sujétion pour :				
2.03	a) Semelles	M ³	35,12	24000,00	842.880,00
2.04	b) Amorces poteaux	M ³	6,5	24000,00	156.000,00
2.05	c) Longrines	M ³	13,95	24000,00	334.800,00
SUPERSTRUCTURE					
3.01	Acier d'où en élévation de nuance Fe 360 , y compris fourniture et mise en place avec ces assemblages .				
3.02	a) poteaux	Kg	11624	180,00	2.092.320,00
3.03	b) potelet	Kg	4153	180,00	747.540,00
3.04	c) poutres	Kg	8053	180,00	1.449.540,00
3.05	d) ferme	Kg	43524	180,00	7.834.320,00
3.06	e) contreventement (ciseaux)	Kg	8092	180,00	1.456.560,00
3.07	f) contreventement (poutre au vent)	Kg	3660	180,00	658.800,00
3.08	g) palais de stabilité	Kg	1864	180,00	335.520,00
3.09	MAÇONNERIE				
3.10	Maçonnerie en double parois en brique de 12 T + 8T	M ²	1781,33	2800,00	4.987.724,00
3.11	Enduit au mortier de ciment sur mur intérieur	M ²	1781,33	800,00	1.425.064,00
3.012	Enduit au mortier de ciment sur mur extérieur	M ²	1781,33	900,00	1.603.197,00

Tableau VIII. 2 : Devis quantitative et estimative d'ossature en Béton Armé

VIII.3.2 Ossature en Béton Armé

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	Prix Unitaire	Montant(DA)
TERRASSEMENT					
1.01	Fouille en puits (Terrain meuble)	M ³	500	400,00	200.000,00
1.02	Fouille en rigoles (Terrain meuble)	M ³	19,6	400,00	7.840,00
1.03	Remblais des fouilles exécutés en couches successives de 20 cm d'épaisseur correctement damés, compactés et arrosés		436,5	300,00	130.950,00
INFRASTRUCTURE					
2.01	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	M ³	10	6000,00	60.000,00
2.02	Béton armé en fondation dosé à 350 kg/m ³ de CPA 325 y/c coffrage, ferraillage et toutes sujétion pour :				
2.03	a) Semelles isolées	M ³	54,5	24000,00	1.308.000,00
2.04	b) Amorces poteaux	M ³	9	24000,00	216.000,00
2.05	c) Longrines	M ³	13,77	24000,00	330.480,00
BÉTON SUPERSTRUCTURE					
	Béton armé en élévation dosé à 350 kg/m ³ CPA 325 y compris coffrage, ferraillage mise en place et toutes sujétions				
3.01	a) poteaux	M ³	106,3	30000,00	3.189.000,00
3.02	b) poutres	M ³	73,53	27000,00	1.985.310,00
3.03	c)ferme	Kg	48360	180,00	8.704.800,00
3.04	d) contreventement (ciseaux)	Kg	8623,36	180,00	1.552.204,8
3.05	e)contreventement (poutre au vent)	Kg	7320	180,00	1.317.600,00
3.06	MAÇONNERIE				
3.07	Maçonnerie en double parois en brique de 12 T + 8T	M ²	1554	1800,00	2.797.200,00
3.08	Enduit au mortier de ciment sur mur intérieur	M ²	2100	800,00	1.680.000,00
3.09	Enduit au mortier de ciment sur mur extérieur	M ²	1944,5	700,00	1.361.150,00

Tableau VIII. 3 : Devis quantitative et estimative d'ossature en Béton Armé

VIII.4. Estimation des délais

L'objectif de la gestion des délais est d'assurer la réalisation des processus permettant de planifier dans le temps et en fonction des ressources disponibles la réalisation des activités du projet. Elle permet notamment de faire ressortir les activités critiques qui déterminent sa durée. Cette gestion assure aussi la maîtrise de l'échéancier afin d'achever le projet dans les délais fixés, cela en tenant compte des développements en cours du projet.

