

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

Université Aboubakr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : Construction Métallique.

Thème :

**ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE SALLE
OMNISPORTS A GHAZAOUET (TLEMCEN)**

Présenté par :

DIB ElHadj Abdelkrim

HADJ SLIMANE Ramzi

Devant le Jury composé de :

Mr. BOUKLI M.A.	Président
Mr. MAACHOU O.	Examineur
Mr. BEDJAOUI C.	Examineur
Mr. RAS A.	Encadreur

Dédicaces

On tient à dédier aimablement ce modeste travail à nos très chers parents qui nous ont soutenues tout au long de notre vie.

A nos frères et sœurs.

On le dédie également à toutes nos familles, nos ami(e)s, à toute la promotion charpente métallique 2017 et à toutes les personnes que l'on aime.

DIB EL HADJ Abdelkrim.

HADJ SLIMANE Ramzi.

Remerciement

Au nom de Dieu le tout miséricordieux
Toutes la louange ; à Dieu seul qui nous à aider de choisir
Cette voie et de finir.

On remercie le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de mener à terme le présent travail.

On tient à exprimer toutes notre reconnaissance à notre Directeur de mémoire Mr RAS A, On le remercie de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

On adresse aussi nos sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté à nous rencontrer et répondre à nos questions durant notre travail.

C'est avec un grand et profond respect que nous tenons à remercier tous les membres de jury Mr BOUKLI M.A, Mr MAACHOU O, Mr BEDJAOUI C, qui nous ont fait l'honneur d'accepter de présider notre soutenance, qu'il trouve ici l'expression de notre profonde considération.

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à faire une étude et un dimensionnement d'une salle omnisport en charpente métallique se trouvant à ghazaouet (Tlemcen). Ce bâtiment possède une toiture à double versants et un bardage en maçonnerie. La première partie de ce travail consiste à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV99 V2013 ». Ces hypothèses de charge nous ont permis d'établir la descente des charges. La deuxième partie concerne le dimensionnement et l'assemblage des différents éléments selon le règlement « CCM97 ». Pour le calcul et le ferrailage des éléments en béton selon les normes «BAEL91» et « RPA99 », sont utilisées, avec l'utilisation du logiciel le SAP2000.

Mots clé : Charpente métallique – Bâtiment industriel – Bardage.

Abstract

Our project of end of studies is to do a study and design of Multisport room in steel structure located in ghazaouet (Tlemcen). , This building has a double-sided roof and masonry siding. The first part of our work is the assessment of charges and surcharges and the effects of climate action according to the « RNV99 V2013 ». These assumptions charge allowed us to establish the descent of the load. The second part concerns the design and assembly of the various elements according to the regulations « CCM97 ». For the calculation and reinforcement of concrete elements according to standards «BAEL91» and « RPA99 », and as we used software (SAP 2000).

Keywords: Metal framework – Industrial construction - Cladding

ملخص

هذا المشروع يتمثل في دراسة تصميم قاعة متعددة الرياضات متواجدة في الغزوات بتلمسان. هذا المبنى يحتوي سقف ثنائي والكسوة عبارة عن جدران مبنية.

الجزء الأول من عملنا هو تقييم مختلف الأثقال والتأثيرات المناخية حسب القواعد التي سمحت لنا بدراسة المؤثرات على هياكل البناء RNV99V2013.

أما الجزء الثاني فيتعلق بتصميم وتجميع العناصر المختلفة وفقا للقواعد اضافة الى حساب حديد التسليح وفقا للقواعد «BAEL91» و « RPA99 » « CCM97 », بالاعتماد على برنامج SAP 2000.

الكلمات المفتاحية: الإطار المعدني، مبنى صناعي، الكسوة.

Table des matières

CHAPITRE I. Présentation du projet	14
I.1. Présentation du projet:.....	14
I.2. Données géométriques de l'ouvrage	14
I.3. Localisation :.....	15
I.4. Règlements utilisés :.....	16
I.5. Logiciels utilisés :.....	16
I.6. Matériaux utilisés :.....	16
I.6.1. Acier :	16
I.6.2. Le béton :	17
I.7. Les assemblages :.....	17
I.7.1. Le boulonnage :.....	17
I.7.2. Le soudage :.....	17
I.8 Conception architecturale	17
I.9 Conception structurale.....	17
I.9.1 Partie horizontale	17
I.9.2 Partie verticale (les façades en maçonnerie).....	19
CHAPITRE II. Descente des charges	21
II.1 Introduction.....	21
II.2 Charges permanentes	21
II.3 Surcharges d'exploitation	21
II.3.1 Charge de la neige	21
II.4 Calcul de la pression due au vent :.....	22
II.4.1 Introduction.....	22

II.4.2. Principes du DTR RNV (version 2013) :	22
II.4.3. Données relatives au site	23
II.4.4. Action du vent sur la construction	23
II.4.5. Coefficient d'exposition au vent (Ce) :	24
II.5 Force de frottement :	32
II.5.1 Introduction	32
II.5.2. Calcul de la force de frottement	32
CHAPITRE III. Etude des éléments secondaire	33
III.1. Introduction :	33
III.2. Dimensionnements des éléments secondaires:	33
III.2.1. Chéneaux et descente des eaux pluviales	33
III.2.2. Calcul des pannes :	34
III.2.3. Calcul des liernes :	47
III.2.4. Calcul de l'échantignolle	49
III.2.5. Calcul des potelets	51
III.2.6. Les poteaux	54
CHAPITRE IV. Etude sismique	57
VI.1. Introduction	57
IV.2 Spectre de réponse de calcul	58
IV.3 Modélisation de la structure	60
IV.4. Analyse modale	61
IV.5 : Vérification de la structure	62
IV.5.1 : Vérification de la période fondamentale de la structure	62
IV.5.2 : Calcul de la force sismique totale	62
CHPITRE V. étude des éléments structuraux	65
V.1 : Etude des fermes	65
V.1.1 : Introduction	65

V.1.2 : Types de fermes	65
V.1.3 : Choix de la ferme.....	66
V.1.4 : Les assemblages dans les fermes.....	67
V.1.5 : Calcul des efforts dans les barres.....	67
V.1.6. Détermination des efforts par la méthode des nœuds :	68
V 1.7. Calcul des efforts revenant aux nœuds :	69
V.2. Etude des poteaux	79
V.2.1. Introduction	79
V.2.2. Efforts sollicitants	79
V.3. Calcul des contreventements	82
V.3.1. Introduction	82
V.3.2. Justification des Contreventements Palée de Stabilité	82
V.3.3. Justification des Poutre au Vent.....	84
V.3.4. Justification des Ciseaux.....	85
CHAPITRE VI. Calcul des assemblages	88
VI.1.Introduction	88
VI.2. Assemblage des éléments de la ferme par boulonnages.....	88
VI.2.1. Etude de l'assemblage membrure inferieurs gousset: 2 L150x150x15	88
VI.2.2 Etude de l'assemblage membrure supérieur - gousset: 2 L150x150x15.....	90
VI.2.3 Résumé de l'ensemble des assemblages boulonnés	91
VI.3. Assemblage poteau-ferme	91
VI.3.1. Les efforts sollicitant	92
VI.3.2. Détermination des nombres de boulons nécessaires	92
CHAPITRE VII. Fondation et pieds de poteaux	94
VII.1. Introduction	94

VII.2. Dimensionnement de la Plaque d'assise.....	94
VII.2.1. Cordons de soudure	94
VII.2.2. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement	95
VII.2.3. Estimation de l'aire de la plaque d'assise (Poteaux)	95
VII.2.4. Surface de la platine.....	95
VII.3. Calcul des tiges d'ancrage	98
VII.4. Calculs des fondations	100
VII.4.1. Dimensionnement de la semelle intermédiaire	101
VII.4.2. Vérification de la stabilité	102
VII.4.3. Calcul du ferrailage	102
VII.4.4. Calcul de l'espacement	103
VII.4.5. Tableau résumant le calcul des semelles cité dessous	103
VII.5. Les fûts :.....	104
VII.6. Calcul des Longrines.....	104

Liste des tableaux

Tableau II.1: Pression sur les parois verticales direction V1 et V3.	28
Tableau II. 2 : pression sur la toiture direction V1et V3.	28
Tableau II.3:pression sur les parois verticales direction V2 et V4.	30
Tableau II.4: Pression sur la toiture direction V2 et V4.	31
Tableau III.1:caractéristique d'un IPE140	41
Tableau III.2 Caractéristiques du profilé IPE 300.	52
Tableau III.3 Caractéristiques du profilé HEA 340.....	55
Tableau IV.1Valeurs des pénalités P_q	60
Tableau IV.2:Résultat des forces sismiques à la base	64
Tableau IV.3:Résultat du déplacement.....	64
Tableau V.1:Différents angles de la ferme.....	67
Tableau V. 2:Récapitulatif du dimensionnement des différentes barres composant la ferme	71
Tableau V.3: Caractéristiques du profilé L150x150x15	71
TableauV.4Caractéristiques du profilé L80x80x8	74
Tableau V.5 : Caractéristiques du profilé L100x100x10	77
Tableau V. 6Caractéristiques du profilé HEA 340	79
Tableau V.7Caractéristiques du profilé L80x80x8	82
Tableau VI.1Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages soudés de la ferme	91
Tableau VII 1:Valeur des efforts donnés par le SAP 2000	99
Tableau VII 2: Résumé des calculs des semelles	102

Liste des figures

Figure I.1:vue en perspective de l'ouvrage	14
Figure I.2: Vue aérienne du projet par google earth	15
Figure I.3 : Localisation de site du projet dans les zones sismiques.	16
Figure I.4 : panneau sandwich.....	19
Figure I.5 : Caractéristiques géométriques de la tôle de couverture.....	19
Figure II.1: Actionde la pression due au vent	22
Figure II.2: Sens du vent sur structure	23
Figure II.3 : la hauteur équivalente de la pression dynamique	25
Figure II.4 : vent (V1-V2) sur les parois AB-CD.....	27
Figure II.5: vent (V1-V3) sur la toiture	27
Figure II.6: pression du vent (V1-V3) sur les paroi AB-DC	29
Figure II.7: vent (V2-V4) sur les parois BC-AD.....	29
Figure II.8: Vent (V2-V4) sur la toiture.....	30
Figure II.9:Pression du Vent (V2 et V4) sur les parois BC et AD.....	31
Figure III.1: coupe transversal du chéneau	33
Figure III.2: Chéneau d'eau.	33
Figure III.3: Moignon cylindrique.....	34
Figure III.4: Schéma statique de la couverture	35
Figure III.5: Cas des sollicitations	36
Figure III.6: Cas de charges permanentes	36
Figure III.7: Calcul des moments maximaux.....	37
Figure III.8: cas de charge de la neige	38
Figure III.9: cas de la charge du vent	38

Figure III.10: la panne en IPE	41
Figure III.11: Coupe transversale des liernes	47
Figure III.12: Schéma statique de la panne	47
Figure IV.1: Carte de zonage sismique en Algérie	57
Figure IV.2: Modélisation de la structure	61
Figure IV.3: Spectre de réponse	61
Figure V.1: Schéma statique de la ferme trapézoïdale adoptée	67
Figure VI 1: Assemblage des éléments de la ferme par boulonnage	88
Figure VI 2: Assemblage poteau-ferme	92
Figure VII 1: Schéma d'une semelle	93
Figure VII 2 : Plaque d'assise	95
Figure VII 3 :Géométrie de la semelle	102
Figure VII 5 :Ferrailage des semelles	103
Figure VII 4 :Ferrailage des semelles d'angle	103
Figure VII 6 :Ferrailage des semelles du potelet.....	103
Figure VII 7: Vue en 3D de ferrailage de la semelle	103
Figure VII 8: Ferrailage des longrines	104

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.
- $C_{p,net}$: 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.
- $N_{t, sd}$: 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.

$V_{réf}$: 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.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

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

L'acier est un matériau qui offre l'avantage d'être léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et offre l'avantage de franchir de longues portées et par sa nature, facilement modifiable bien que, en contrepartie, il présente certains inconvénients tels que son coût, la corrosion et sa faible résistance au feu. Ce ci implique, pour y pallier, de prévoir une protection adéquate telles que les peintures anti rouille pour lutter contre la corrosion ainsi que les peintures intumescentes au titre de protection contre le feu. Le coût, quant à lui, est atténué par la rapidité d'exécution et de montage (réalisation hors site dans des ateliers de production de charpente suivant la forme conçue).

Ce projet a pour objectif « Dimensionnement et l'étude d'une salle omnisport en charpente métallique ».

Ce travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction, on a : Dans le premier chapitre une présentation du projet est donnée. Ensuite vient le deuxième chapitre qui est consacré à l'évaluation des charges permanentes et d'exploitations, selon le règlement Algérien charges et surcharges et aussi les charges climatiques selon le règlement «RNV99 Version 2013». Dans le troisième chapitre, le pré-dimensionnement des éléments de la structure secondaire et porteurs selon le règlement «CCM97» a été réalisé.

Dans le quatrième chapitre, le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été analysé par la méthode modale spectrale, selon le règlement «RPA99 version 2003», grâce au logiciel «SAP2000 V14». Le cinquième chapitre traite le dimensionnement des éléments de la structure porteurs et secondaire, selon le règlement «CCM97».

Le dimensionnement des assemblages des différents éléments de la structure est calculé dans le sixième chapitre. . Enfin l'étude de l'infrastructure a été réalisée dans le huitième chapitre.

Le travail a été achevé par une conclusion générale.

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.1. Présentation du projet:

Ce projet de fin d'étude consiste à dimensionner une salle omnisport réalisée en charpente métallique. Il est implanté à ghazaouet wilaya de Tlemcen Ce projet qui est réalisé dans le cadre de la promotion du sport de la ville est d'une superficie totale de 2365 m², il comprend une salle de gymnase, une salle d'haltérophilie, deux vestiaires, un bureau, un dépôt et une salle d'honneur.

I.2. Données géométriques de l'ouvrage

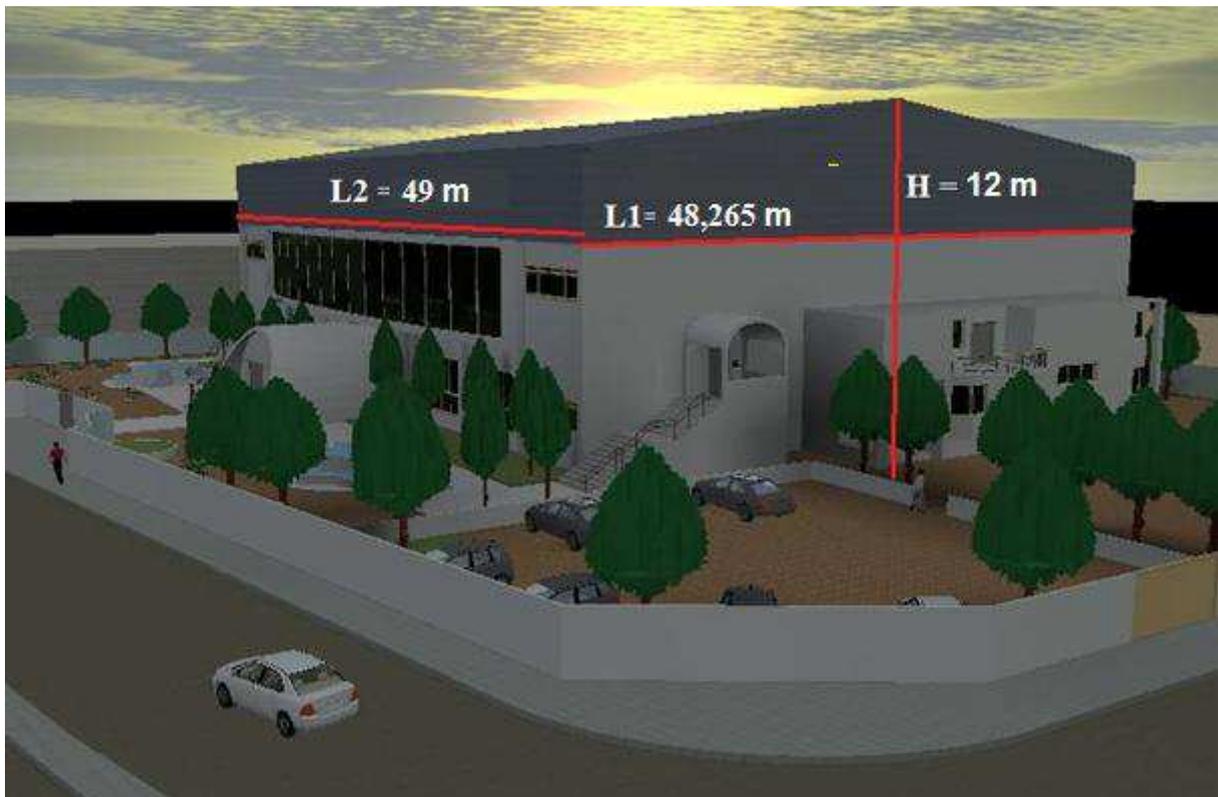


Figure I.1:vue en perspective de l'ouvrage

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

- Longueur totale : $L1 = 48,265$ m.
- Largeur totale : $L2 = 49$ m.
- Hauteur totale : $H = 12$ m.

I.3. Localisation :

Ce site est implanté dans la Daïra de ghazaouet, Wilaya de Tlemcen «Zone I : faible

CHAPITRE I : Présentation du projet

Sismicité selon la classification de l'RPA 99/Version 2003 »

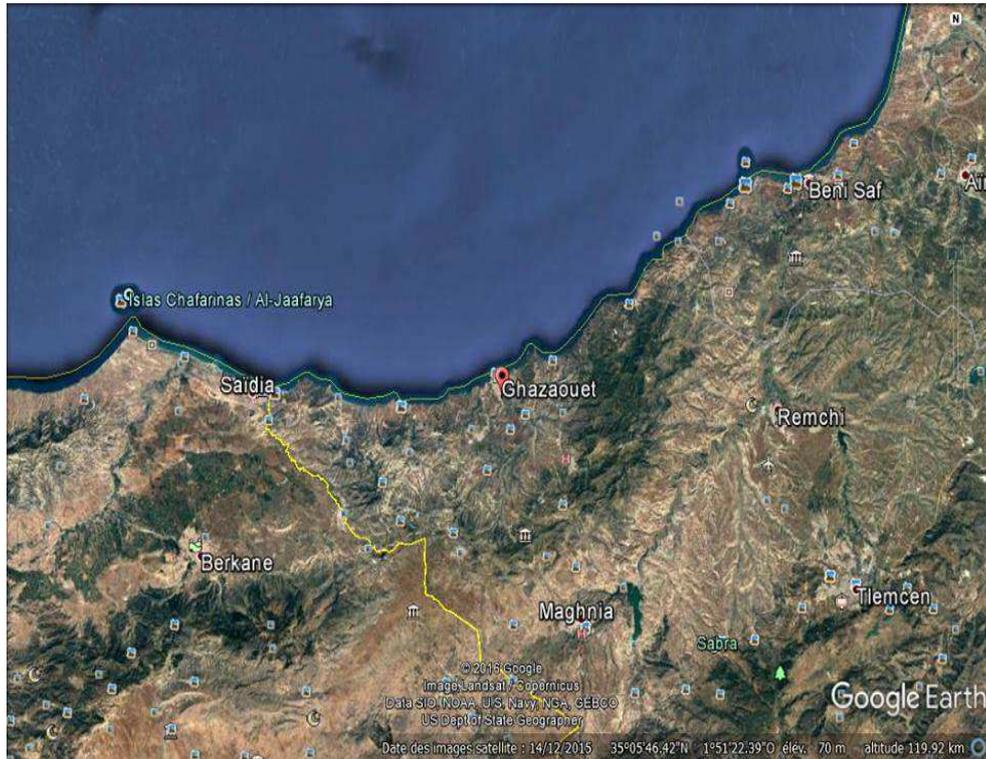


Figure I.2: Vue aérienne du projet par google earth

Le site présente aussi les caractéristiques géotechniques et sismiques suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de 2.0 bars (rapport géotechnique du sol).
- Altitude = 33 m

CHAPITRE I : Présentation du projet

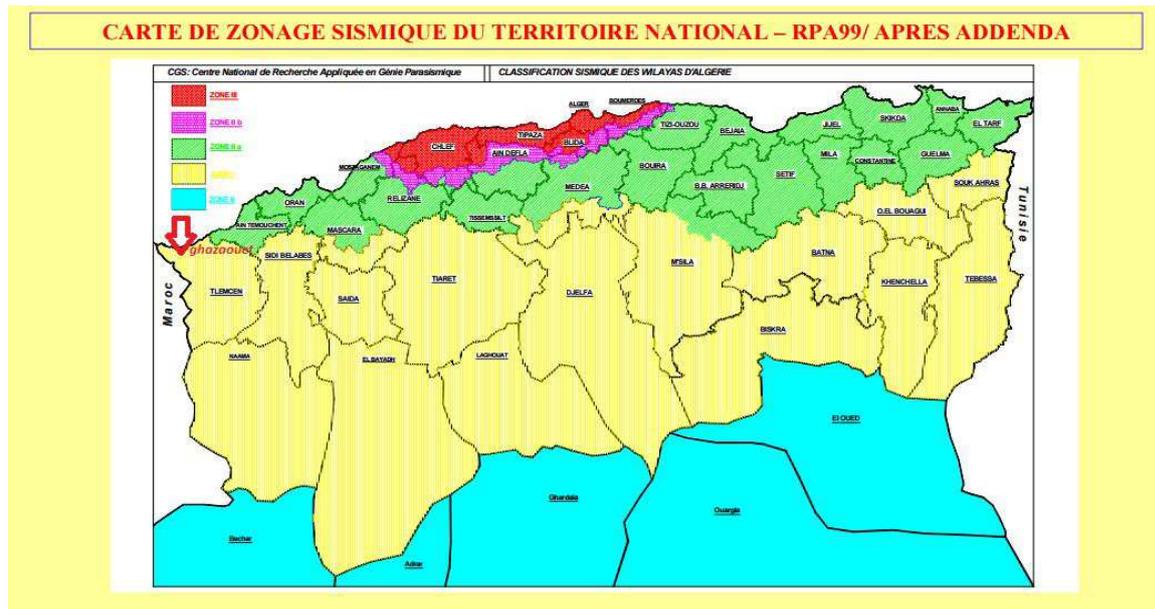


Figure I.3 : Localisation de site du projet dans les zones sismiques.

I.4. Règlements utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».
- BAEL91 : Calcul des structures en béton.

I.5. Logiciels utilisés :

- Sap2000 V14.
- Autocad 2010.

I.6. Matériaux utilisés :

I.6.1. Acier :

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le carbone dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- 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 : $\nu = 0,3$.

CHAPITRE I : Présentation du projet

- Module d'élasticité transversal : $G = 84000 \text{ MPa}$

I.6.2. Le béton :

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

Les caractéristiques du béton

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$.

I.7. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.7.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.7.2. Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport.

I.8 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.

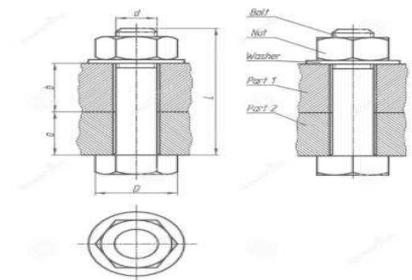


Figure I. 4 schéma représentatif de l'assemblage par boulonnage

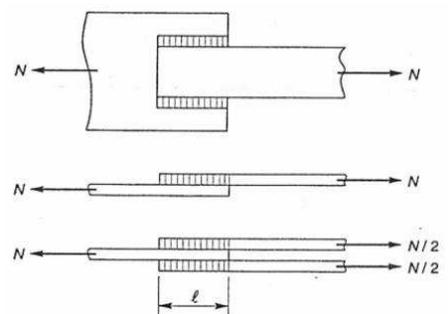


Figure I.5 Schéma représentatif de l'assemblage par soudure

CHAPITRE I : Présentation du projet

I.9 Conception structurale

I.9.1 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.

- **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 sandwichs**

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.

La couverture en panneaux sandwich composée 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 : $f_u = 400 \text{ MPa}$

CHAPITRE I : Présentation du projet

- Limite d'élasticité : $f_y = 160$ MPa
- Flèche admissible $\delta_{max} = l / 200$
- Module de résistance $w = 30$ cm³
- Moment d'inertie $I = 27,21$ cm⁴

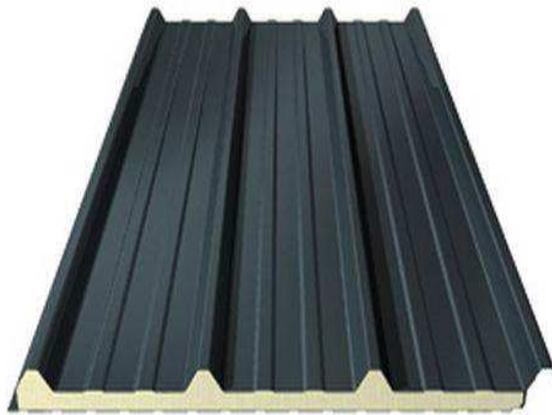


Figure I.6 : panneau sandwich

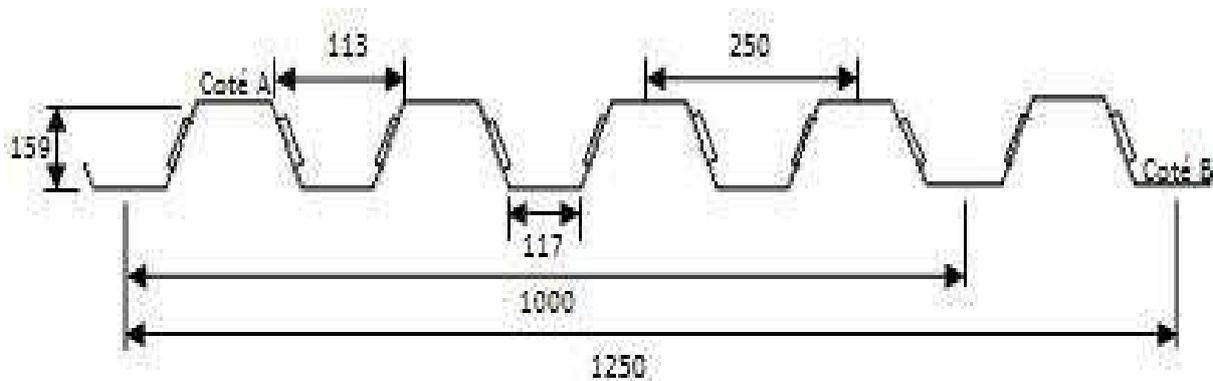


Figure I.7 : Caractéristiques géométriques de la tôle de couverture

I.9.2 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

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 la sont définies par le poids propre (structure porteuse et éléments non porteurs) et aux charges d'exploitation (Équipements, foules de personne.....). En plus, chaque ouvrage est sollicité aux surcharges climatiques (neige, vent et température) et aux actions accidentelles (Séisme, chocs, ...).

II.2 Charges permanentes

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

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 RNV2013)

$$S = \mu \times S_k = \mu \times \frac{0.07H+15}{100} \text{ (kN /m}^2\text{)} \quad \text{(Zone A)}$$

CHAPITRE II : Descentes des charges

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.