Pour cela on a passé par l'étape suivante :

- Identification des activités : Réaliser WBS (matrice découpage) des deux types de projet,
- Séquencèrent des activités : classer les tâches par ordre chronologique,
- Estimation des durées des activités,
- Elaboration de l'échéancier.

VIII.5. Comparaison

VIII.5.1.Comparaison des Prix entre l'Ossature en B.A et en C.M

La comparaison des prix entre les deux ossatures est résumée dans le tableau suivant :

N°	Tâches	Prix (acier)	Prix (B.A)	Déférence	Déférence %
1	Terrassement	265.389,00	338.790,00	73.401,00	21,66
2	Infrastructure	1.381.680,00	1.914.480,00	532.800,00	27,83
3	Superstructure	22.590.585,00	22.587.264,00	3.321,00	0,01
	Total	24.237.654,00	24.840.534,00	602.880,00	2,42

Tableau VIII. 4 : Comparaison des prix (DA)

Analyse :

- ✓ le prix du terrassement et de l'infrastructure pour la structure en B.A est supérieur à celui de la structure en Acier du fait de la taille des semelles et du nombre des fouilles.
- ✓ le prix de la superstructure est presque le même pour les deux solutions. Le nombre de poteaux (respectivement les fermes et poutres au vent) en BA est supérieur à celui des poteaux en acier alors que ces derniers coutent plus chers. Il y a donc équilibre des prix.

VIII.5.2.Comparaison des Délais entre l'Ossature en B.A et en C.M

Les taches critiques	Structure en Acier	Structure en B.A
Installation de chantier	10 j	10 j
Terrassement	12 j	20 j
Assainissement	15 j	15 j
Fondation	41 j	66 j
– Semelles isolées	10 j	23 j
– Avant poteaux	---	10 j
– Plots	6 j	6 j
– Longrines	25 j	27 j
Super structure	61j	97 j
– Poteaux	10 j	46 j
– Poutres	6 j	21 j
– Montage toiture	30 j	30 j
Divers	70 j	70 j
Maçonnerie et revêtement	65 j	65 j
Menuiserie Bois/Métallique	15 j	15 j
Totale	289 j	366 j

Tableau VIII. 5 : Comparaison des délais (jours).

Analyse :

L'analyse des délais d'exécution des deux structures (En acier et en Béton armé) montre bien qu'il est très intéressant de concevoir notre étude en acier du fait du délai réduit. En effet, la structure en acier sera achevée 77 jours avant. Ceci permet un gain financier car ça permettra de libérer les ouvriers plutôt et d'exploiter l'ouvrage tout en dégageant des bénéfices.

VIII.6. Décision Multi Critère :

L'aide à la décision multicritère constitue une branche d'étude majeure de la recherche opérationnelle. Il s'agit de méthodes et de calculs permettant de choisir la solution optimale parmi tout un ensemble de choix.

Comme outil d'aide à la décision on a choisi la méthode mathématique d'analyse multicritère. Cette dernière a pour but la résolution des problèmes de choix de solutions économiques :

Elles constituent une étape importante du processus de décision, qui suit celle d'identification et de définition du problème.

Elles permettent également de répondre aux problématiques de tri et de rangement, par l'intermédiaire d'une procédure d'affectation et de classement respectivement.

VIII.6.1. Choix des Critères

- a) On considère les 6 critères suivants

Pour cette analyse nous résumerons notre étude des variantes en six point importants

Critère	Coefficient	Structure Acier	Structure B.A
Economie	6	5	4
Délais	5	5	3
Entretien	4	2	4
Impact sur l'environnement	3	4	3
Exécution	2	3	5
Résistance au feu	1	2	5
Résultats		83	79

Tableau VIII. 6 : Analyse multicritère

Le tableau ci-dessous nous décrive la note pour chaque critère

Echelle	5	4	3	2	1
Mention	Excellent	Très bonne	Bonne	Moyenne	Pas bonne

Tableau VIII. 7 : Echelle de l'analyse multicritère

VIII.6.1.1. Analyse du choix

Le mode graphique ci-dessous représente nos critères du choix avec une échelle de graduation adaptée. La plus grande surface couverte par l'une des solutions étant celle à privilégier.