H : représente l'altitude du lieu d'implantation par rapport au bord de la mer $H=33m$

$S_k = 0.173 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

Les coefficients de forme pour une toiture à deux versants sont données par le tableau 6.2 [RNV.2013] en fonction des angles d'inclinaison des versants $\alpha = 3.57$ compris entre 0 et 30

Donc $\mu=0,8$

$S=0.138 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

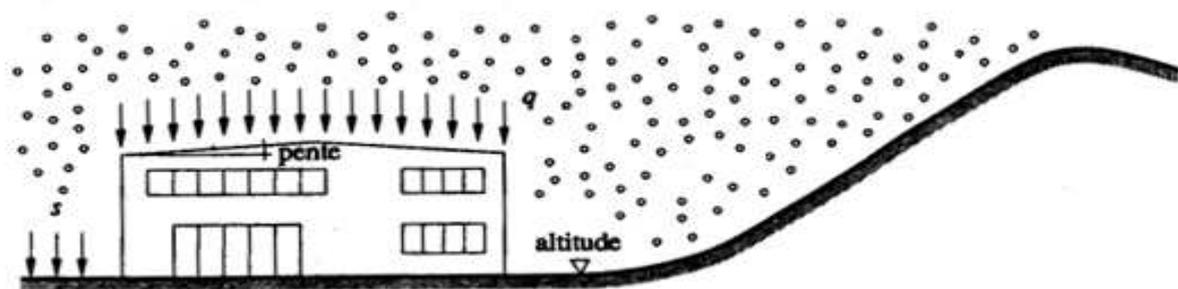


Figure II.1: Action de la pression due au neige

II.4 Calcul de la pression due au vent :

II.4.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent.

II.4.2. Principes du DTR RNV (version 2013) :

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 2000m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.

CHAPITRE II : Descentes des charges

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

II.4.3. Données relatives au site

- Ghazaouet (Tlemcen) se trouve en zone II (tableau A.2. RNV99 V2013)
 - $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.2. RNV99)
 - $V_{ref} \text{ (m/s)} = 27 \text{ m/s}$ (tableau A.1. RNV99 V2013)
 - Catégorie du terrain 0
 - $k_t = 0.156$
 - $Z_0 = 0.003 \text{ m}$
 - $Z_{min} = 1 \text{ m}$
 - $\varepsilon = 0.38$
- (Tableau 2.4. RNV99)

Avec

$q_{ref} \text{ (N/m}^2\text{)}$: Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

k_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimal.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient

II.4.4. Action du vent sur la construction

- V_1 : Vent perpendiculaire à la façade (AB).
- V_2 : Vent perpendiculaire à la façade (BC).
- V_3 : Vent perpendiculaire à la façade (DC).
- V_4 : Vent perpendiculaire à la façade (AD).

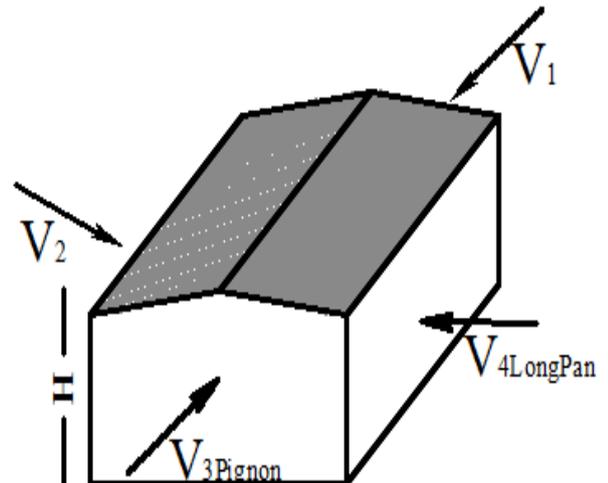


Figure II.2: Sens du vent sur structure

CHAPITRE II : Descentes des charges

II.4.5. Coefficient d'exposition au vent (Ce) :

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

$C_e(z)$ est donné par :

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

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$I_V(z)$: l'intensité de la turbulence.

z (m) : La hauteur considérée.

II.4.5.1. Coefficient de topographie $C_t(z)$:

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

$$C_t(z) = 1 \text{ Site plat.}$$

II.4.5.2. Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = \begin{cases} k_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ k_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z \leq Z_{min} \end{cases}$$

$$\text{On a } z = 12\text{m} \quad z_{min} = 1\text{m}$$

$$\text{Alors } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \quad \Longrightarrow \quad C_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

$$C_r(z) = 0.156 \times \ln\left(\frac{12}{0.003}\right)$$

$$C_r(z) = 1,294$$

II.4.5.3. Intensité de la turbulence :

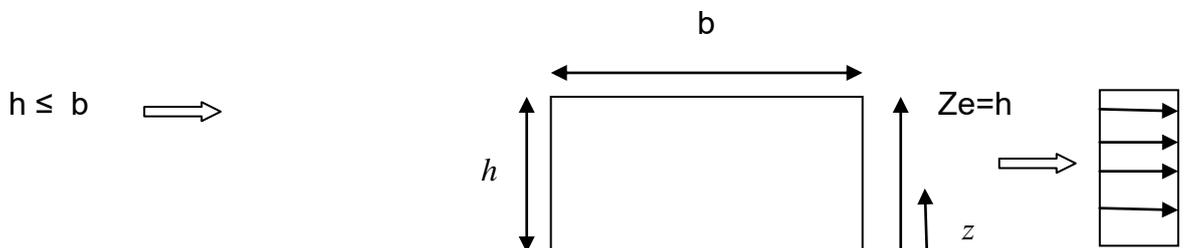
Il est donné par la formule suivant :

CHAPITRE II : Descentes des charges

$$I_V(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} \\ \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

$$I_V(z) = \frac{1}{C_r(12) \times \ln\left(\frac{12}{0.003}\right)} = 0,092$$

On détermine $C_e(Z)$



$$q_p(Z) = q_p(Z_e)$$

Figure II.3 : la hauteur équivalente de la pression dynamique

$$C_e(12) = 1^2 \times 1,294^2 \times (1 + 7 \times 0,092) = 2,76$$

II.4.5.4. La pression dynamique de pointe q_p :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

$q_{ref}(z)$: Valeurs de la pression dynamique de référence.

Z_e (m): La hauteur de référence .

$$q_p(Z_e) = 435 \times 2.76 = 1200,6 \text{ N/m}^2 = 120,06 \text{ KgF/m}^2$$

II.4.5.5. Le coefficient dynamique C_d :

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

$$H \leq 15 \implies C_d = 1$$

CHAPITRE II : Descentes des charges

II.4.5.6. Détermination de la pression aérodynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$w(z_j) = Q_{\text{dyn}}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad (\S 2.5.2. RNV99 \text{ version } 2013)$$

Détermination de coefficient de pression :

a. Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

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

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

$$\text{Alors } C_{pe} = C_{pe.10}$$

b. Calcul des coefficients de pressions Intérieure C_{pi} :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- Face 1 (AB et DC) Vent V_1 et V_3 :

$$\mu_p = 0,9 \quad \Rightarrow \quad C_{pi} = -0,3$$

- Face 2 (BC et AD) Vent (V_2 et V_4):

$$\mu_p = 0,6 \Rightarrow C_{pi} = -0,026$$

Parois (AB-CD)

« vent sur pignon avec ($b=48,265$; $h=12$; $d=49$) ».

$$e = \min [b; 2h] = \min [48,265; 24] = 24\text{m} \Rightarrow e < d$$

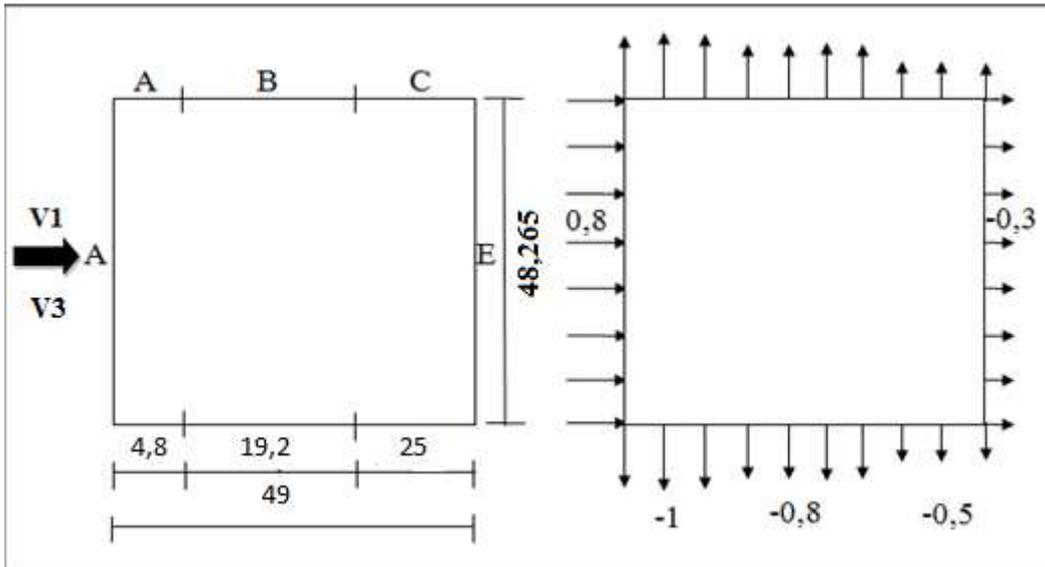


Figure II.4 : vent (V1-V2) sur les parois AB-CD

Toiture

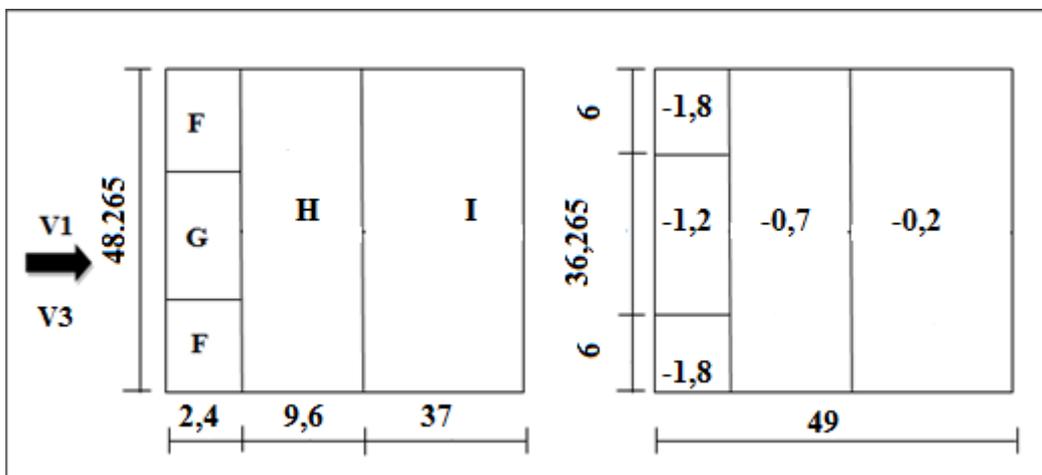


Figure II.5: vent (V1-V3) sur la toiture

Les résultants de Q_j sont donnés dans les tableaux suivantes

CHAPITRE II : Descentes des charges

Zones	$q_{dyn}(\text{kgf/m}^2)$	C_d	Cpe	Cpi	Cp	Qj(kgf/m ²)
A	120.06	1	-1.0	-0.3	-0.7	-84.042
B	120,06	1	-0.8	-0.3	-0.5	-60.03
C	120,06	1	-0.5	-0.3	-0.2	-24.012
D	120,06	1	+0.8	-0.3	+1.1	132.066
E	120,06	1	-0.3	-0.3	0	0

Tableau II.1: Pression sur les parois verticaux direction V1 et V3.

Zones	q_{dyn}	C_d	Cpe	Cpi	Cp	Qj(kgf/m ²)
F	120.06	1	-1.8	-0.3	-1.5	-180.09
G	120.06	1	-1.2	-0.3	-0.9	-108.054
H	120.06	1	-0.7	-0.3	-0.4	-48.024
I	120.06	1	0.2	-0.3	0.5	60.03

Tableau II. 2 : pression sur la toiture direction V1et V3.

CHAPITRE II : Descentes des charges

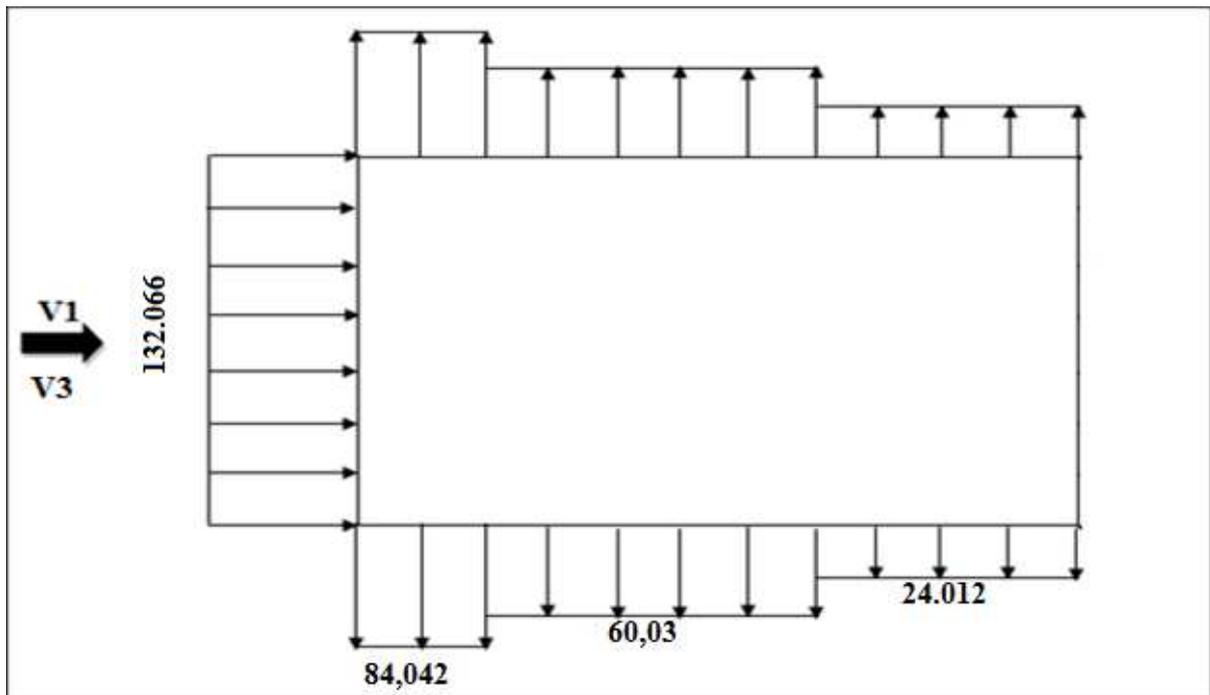


Figure II.6: pression du vent ($V1-V3$) sur les paroi AB-DC

Parois (BC-AD)

« vent sur pignon avec ($b=49$; $h=12$; $d=48,265$) ».

$$e = \min [b; 2h] = \min [49; 24] = 24\text{m} \quad \Rightarrow \quad e < d$$

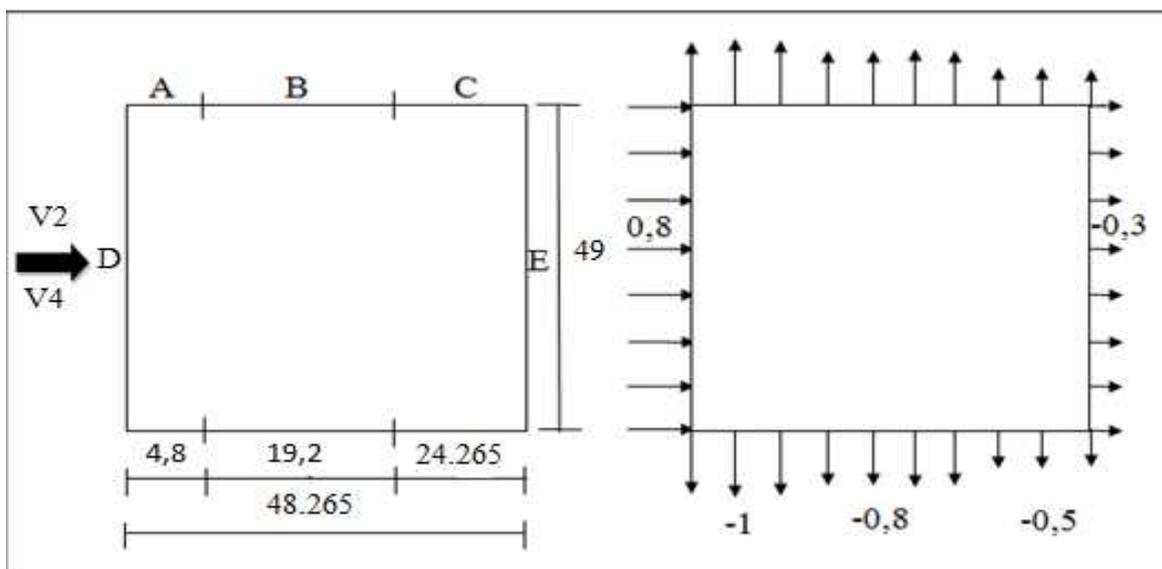


Figure II.7: vent ($V2-V4$) sur les parois BC-AD

CHAPITRE II : Descentes des charges

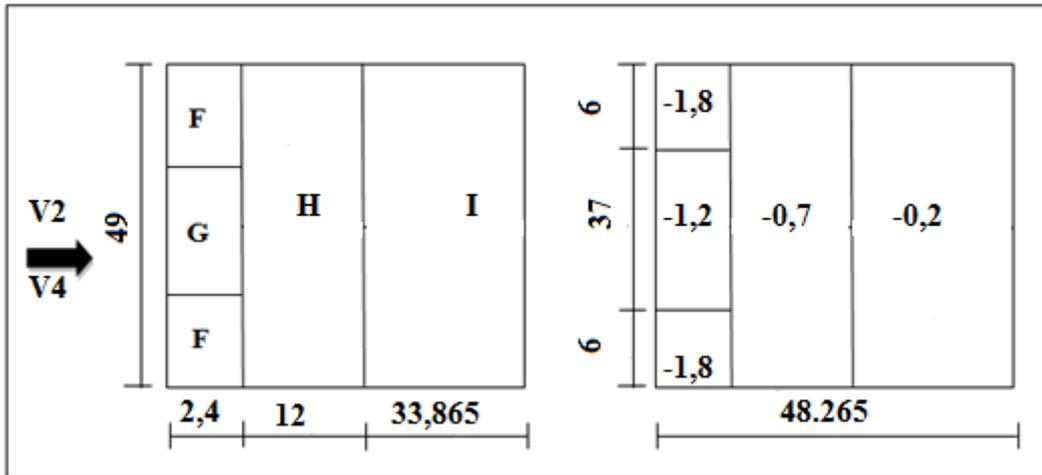


Figure II.8: Vent (V2-V4) sur la toiture.

Zones	q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}	C_p	Q_j
A	120,06	1	-1.0	0.026	-1.026	-123.18
B	120,06	1	-0.8	0.026	-0.826	-99.17
C	120,06	1	-0.5	0.026	-0.526	-63.15
D	120,06	1	+0.8	0.026	+0.774	92.92
E	120,06	1	-0.3	0.026	-0.326	-39.14

Tableau II.3: pression sur les parois verticales direction V2 et V4.

CHAPITRE II : Descentes des charges

Zones	q_{dyn}	C_d	C_{pe}	C_{pi}	C_p	Q_j
F	120,06	1	-1.8	0.026	-1.826	-190.56
G	120,06	1	-1.2	0.026	-1.226	-147.19
H	120,06	1	-0.7	0.026	-0.726	-87.16
I	120,06	1	-0.2	0.026	-0.226	-27.13

Tableau II.4: Pression sur la toiture direction V2 et V4.

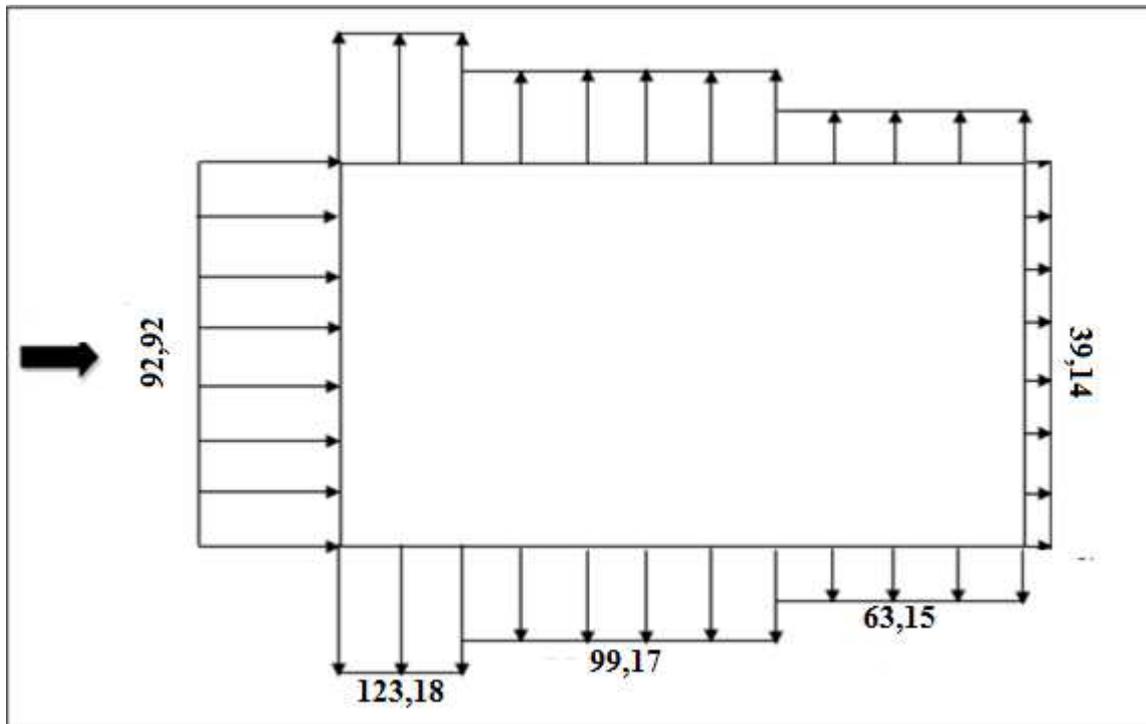


Figure II.9: Pression du Vent (V2 et V4) sur les parois BC et AD.

CHAPITRE II : Descentes des charges

II.5 Force de frottement :

II.5.1 Introduction

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

II.5.2. Calcul de la force de frottement

Condition à vérifier : $2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$

- Direction V1 :

$$2(49 \times 12) \leq 4(2 \times 48,265 \times 12)$$

$$1176 \leq 4633,44$$

Condition vérifiée

- Direction V2 :

$$2(48,265 \times 12) \leq 4(2 \times 49 \times 12)$$

$$1158,36 \leq 4704$$

Condition vérifiée

$$f_{fr} = C_{fr} \times q_p(Z_e) \times A_{fr}$$

$$C_{fr} = 0,01$$

$$q_p(Z_e) = 133,98 \text{ kgf/m}^2$$

$$A_{fr} = \Sigma \begin{cases} A_{fr(\text{long-pan})} = 49 \cdot 10,5 - 44 = 470,5 \text{ m}^2 \\ A_{fr(\text{pignon})} = 48,265 \cdot (10,5 + 1,5/2) - 11 = 531,98 \text{ m}^2 \\ A_{fr(\text{toiture})} = 2 \cdot (24,132 / \cos(3,65)) \cdot 49 = 2369,74 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$f_{fr} = 0,01 \times 133,98 \times 3372,22 = 4518,10 \text{ kgf} = 451,81 \text{ KN}$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, On abordera le dimensionnement des différents éléments de la structure. L'acier utilisé est de nuance Fe360 et la démarche de calcul est suivie en utilisant le code CCM97.

L'étude de la structure comprendra deux grandes parties :

- Dimensionnements des éléments secondaires.
- Pré-dimensionnements des éléments porteurs.

III.2. Dimensionnements des éléments secondaires:

III.2.1. Chéneaux et descente des eaux pluviales

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

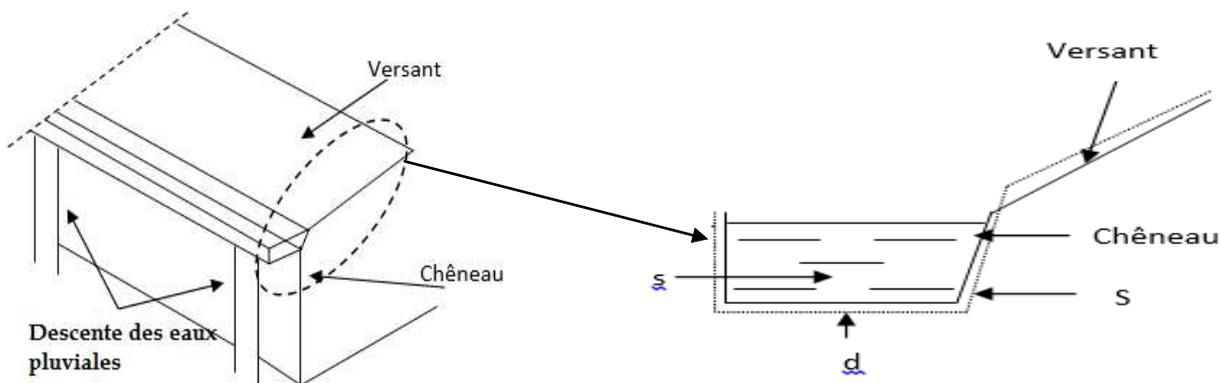


Figure III.2: Chéneau d'eau.

Figure III.1: coupe transversal du chéneau

III.2.1.1. Calcul de la section et du diamètre du chéneau

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6,3}{\sqrt{\frac{s}{d} \cdot p}}$$

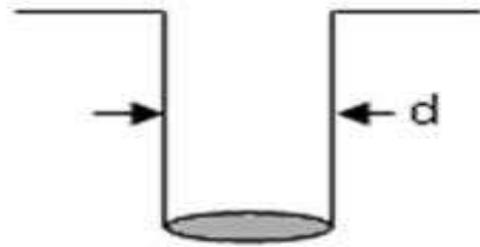


Figure III.3: Moignon cylindrique

Avec :

- **s** : section transversale du chéneau en cm²
- **S** : surface couverte intéressant le chéneau en m²
- **d** : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
- **p** : pente du chéneau

III.2.1.2. Chéneau du versant

$$S = 49 \times 24,17 = 1184,33 \text{ m}^2$$

Suivant l'abaque \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} S = 1000 \text{ m}^2 \\ d = 36 \text{ cm} \end{array} \right.$ (Annexe B)

III.2.2. Calcul des pannes :

III.2.2.1. Introduction:

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.

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.2.2.2. Moment maximum pour une poutre continue sur 6 appuis

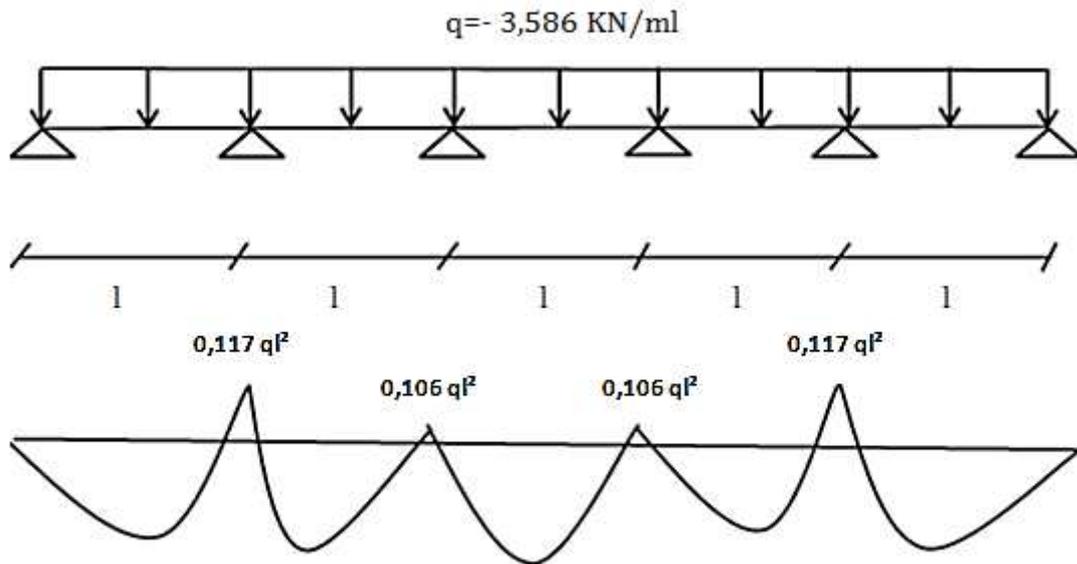


Figure III.4: Schéma statique de la couverture

$$M_{max} = 0,117 q l^2$$

l : l'espacement entre les pannes.