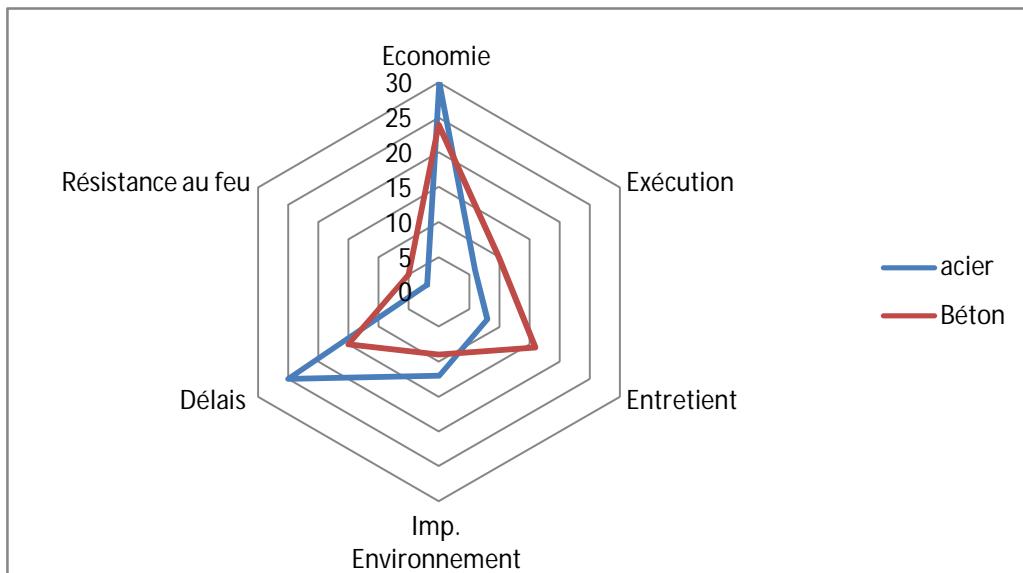


Figure VIII. 1 : Présentation le choix par un graphe radar

Analyse :

Pour l'ossature en acier on remarque depuis la figure ci-dessous qu'elle est avantageée par rapport à l'ossature en acier concernant le critère du délai et l'économie. Cela revient à son point fort qui est la fabrication en atelier.

Par contre pour les critères d'entretien et à la résistance au feu elle est désavantagée par rapport à l'ossature de béton suite à la sensibilité de l'acier mais on peut y remédier par des protections de couche de peinture et alarme anti incendie.

VIII.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une étude managériale de deux variantes pour déterminer le coût, la durée, les caractéristiques de chaque variante et comparer entre eux en utilisant l'analyse multicritère pour trouver la meilleure variante.

D'après les résultats obtenus par l'étude des différents points des deux solutions, nous constatons que la première solution (structure en acier) est convenable car elle est plus économique et rapide à exécuter.

Tandis que la deuxième solution (structure en B.A) est fréquemment utilisée par les ouvriers mais elle ne convient pas à notre ouvrage.

Finalement comme résultats on choisit l'acier parce qu'il répond à la majorité des critères proposés.

CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude fut une expérience enrichissante qui nous a permis d'approfondir et d'acquérir de nouvelles connaissances tout en mettant en pratique sur un cas réel les notions fondamentales de dimensionnement. Ça nous a permis d'utiliser différents logiciels de calculs et de gestions pour ce type d'ouvrage tel que « Auto Cad; Sap 2000, Robot et Tekla »

Ce projet, réalisé en binôme sous l'encadrement de nos deux enseignants, nous a donné l'occasion de s'initier au travail d'équipe. Il fut une très bonne expérience avant le début de notre vie professionnelle.