III.2.2.3. Calcul de l'espacement maximum entre les pannes :

$$\delta = \frac{M_{max}}{W} < f_y \quad \rightarrow \quad M_{max} < f_y \times W$$

$$0,117 q l^2 < f_y \times W$$

$$l < \sqrt{\frac{f_y \times W}{0,117 q}} \quad \rightarrow \quad l < \sqrt{\frac{160 \times 10^3 \times 30 \times 10^{-6}}{0,117 \times 3,586}} = 3,38 \text{ m}$$

on prend $l = 1,45 \text{ m}$

III.2.2.4. Détermination des sollicitations :

Les pannes sont en effet soumises :

- A des charges verticales (poids propre de la panne et du complexe de couverture, neige, charges accrochées éventuelles), dont la résultante, ramenée en charge linéique « Q » se décompose en une charge Q_y parallèle à l'âme de la panne et une charge Q_z perpendiculaire à l'âme, qu'il convient de bien prendre en compte, afin d'éviter tout risque de déversement latérale :

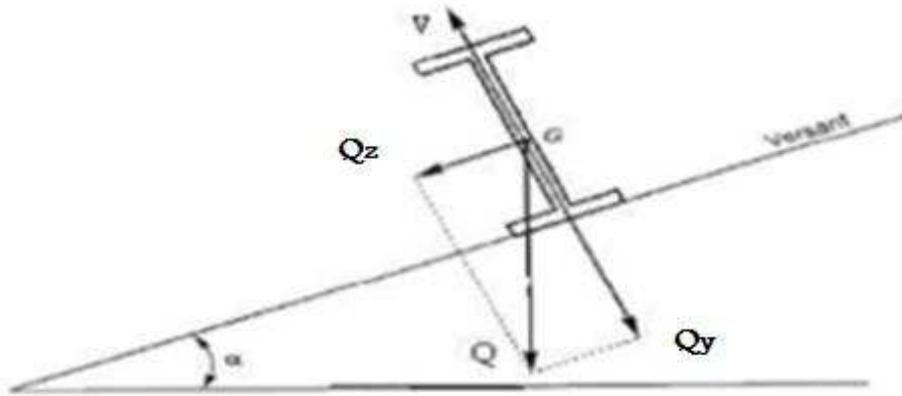


Figure III.5: Cas des sollicitations

Les données :

- La pente du versant = $3,57^\circ$
- Espacement des pannes : $e = 1,45 \text{ m}$
- Les pannes sont posées comme travées isostatiques \rightarrow poutre simplement appuyées
- Espace entre les fermes : $L_x = 5,4 \text{ m}$
- La nuance d'acier utilisé est Fe 360
- Le coefficient partiel de sécurité : $\gamma_{M0} = 1.1$
- **Charge permanente**
 - Poids propre de la couverture en panneau sandwich $G = 0,179 \text{ kN/m}^2$
 - Poids propre de la panne $G = 0.14 \text{ KN/ml}$ (estimé)

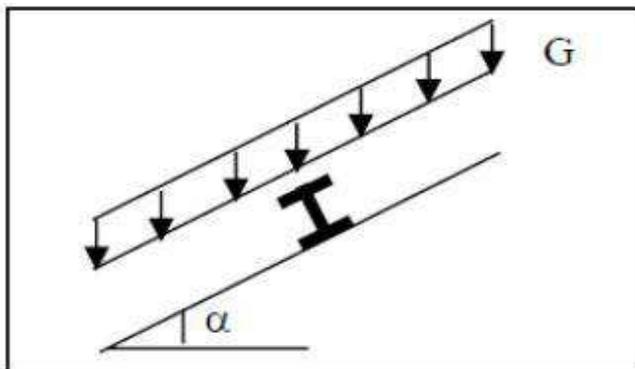


Figure III.6: Cas de charges permanentes

$$G = 0,179 \times 1,45 + 0,14$$

$$G = 0,399 \text{ KN/ml}$$

- **La charge d'entretien**

La toiture est inaccessible donc la charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant. elle est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à $1/3$ et $2/3$ de la portée de la panne ou bien pour simplifier on convertit la charge ponctuelle à une charge uniformément répartie.

La charge uniformément répartie est obtenue en égalisant les deux moments maximaux

$$M_{max} = \frac{pl}{3} = \frac{p_{eq}l^2}{8} \quad \Longrightarrow \quad p_{eq} = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5} = 54 \text{ kg/ml} = 0,54 \text{ KN/ml}$$

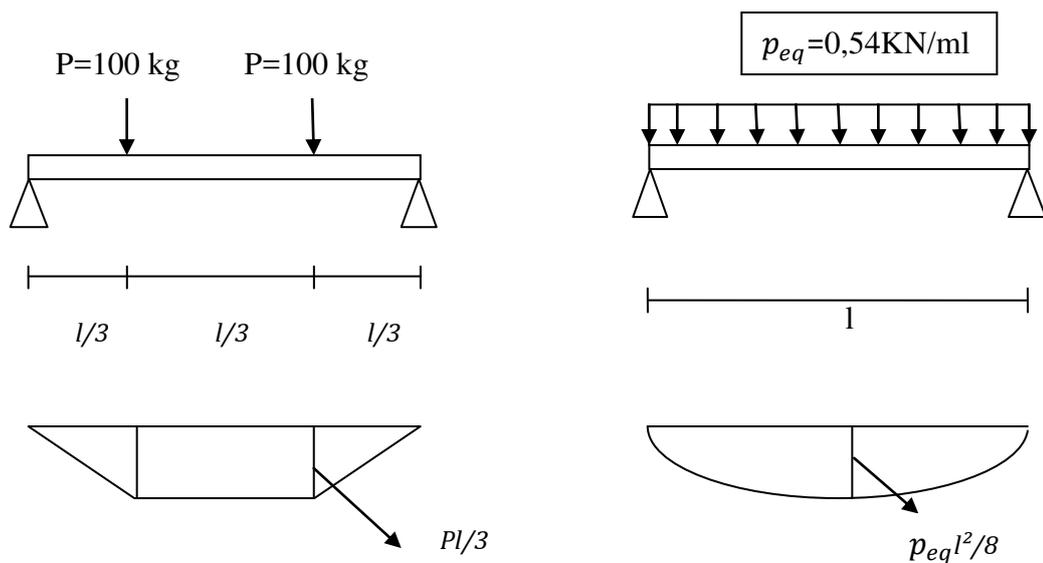


Figure III.7: Calcul des moments maximaux

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

- Surcharge climatiques :

Surcharge de neige (Q_s) :

Neige (par unité de surface horizontale $S = 0,138 \text{ KN/m}^2$). La charge linéique verticale sur les pannes est:

$$Q_s = 0,138 \times 1,45 \rightarrow Q_s = 0,199 \text{ kN/ml}$$

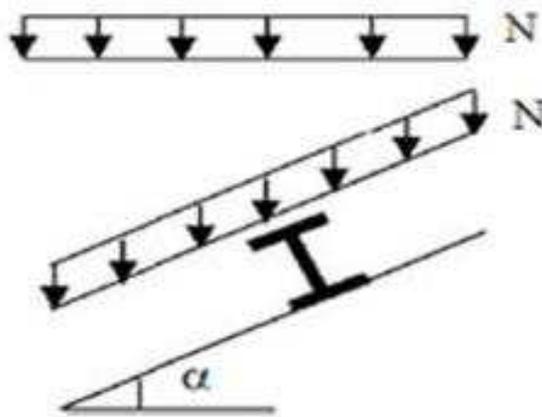


Figure III.8: cas de charge de la neige

Surcharge du vent (Q_v) :

Vent (dépression extérieure maximale en toiture $V = -190,56 \text{ kgf/m}^2 \rightarrow V = -1,9 \text{ kN/m}^2$), charge perpendiculaire sur les pannes : $Q_v = -1,9 \times 1,45 \rightarrow Q_v = -2,75 \text{ kN/ml}$

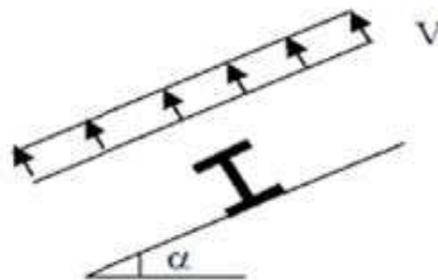


Figure III.9: cas de la charge du vent

- Combinaison des charges:

Etat limite ultime : à l'E.L.U

$$1,35 G + 1,5 Q_{ent} \rightarrow 1,35 (0,399) + 1,5 (0,54) = 1,348 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 G + 1,5 Q_S \rightarrow 1,35 (0,399) + 1,5 (0,199) = 0,837 \text{ KN/ml}$$

$$1,35 G + 1,5 Q_V \rightarrow 1,35 (0,399) + 1,5 (-2,75) = -3,586 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{max} = 1,35 G + 1,5 Q = 3,586 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 3,586 \cdot \sin (3,57^\circ) = 0,223 \text{ kN/m} \\ Q_z = Q \cdot \cos \alpha = 3,586 \cdot \cos (3,57^\circ) = 3,579 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

Etat limite service : à l'E.L.S

$$G + Q \rightarrow 0,399 + 0,54 = 0,938 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q_S \rightarrow 0,399 + 0,199 = 0,598 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q_V \rightarrow 0,399 - 2,75 = -2,351 \text{ KN/ml}$$

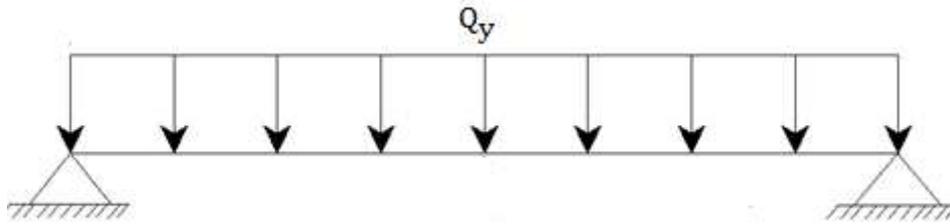
$$Q_{max} = G + Q = 2,351 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 2,351 \cdot \sin (3,57^\circ) = 0,146 \text{ kN/m} \\ Q_z = Q \cdot \cos \alpha = 2,351 \cdot \cos (3,57^\circ) = 2,346 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

Calcul des moment sollicitant M_{sd}

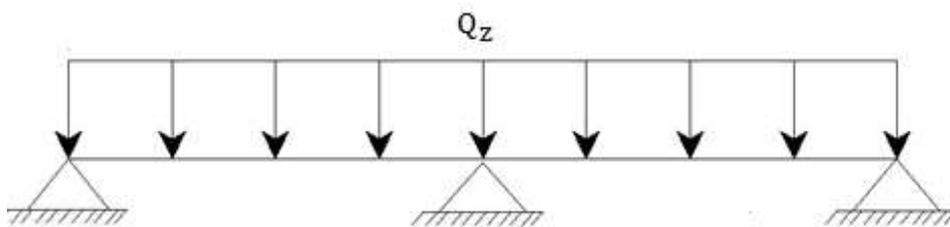
✓ Plan Y-Y

$$M_{y.sd} = \frac{Q_z \times l^2}{8} = \frac{3,579 \times 5,4^2}{8} = 13,045 \text{ KN.m}$$



✓ **Plan z-z**

$$M_{z.sd} = \frac{Q_y x (l/2)^2}{8} = \frac{0,223 \times 2,7^2}{8} = 0,203 \text{ KN.m}$$



Conditions des flèches à ELS :

$$G + Q \rightarrow 0,158 + 0,54 = 0,698 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q_s \rightarrow 0,158 + 0,199 = 0,357 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q_v \rightarrow 0,158 - 2,75 = -2,592 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases}
 Q_{max} = G + Q = 2,592 \text{ KN/ml} \\
 Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 2,592 \cdot \sin (3,57^\circ) = 0,161 \text{ kN/m} \\
 Q_z = Q \cdot \cos \alpha = 2,592 \cdot \cos (3,57^\circ) = 2,586 \text{ kN/m}
 \end{cases}$$

✓ **Plan y-y**

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \text{ l}^4 \times q_y}{384 \times E \times I_z}$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{540}{200} = 1,35$$

$$\delta < \delta_{\max} \rightarrow I_z = \frac{0,415 \times 5 \times 270^4 \times 0,161}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,35} = 0,81 \text{ cm}^4$$

✓ plan z-z

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \times l^4 \times q_y}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{270}{200} = 1,35$$

$$\delta < \delta_{\max} \rightarrow I_y = \frac{0,415 \times 5 \times 540^4 \times 2,586}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,35} = 419,11 \text{ cm}^4$$

Condition vérifiée

Donc le choix est IPE140 de caractéristique suivant :

Profile	poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg	A cm ²	H mm	B Mm	t _f Mm	t _w Mm	D Mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	w _{ply} cm ³	w _{plz} cm ³	i _y Cm	i _z cm
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112	541	44,9	88,3	19,2	5,74	1,65

Tableau III.1: caractéristique d'un IPE140

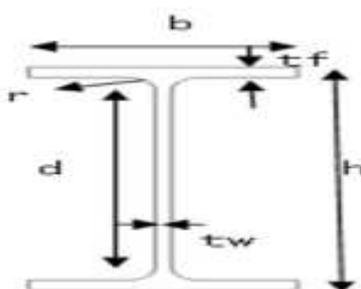


Figure III.10: la panne en IPE

- Conditions des flèches avec poids propre à ELS :

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$G = 0,179 \times 1,45 + 0,158 = 0,417 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q \rightarrow 0,417 + 0,54 = 0,957 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q_S \rightarrow 0,417 + 0,199 = 0,616 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q_V \rightarrow 0,417 - 2,75 = -2,333 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{max} = G + Q = 2,333 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 2,333 \cdot \sin (3,57^\circ) = 0,145 \text{ kN/m} \\ Q_z = Q \cdot \cos \alpha = 2,333 \cdot \cos (3,57^\circ) = 2,328 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

✓ Plan y-y

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \text{ l}^4 \times q_y}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{L_y}{200} = \frac{540}{200} = 2,7$$

$$\delta < \delta_{max} \rightarrow I_z = \frac{0,415 \times 5 \times 270^4 \times 0,154}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2,7} = 1,46 \text{ cm}^4$$

✓ plan z-z

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \text{ l}^4 \times q_y}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{L_y}{200} = \frac{270}{200} = 1,35$$

$$\delta < \delta_{max} \rightarrow I_y = \frac{0,415 \times 5 \times 540^4 \times 2,328}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,35} = 377,3 \text{ cm}^4$$

Condition vérifiée

- **Classe du profilé IPE 140**

- a. **Classe de l'âme fléchie**

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

$$\frac{112}{4.7} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$23,82 \leq 72 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

b. Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \frac{73/2}{6,9} \leq 10 \varepsilon$$

$$5,28 \leq 10 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I

• Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

Aux conditions de résistance, $(M_{sd} < M_{c.rd})$

Aux conditions de flèche. $(\delta_{x,y} \leq \delta_{v \max})$

Aux conditions de résistance :

On considère les sections du profilé de classe 1 et 2

$$M_{y \text{ sd}} \leq M_{y \text{ c.rd}}$$

Sont imposées par le CCM97 afin de dimensionner les pannes

$$M_{z \text{ sd}} \leq M_{z \text{ c.rd}}$$

Avec :

$$M_{y \text{ c rd}} = \frac{W_{PLy} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$M_{Z\ crd} = \frac{W_{PLZ} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{y\ sd} = 13,045 \text{ KN.m}$$

$$M_{z\ sd} = 0,203 \text{ KN.m}$$

Donc

$$M_{y\ sd} \leq \frac{W_{PLy} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad W_{PLy} \geq \frac{M_{y\ sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 61,06 \text{ cm}^3$$
$$M_{z\ sd} \leq \frac{W_{PLz} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad W_{PLz} \geq \frac{M_{z\ sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = 0,95 \text{ cm}^3$$

- **Vérification des contraintes**

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

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{plyrd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plzrd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : (profilé en I, classe 1)

$$\alpha = 2 \quad ; \quad \beta = 5n \geq 1 \quad n = N_{sd}/N_{plrd} = 0 \rightarrow \beta = 1$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{plyrd} F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \times 0,235}{1,1} = 18,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plzrd} F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,1 \times 0,235}{1,1} = 4,1 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{13,045}{18,86} \right)^2 + \left(\frac{0,203}{4,1} \right)^1 = 0,52 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

- **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

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2})}$$

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

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

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} = 106,5$$

- $c_1 = 1,132$ (charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $2,45 \text{ cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $1,98 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $44,92 \text{ cm}^4$

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

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{106,5}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,13$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$\phi_{Lt}=0,5[1+0,21(1,13-0,2)+1,13]=1,25$$

$$\chi_{lt}=\frac{1}{(1,25+\sqrt{1,25^2-1,13^2})}=0,56$$

$$M_{b,Rd}=\frac{0,56 \times 1 \times 88,3 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1}=105,6 \text{ kN.m}$$

$$M_{y, sd} = 13,045 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 105,6 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

• Résistance au voilement par cisaillement

Selon le CCM97, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport :

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

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

$$\text{On à :} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 69 \varepsilon$$

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

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

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

Avec :

- $A_w = t_w \times (h - 2 t_f) = 726 \text{ mm}^2$ (aire de l'âme)
- $A_{fc} = b \cdot t_f = 82,7,4 = 606,8$ (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)
- $K = 0,3$ (semelle de classe I)

AN:
$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{Aw}{Af_c}} = 0,3 \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{606,8}} = 293,23 \\ \frac{d}{tw} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 293,23 \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

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

III.2.3. Calcul des liernes :

Les liernes travaillent à la traction (des tirants). Ce sont généralement des barres rondes, et des cornières, leur rôle est d'éviter la déformation latérale des pannes.

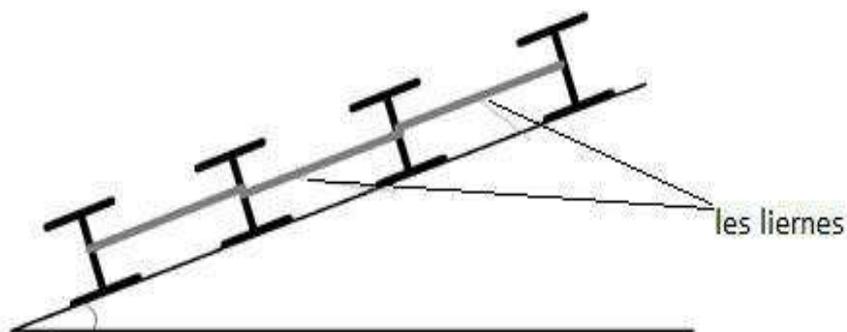


Figure III.11: Coupe transversale des liernes

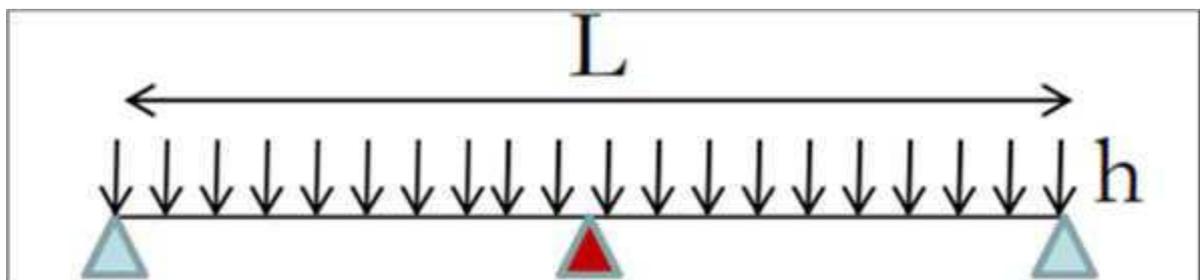


Figure III.12: Schéma statique de la panne

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.2.3.1. Dimensionnement des liernes des pannes :

- Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

La réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 \times Q_Y \times L = 1,25 \times 0,223 \times 2,7 = 0,752 \text{ kN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne de L1 à L16 :

Panne faitière

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,752}{2} = 0,376 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1,128 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 1,88 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 2,632 \text{ kN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 3,384 \text{ kN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 4,136 \text{ kN}$$

ferme

$$T_7 = R + T_6 = 4,888 \text{ kN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 5,64 \text{ kN}$$

$$T_9 = R + T_8 = 6,392 \text{ kN}$$

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

$$T_{11} = R + T_{10} = 7,144 \text{ kN}$$

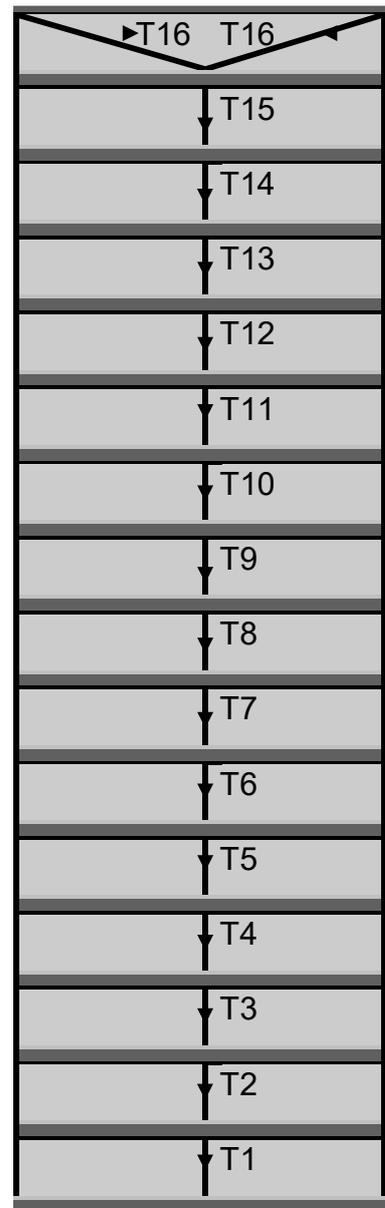
$$T_{12} = R + T_{11} = 7,896 \text{ kN}$$

$$T_{13} = R + T_{12} = 8,648 \text{ kN}$$

$$T_{14} = R + T_{13} = 9,4 \text{ kN}$$

$$T_{15} = R + T_{14} = 10,152 \text{ kN}$$

$$T_{16} = \frac{T_{15}}{2 \sin \theta} = 9,45 \text{ kN}$$



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 faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

- **Calcul de la section des liernes**

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

Avec :

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

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

$$\Rightarrow \quad A_s \geq \frac{10^3 \cdot 152,1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 47,52 \text{ mm}^2$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\emptyset 12$ et d'une section résistante

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

III.2.4. Calcul de l'échantignolle

III.2.4.1. Définition :

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

III.2.4.2. Dimensionnement de l'échantignolle :

L'épaisseur de l'échantignolle sera dimensionnée de telle façon qu'elle puisse résister au moment de renversement M_r .

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Mr sera déterminé par rapport à la section d'encastrement.

$$M_r = F_{yx} c_x + F_{xx} h/2$$

Pour une IPE160 :

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2) \quad 8,2 \leq t \leq 12,3$$

$$T = (8,2 + 12,3)/2$$

$$t = 10,25 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad t = 10 \text{ cm} \quad b = c = 5 \text{ cm}$$

- **Efforts sollicitant à l'E.L.U**

$$F_y = 1,35 G_y + 1,5 W_x l/2$$

$$F_y = 1,35 (85,06) + 1,5 (-125,55) \times 6/2 = -450,14 \text{ kg} = 4,5 \text{ Kn}$$

$$F_x = 1,35 G_{xx} l/2 = 1,35 \times 11,4 \times 6/2 = 46,17 \text{ kg} = 0,46 \text{ kN}$$

$$M_r = -450,14 \times 5 + 46,17 \times 16/2$$

$$M_r = -1881,34 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = 1,88 \text{ kN.m}$$

- **Module de résistance de l'échantignole**

$$W = \frac{I}{V} = \frac{I t^3}{12} \times \frac{2}{t} = \frac{I t^2}{6}$$

- **Epaisseur de l'échantignole « t »**

$$\frac{M_r}{W} \leq f_y \quad \frac{6 M_r}{I t^2} \leq f_y$$

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6 M_r}{I f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,88}{0,15 \times 235 \times 10^3}} = 0,05 \text{ m} = 50 \text{ mm}$$

On prend un échantignole d'épaisseur $t = 12 \text{ mm}$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.2.5. 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 encasté - articulé dans ces extrémités. car sa longueur est très importante.

III.2.5.1. Calcul des Charges et Surcharges Revenant au Potelet le Plus Chargé

- **Charge Permanentes G (poids propre)**

Maçonnerie :285 kg /m²

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

$$G = (19,9 \times 6,03) + (285 \times 6,03 \times 9) = 15,58 \text{ kN}$$

avec : L = 9 m (longueur du potelet)

- **Surcharges Climatiques du vent (W₃)**

$$W_3 = 1320,66 \text{ N/m}^2 = 1,32 \text{ kN /m}^2$$

$$W_3 = 1,32 \times 9 = 11,88 \text{ kN/ml}$$

III.2.5.2. Dimensionnement du Potelet

- **Sous la condition de flèche** (L=9 m longueur du potelet le plus chargé)

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

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$I_y \geq \frac{542 \times W_3 \times L^3}{500 \times E} = \frac{542 \times 11,88 \times 900^3}{500 \times 21 \times 10^6}$$

$$I_y = 226,91 \text{ cm}^4$$

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	W _{plz} 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.

- **Effet de l'effort normal**

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

$$N_{Sd} = 1,35G = 1,35 \times (15,58 + 0,422) = 21,6 \text{ kN (effort normal sollicitant)}$$

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

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

$$N_{Sd} = 21,6 \text{ kN} \leq \frac{0,5 \times 2170 \times 235}{1,1} = 231,79 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **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

$$M_{Sd} = \frac{9 \times Q_{z, Sd} \times l^2}{128} = \frac{9 \times 1,5 \times 11,88 \times 9^2}{128} = 101,49 \text{ kN.m}$$

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

-

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

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

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

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{21,6}{1149,36} = 0,018$$

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

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{134,25 \times (1 - 0,018)}{(1 - 0,5 \times 0,40)} = 164,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 101,49 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 164,79 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• 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
- $\bar{\lambda}$: Enlacement réduit

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

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

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

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) :**

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{L}{11,23} = \frac{900}{11,23} = 80,142 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 1,16$$

✓ **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L}{3,02} = \frac{450}{3,02} = 149 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 1,59$$

– 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 : $N_{b,Rd} = \frac{0,33 \times 5380 \times 235}{1,1} = 379,29 \text{ kN}$

Donc : $N_{Sd} = 21,6 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 379,29 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

III.2.6. Les poteaux

III.2.6.1. Introduction

Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux Fondations, Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique.

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

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges D'exploitation.

- Sollicitations horizontales concernant le séisme, et du vent.