En effet, nous avons su progresser, à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur, mais également, dans l'étude des règlements CCM 97, RPA 99, CBA 93 et l'Eurocode 3 concernant le dimensionnement des structures.

L'organisation et les bases de dimensionnement de ces deux types de structures calculées dans les chapitres précédents a rendu possible l'élaboration de l'étude comparative de ces variantes, en passant par le calcul des charges jusqu'à la vérification des éléments de la structure.

Cette étude nous a permis de constater que le comportement des éléments des deux solutions est relativement semblable, mais le cheminement du calcul et les résultats obtenus sont différents.

Pour la partie de la modélisation de nos deux structures nous avons utilisé le logiciel SAP 2000 pour le calcul des sollicitations, mais en utilisant un autre outil qui est le ROBOT nous avons démontré qu'il est intéressant voir recommander de concevoir les halls industriels en construction métallique.

Cependant l'étude de l'impact économique nous a fait découvrir que ce n'est pas toujours le Béton armé qui le remporte, cette fois ci c'est le contraire vue que notre structure possède des portés importantes suivant les trois directions, donc il est préférable de la réaliser en Acier, ce qui serait beaucoup plus rentable et économique.

RFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Règlement neige et vent « RNV99 »** (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTÈRE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [2] **Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »** MINISTÈRE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [3] **Règlement parasismiques algériens « RPA 99 version 2003 »** MINISTÈRE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [4] Calcul des structures en acier, document d'application national Partie 1-1 '**Eurocode 3**'
- [5] **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 » MINISTÈRE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)
- [7] Calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode3 (Office Des Publication Universitaire). '**LAHLOU.D(2012)**'
- [8] **Charges permanentes et charges d'exploitation.** « D.T.R-B.C-2.2 ».

Annexes

Annexe A

Chapitre II : Evaluation des charges

A.1 Effet de la neige

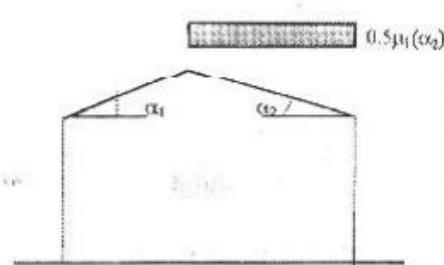


Figure 6.2 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

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

Tableau 6.2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2 Effet du vent

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_t(z)$

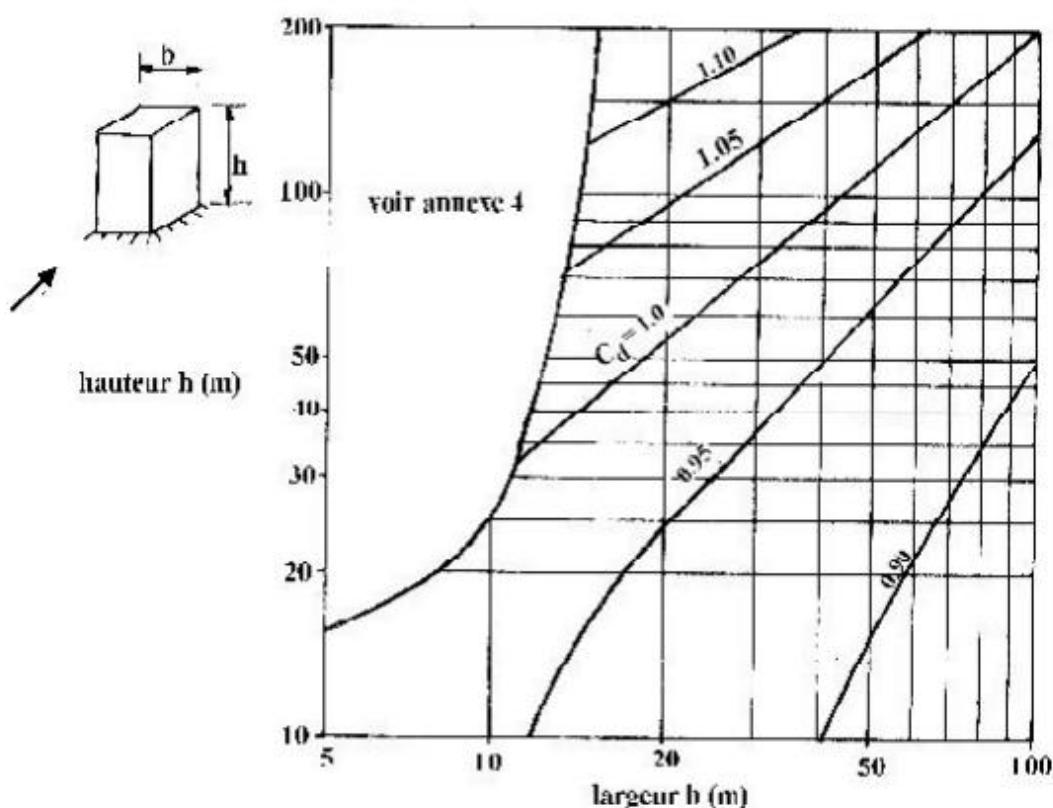


Figure 3.2 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques

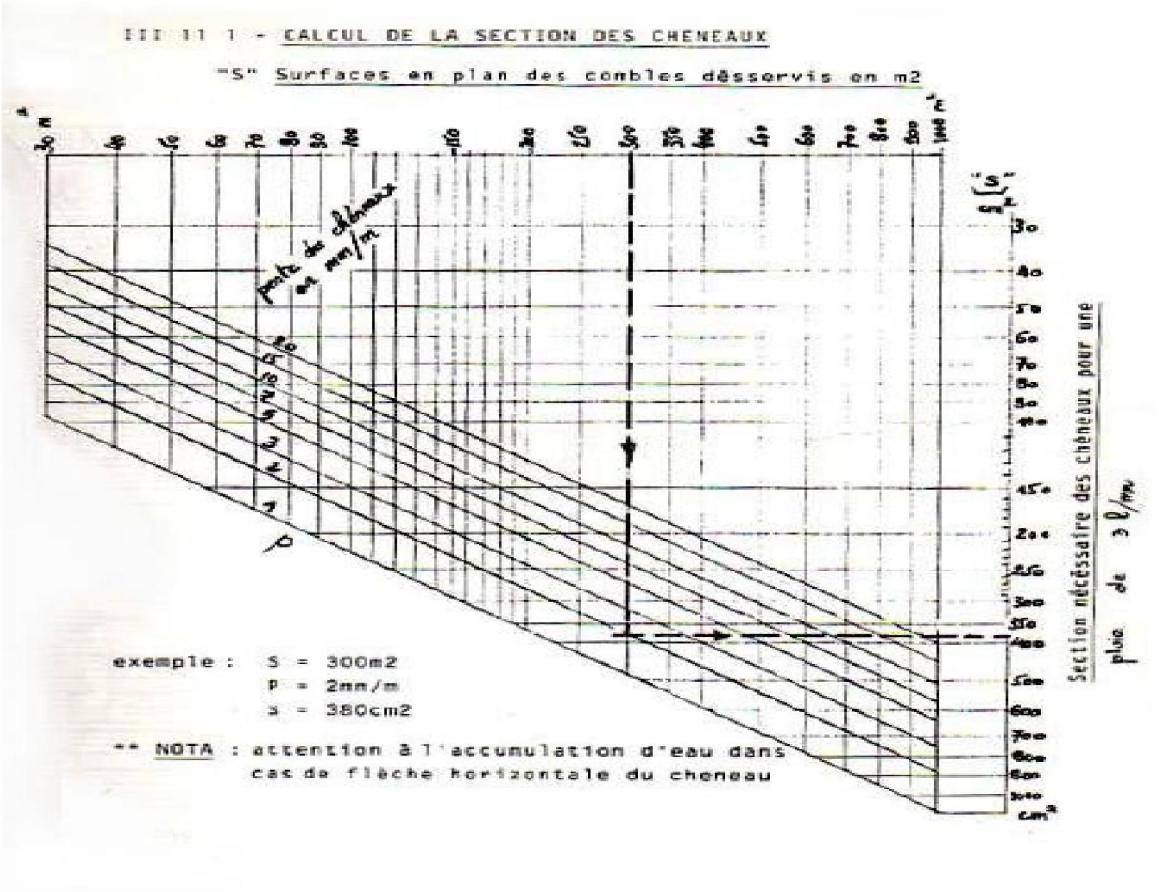
A.3 Force de frottement

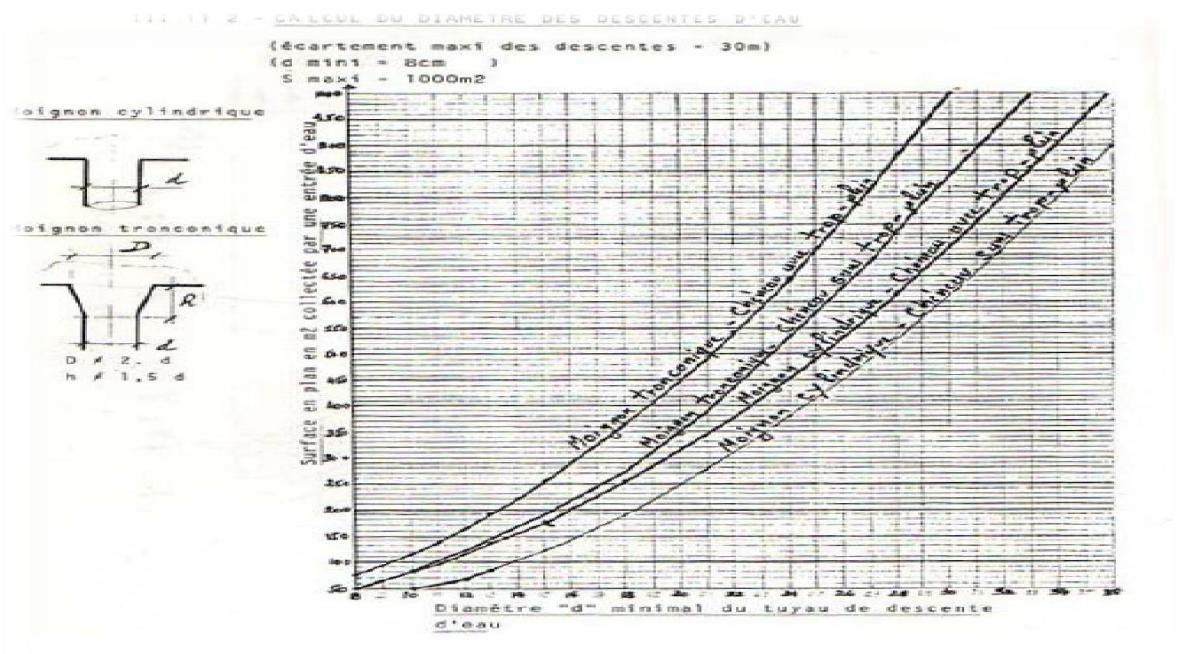
Etat de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissemens, etc.)	0,04

Tableau 2.1. : Valeurs des coefficients de frottement

Annexe B

Chapitre II : Dimensionnement





Annexe C

Chapitre V : Etude sismique

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Z o n e		
	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 4.2 : 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 T₁ et T₂

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 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
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
B	Acier	
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
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

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 4.4.: 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