III.2.6.2. Chargement

- **Charges permanentes**

$$G_{Total} = (G_{ferme} + G_{toiture} + G_{panne})$$

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

$$G_{Total} = 116,04 \text{ KN}$$

- **Charges d'exploitation**

$$Q_{Total} = 35,76 \text{ KN}$$

III.2.6.3. Section du poteau

- **Sous la condition de flèche** (L=10,5 m longueur du poteau le plus chargé)

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

$$I_y \geq \frac{542 \times W_3 \times L^3}{500 \times E} = \frac{542 \times 35,76 \times 1050^3}{500 \times 21 \times 10^6}$$

$$I_y = 2136,86 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : HEA 340

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 III.3 Caractéristiques du profilé HEA

340

III.2.6.4. Vérification a la compression

Classe du profilé HEA 340

- **Classe de l'âme comprimée**

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

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

⇒ L'âme est de classe I

- **Classe de la semelle comprimée**

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

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

⇒ La semelle est de classe I

III.2.6.5. 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

$$\chi = 0,64$$

D'où :
$$N_{b,Rd} = \frac{0,64 \times 1 \times 13350 \times 235}{1,1} = 1825,3 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 210,29 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1825,3 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE IV : Etude sismique

IV.1. Introduction

Le séisme sur un bâtiment c'est une action dynamique complexe, Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

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

IV.1.1. Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (04) 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, soit

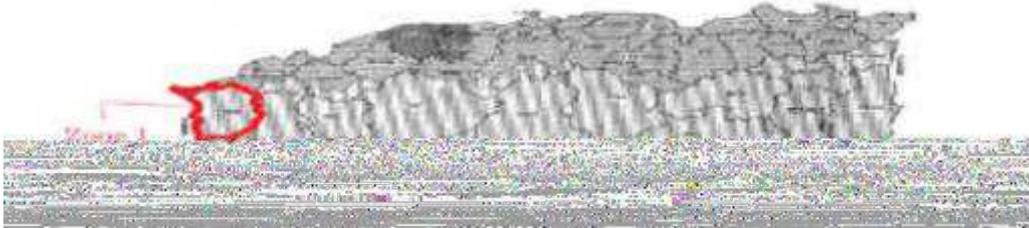


Figure IV.1: Carte de zonage sismique en Algérie

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

La figure VI.1 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas.

L'annexe I donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes.

CHAPITRE IV : Etude sismique

IV.1.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs.

L'objectif dans ce chapitre est détermination des efforts sismiques qui sollicite la structure.

- Zone I : Sismicité faible
- Groupe 1B: Ouvrages de grande importance

Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements des personnes.

Le calcul sismique se fait par le "règlement parasismique Algérien" RPA99/version2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui met a disposition trois méthodes de calcul :

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

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

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

IV.2 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 = 0,12**..... (Annexe C.4.1)

CHAPITRE IV : Etude sismique

- **R** : Coefficient de comportement de la structure

Ossature contreventée par palées triangulées en X → $R = 4 \dots$ (Annexe C.4.3)

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

Site meuble (S3) $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15s \dots \dots \dots (Annexe\ C.4.7) \\ T_2 = 0,50s \end{array} \right.$

- **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 : $\xi = 5\%$ → $\eta = 1. \geq 0,7$

- **β** : Coefficient de pondération

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

Dans notre cas → $\beta = 0,3$

- **Q** : Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

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

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

CHAPITRE IV : Etude sismique

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Critère « q »	Observation	p_{qacier}
Condition minimale sur les files de contreventement	Observé	0
Redondance en plan	Observé	0
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Non Observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,1
$Q = 1 + \sum_1^b p_q$		1,2

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.

CHAPITRE IV : Etude sismique

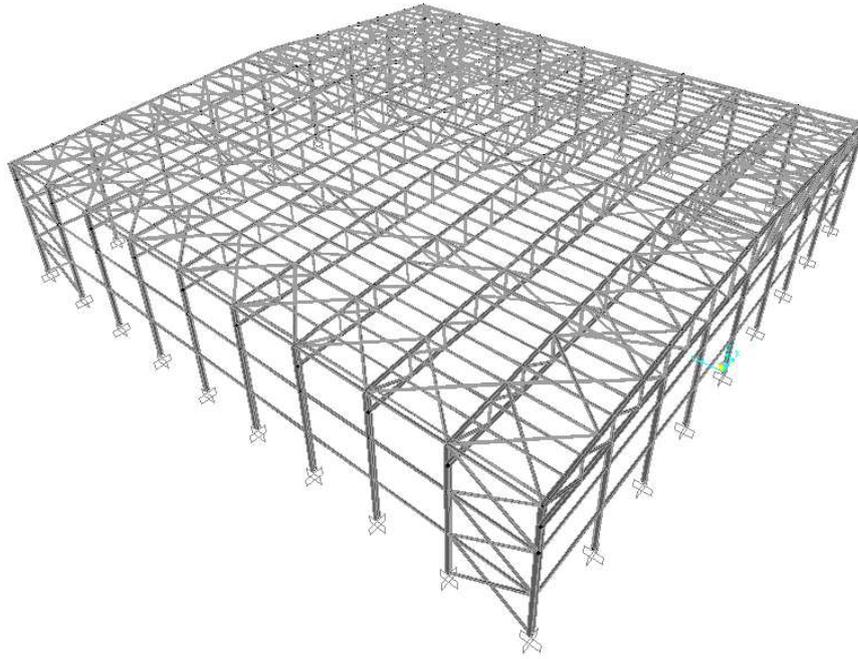


Figure IV.2: Modélisation de la structure

IV.4. Analyse modale

Le spectre est caractèrè suivantes :

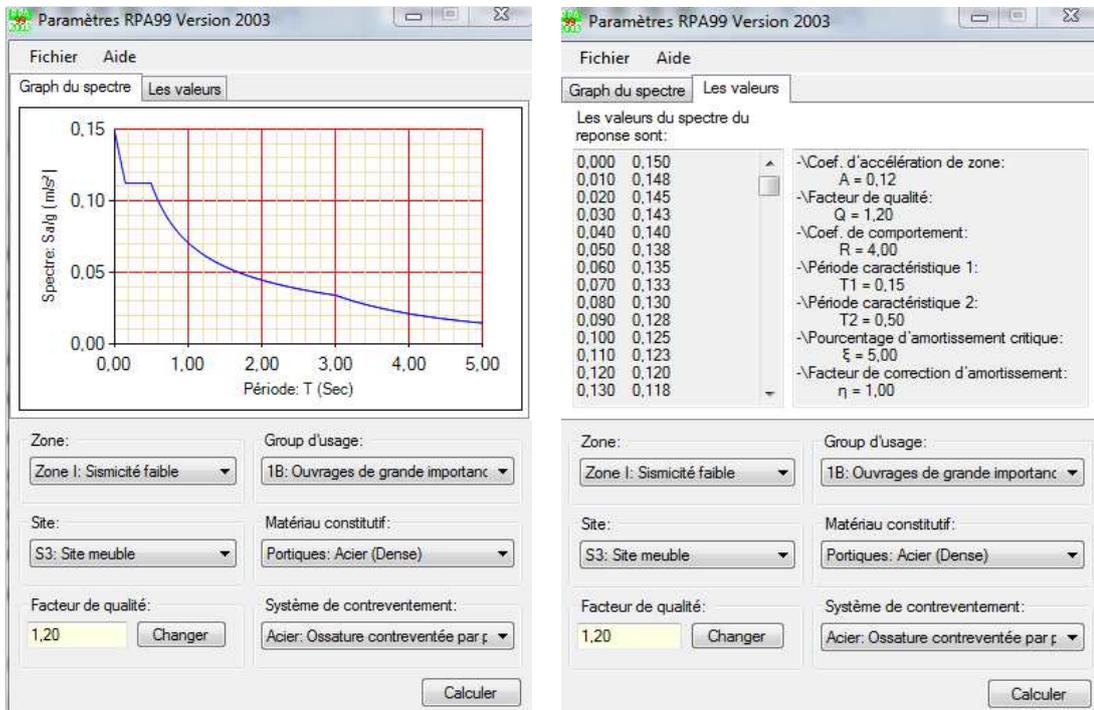


Figure IV.3: Spectre de réponse

CHAPITRE IV : Etude sismique

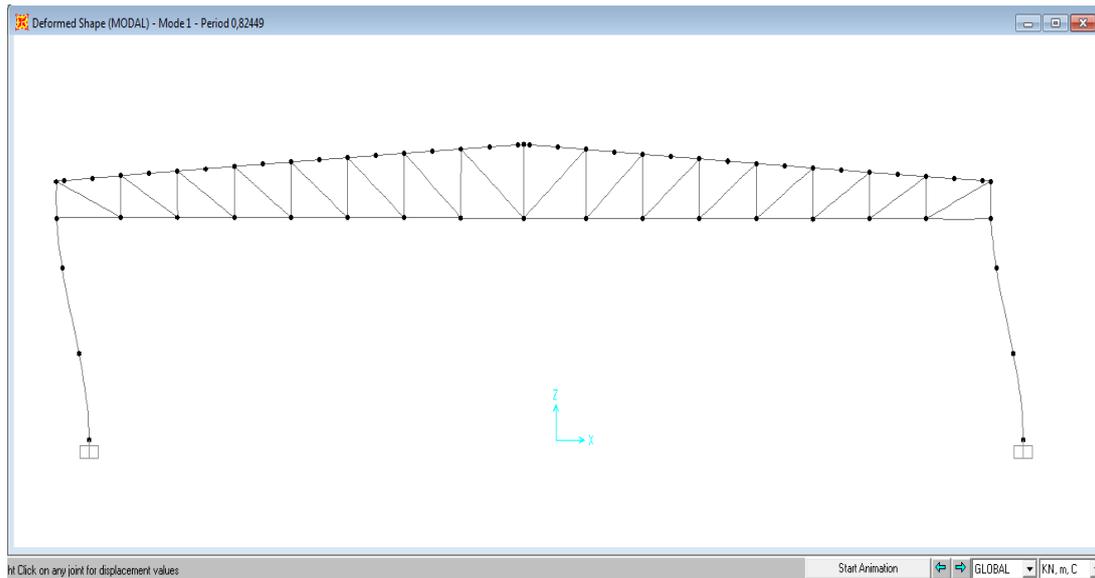
IV.5 : Vérification de la structure

IV.5.1 : 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%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000

$$T=0,82 \text{ s}$$



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

$$H_N = 12 \text{ m}$$

- 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 :

$$T = 0,05 \times (12)^{3/4} \Rightarrow T = 0,32 \text{ s} \Rightarrow T + 30\%T = 0,41 \text{ s}$$
$$0,82 \text{ s} > T + 30\%T = 0,41$$

CHAPITRE IV : Etude sismique

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.5.2 : 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 base V_t obtenue par des combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure 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.5.2.1. Calcul de la force sismique

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

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

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

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

$$A = 0,12$$

- 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.

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

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

$$D = 2,5 \times 1 \left(\frac{0,50}{0,82}\right)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad D = 1,78$$

CHAPITRE IV : Etude sismique

- 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

$$W = 3551,43 \text{ KN}$$

Donc calcul la force sismique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$
$$V = \frac{0,12 \times 1,78 \times 1,2}{4} \times 3551,43$$
$$V = 227,57 \text{ KN}$$

	Vt (KN)	V (KN)	80%V	0.8V < Vt
Sens -X	203,78	227,57	182,05	C . V
Sens-Y	216,18	227,57	182,05	C . V

Tableau IV.2: Résultat des forces sismiques à la base

IV.5.2.2. 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 F_i
- R : Coefficient de comportement $\Rightarrow R=4$.

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

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

CHAPITRE IV : Etude sismique

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	2,18	4	8,72	0,49	4	1,96	12	

Tableau IV.3:Résultat du déplacement

IV.5.2.3. combinaisons introduites au SAP2000

1.35 G + 1.5 Q

G + Q + 1.2 Ex

G + Q + 1.2 Ey

G + Q + Ex

G + Q + Ey

0,8 G + Ey

0,8 G + Ex

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.1 : Etude des fermes

V.1.1 : Introduction

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont composées au moyen de cornières, profils laminés ou de tubes 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 entrait, 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.

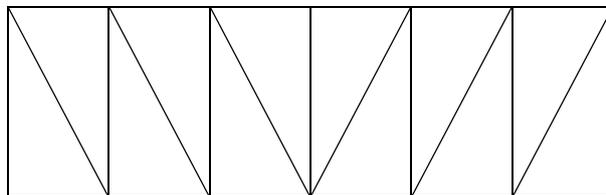
V.1.2 : Types de fermes

Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur elles.

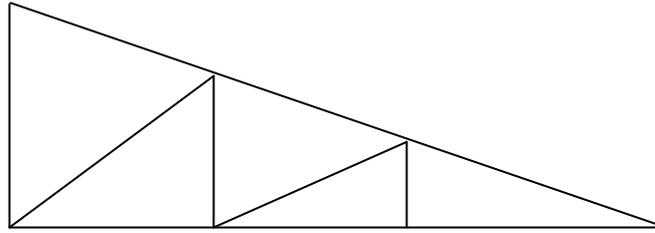
Le rôle fondamental de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, vent, pluie, etc..). Dans la plupart des cas les fermes prennent appui sur les poteaux en acier ou en béton armé.

Il existe plusieurs possibilités de système de fermes :

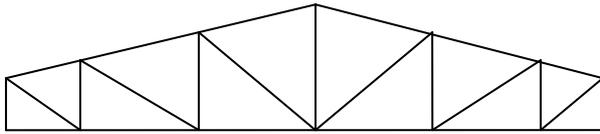
- Ferme à membrures parallèles ou «poutre à treillis »



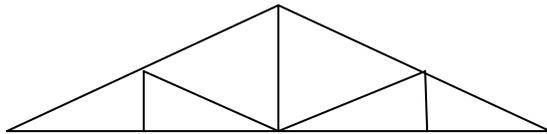
- Ferme à simple versant



- Fermes trapézoïdales



- Fermes triangulées



V.1.3 : Choix de la ferme

Les fermes à treillis sont généralement articulées à leurs appuis, car il les encastremets avec treillis, il existe divers types de treillis et parmi eux le choix s'est porté sur la ferme trapézoïdale.

Le choix du portique s'est porté sur comble en ferme parce qu'il est plus économique qu'une traverse.

Le calcul des portiques est la partie la plus importante dans une étude d'un hall métallique. Dans ce cas, ce calcul est divisé en deux parties

- Dans le premier cas, il s'agit de faire un pré-dimensionnement des profilés de la ferme dont les efforts interne.
- Dans le deuxième cas, la vérification des contraintes est nécessaire dans les différents éléments en gardant une contrainte inférieure à la limite élastique de l'acier $F_y=235 \text{ N/mm}^2$

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.1.4 : Les assemblages dans les fermes

les fermes sont généralement constituées par des cornières assemblées par des goussets .les barres de triangulation doivent, autant que possible, concourir à l'axe neutre des profils constitutifs ,il est cependant d'usage courant ,dans la construction rivée ; de faire concourir les lignes de trusquinage (c'est-à-dire les lignes de rivée d'attache). Cette méthode facilite le traçage en atelier .on n'a pas les mêmes raisons d'opérer ainsi dans les fermes soudées, ou il est préférable de faire concourir les axes neutres, On diminue ainsi les efforts secondaires.

Les barres sont donc reliées entre elles par les extrémités : ces joints de liaison sont appelés nœuds.

V.1.5 : Calcul des efforts dans les barres

La détermination des efforts dans les barres peut s'effectuer selon trois (03) méthodes

- La méthode des nœuds (analytique).
- La méthode des sections (Ritter).
- La méthode de Cremona.

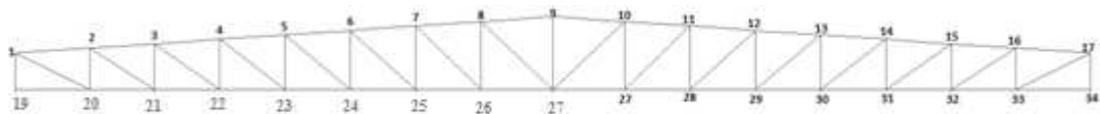


Figure V.1: Schéma statique de la ferme trapézoïdale adoptée

Angle	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8	α_9
Degré	62,65	59,91	57,32	54,87	52,56	50,38	48,34	46,41	44,02

Tableau V.1: Différents angles de la ferme

- Nombre des nœuds $\rightarrow n=34$
- Nombre des barres $\rightarrow b=65$
- membrures supérieurs =16
- membrures inférieurs =16
- montants =17
- diagonales =16

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.1.6. Détermination des efforts par la méthode des nœuds :

$$R_A = R_B = \frac{16P}{2} = 8 \text{ avec } P=1 \text{ (charge unitaire)}$$

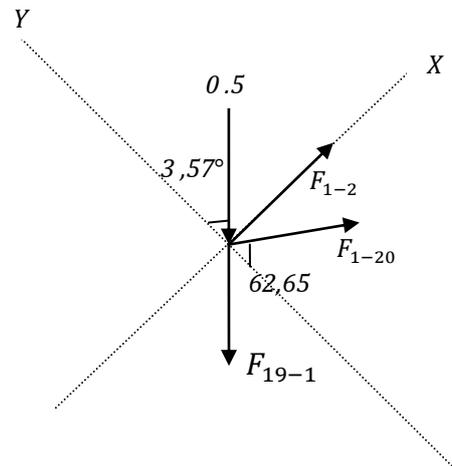
- Nœud 1 :

par supposition les barres sont tractées

$$\sum F_X = 0 \rightarrow F_{1-2} = 15$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_{1-20} = -16,30$$

Le signe est négative donc la barre F_{1-20} est comprimée



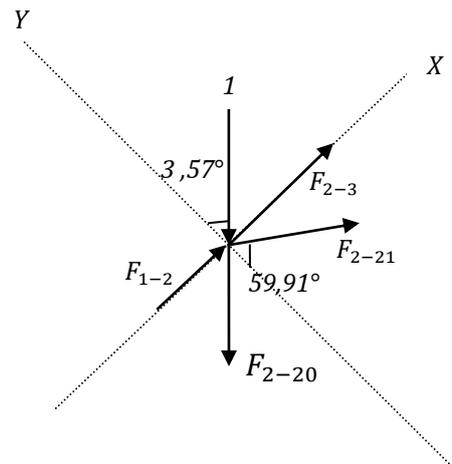
- Nœud 2 :

Par supposition les barres sont tractées

$$\sum F_X = 0 \rightarrow F_{2-3} = -3,38$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_{2-21} = -12,91$$

Le signe est négatif, donc les barres 2-21 et 2-3 sont comprimées.



CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

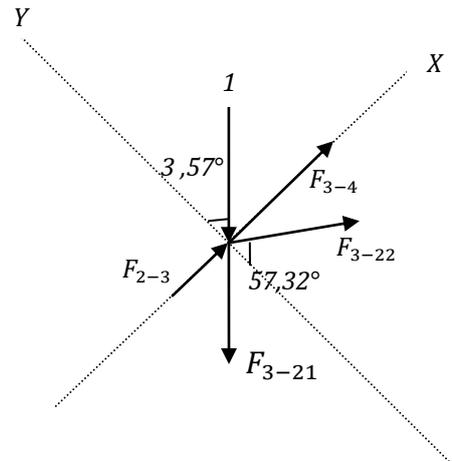
- Nœud 3 :

Par supposition les barres sont tractées

$$\sum F_x = 0 \rightarrow F_{3-4} = 15,45$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow F_{3-22} = -17,82$$

le signe est négatif donc, la barre 3-22 est comprimée.



V 1.7. Calcul des efforts revenant aux nœuds :

V 1.7.1. Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme

La surface horizontale d'influence qui revient pour chaque nœud :

$$S = 5,4 \times 1,45 = 7,83 \text{ m}^2$$

- **charges permanentes :**

$$G (\text{toiture}) = 17,9 \text{ kg/m}^2$$

$$G (\text{panne}) = 12,9 \text{ kg/ml} = 8,89 \text{ kg/m}^2$$

$$G (\text{ferme}) \text{ poids forfaitaire} = 18 \text{ kg/m}^2$$

- **surcharge de neige :**

$$S = 0,138 \text{ kN/m}^2 = 2,16 \text{ kN}$$

- **surcharge de vent :**

$$V = -2,59 \text{ kN/ml} = -7,51 \text{ kN}$$

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

éléments	N° de barres	effort dû a P	nature des efforts			Combinaisons	
			G=7,01	N=2,16	V=7,51	1,35 G+1,5 N	1,35 G+1,5 V
Membrures supérieurs	barre 1-2	15	105,15	32,4	112,65	190,5525	310,9275
	barre 2-3	-3,38	-23,6938	-7,3008	-25,3838	-42,93783	-70,06233
	barre 3-4	15,45	108,3045	33,372	116,0295	196,269075	320,255325
	barre 4-5	-28,3	-198,383	-61,128	-212,533	-359,50905	-586,61655
	barre 5-6	17,74	124,3574	38,3184	133,2274	225,36009	367,72359
	barre 6-7	26,3	184,363	56,808	197,513	334,10205	545,15955
	barre 7-8	32,33	226,6333	69,8328	242,7983	410,704155	670,152405
	barre 8-9	-24,92	-174,689	-53,8272	-187,149	-316,57122	-516,55422
Membrures inferieurs	barre 19-20	0	0	0	0	0	0
	barre 20-21	14,47	101,4347	31,2552	108,6697	183,819645	299,941395
	barre 21-22	-3,3	-23,133	-7,128	-24,783	-41,92155	-68,40405
	barre 22-23	18,29	128,2129	39,5064	137,3579	232,347015	379,124265
	barre 23-24	-30,63	-214,716	-66,1608	-230,031	-389,10820	-634,91395
	barre 24-25	20,48	143,5648	44,2368	153,8048	260,16768	424,51968
	barre 25-26	-28,62	-200,626	-61,8192	-214,936	-363,57417	-593,24967
	barre 26-27	35,06	245,7706	75,7296	263,3006	445,38471	726,74121
diagonales	barre 1-20	-16,3	-114,263	-35,208	-122,413	-207,06705	-337,87455
	barre 2-21	-12,91	-90,4991	-27,8856	-96,9541	-164,00218	-267,60493
	barre 3-22	-17,82	-124,918	-38,4912	-133,828	-226,37637	-369,38187
	barre 4-23	15,09	105,7809	32,5944	113,3259	191,695815	312,793065
	barre 5-24	12,72	89,1672	27,4752	95,5272	161,58852	263,66652
	barre 6-25	10,58	74,1658	22,8528	79,4558	134,40303	219,30753
	barre 7-26	-8,62	-60,4262	-18,6192	-64,7362	-109,50417	-178,67967
	barre 8-27	-9,72	-68,1372	-20,9952	-72,9972	-123,47802	-201,48102
montants	barre 1-19	-8	-56,08	-17,28	-60,08	-101,628	-165,828
	barre 2-20	7,48	52,4348	16,1568	56,1748	95,02218	155,04918
	barre 3-21	6,47	45,3547	13,9752	48,5897	82,191645	134,113395

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

barre 4-22	-9,62	-67,4362	-20,7792	-72,2462	-122,20767	-199,40817
barre 5-23	-8,68	-60,8468	-18,7488	-65,1868	-110,26638	-179,92338
barre 6-24	-7,76	-54,3976	-16,7616	-58,2776	-98,57916	-160,85316
barre 7-25	-6,74	-47,2474	-14,5584	-50,6174	-85,62159	-139,71009
barre 8-26	5,72	40,0972	12,3552	42,9572	72,66402	118,56702

Tableau V.2: Récapitulatif du dimensionnement des différentes barres composant la ferme

V 1.7.2. Dimensionnement des barres

1. Membrures supérieures

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 586,61 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 670,15 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **2xL150x150 x15** et on vérifie sa résistance.

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	T Mm	r mm	I _y =I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L150x150x15	43	150	15	16	898,1	4,57

Tableau V.3: Caractéristiques du profilé L150x150x15

a) Classe de profile

$$b = 150\text{mm}, \quad c = \frac{b}{2} = 75\text{mm} \quad t = 15\text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{75}{15} = 5 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

b) 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
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\varepsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1mm \leq 1,2mm \\ t_f = 15 mm < 40mm \end{array} \right.$$

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

• Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{4,57} = \frac{145}{4,57} = 31,72 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 0,33$$

• Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{6,75} = \frac{290}{6,75} = 42,96 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,45$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,45$$

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

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

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

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

D'où $\varnothing = 0,66$

$$\chi = 0,87$$

D'où : $N_{b,Rd} = \frac{0,87 \times 1 \times 8600 \times 235}{1,1} = 1598,42 \text{ kN}$

$$N_{c,Sd} = 586,61 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1598,42 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8600 \times 235}{1,1} = 1837,27 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 586,61 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 1837,27 \text{ kN}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

2. Membrures inférieures

a) Classe de profile

$$b = 150 \text{ mm}, \quad c = \frac{b}{2} = 75 \text{ mm} \quad t = 15 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{75}{15} = 5 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

b) Les éléments tendus

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

Avec : $N_{Sd} = 670,15 \text{ kN}$

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{8600 \times 235}{1,1} = 1837,27 \text{ kN}$$

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 7700 \times 360}{1,25} = 1995,84 \text{ kN}$$

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

- Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{\text{net,Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7700 \times 235}{1,1} = 1645 \text{ kN}$$

- Verification:

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

$$N_{\text{Sd}} \leq \min(1837,27 ; 1645 ; 1995,84) \text{ kN}$$

$$N_{\text{Sd}} = 726,74 \text{ kN} \leq 1645 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. Montants

$$\begin{cases} N_{\text{c,Sd}} = 128,41 \text{ kN} \\ N_{\text{t,Sd}} = 99,84 \text{ kN} \end{cases}$$

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	r mm	I _y =I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L80x80x8	12,3	80	8	10	72,25	2,43

Tableau V.4: Caractéristiques du profilé L80x80x8

a) Classe de profile

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

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

b) Vérification de flambement

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

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

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 :

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

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

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

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{2,43} = \frac{186}{2,43} = 76,54 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 0,81$$

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

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{3,67} = \frac{186}{3,67} = 50,68 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,54$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,81$$

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

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

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

$$\text{D'où} \quad \phi = 0,97$$

$$\chi = 0,66$$

$$\text{D'où} \quad N_{b,Rd} = \frac{0,66 \times 1 \times 2460 \times 235}{1,1} = 346,860 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 199,40 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 346,860 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

c) Résistance plastique de calcul de la section brute

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

$$N_{c,Sd} = 199,40 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 525,545 \text{ kN}$$

d) Les éléments tendus

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

Avec : $N_{Sd} = 155,04 \text{ kN}$

- **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**

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

- **Verification**

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

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

$$N_{Sd} = 155,04 \text{ kN} \leq 464,018 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. Diagonales

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 337,87 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 312,79 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en $2 \times \text{L}100 \times 100 \times 10$ et on vérifie sa résistance.

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

Profilé	Section	Dimensions			Caractéristiques géométriques	
	A cm ²	h=b mm	T mm	r mm	I _y =I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L100x100x10	19,2	100	10	12	176,7	3,04

Tableau V.5 : Caractéristiques du profilé L100x100x10

a) classe de profile

$$b = 100\text{mm}, \quad c = \frac{b}{2} = 50\text{mm} \quad t = 10\text{mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{50}{10} = 5 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

b) Vérification de flambement

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

• Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{3,04} = \frac{323}{3,04} = 106,25 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 1,13$$

• Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{4,58} = \frac{323}{4,58} = 70,52 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,75$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,13$$

– 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 $\phi = 1,36$

$$\chi = 0,47$$

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

D'où :
$$N_{b,Rd} = \frac{0,47 \times 1 \times 3840 \times 235}{1,1} = 385,57 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 337,87 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 385,57 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3840 \times 235}{1,1} = 820,36 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 337,87 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 820,36 \text{ kN}$$

d) Les éléments tendus

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

Avec : $N_{Sd} = 312,79 \text{ kN}$

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3840 \times 235}{1,1} = 820,36 \text{ kN}$$

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 3240 \times 360}{1,25} = 839,81 \text{ kN}$$

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

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3240 \times 235}{1,1} = 692,18 \text{ kN}$$

- **Verification**

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

$$N_{Sd} \leq \min(820,36; 692,18; 839,81) \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 312,79 \text{ kN} \leq 692,18 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

V.2. Etude des poteaux

V.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations. Les poteaux sont soumis à la compression.

V.2.2. Efforts sollicitants

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

- $N_{Sd} = 122,46 \text{ kN}$
- $M_{Sd} = 315,915 \text{ kN.m}$

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.6 :Caractéristiques du profilé HEA 340

V.2.2.1. Classe de la section transversale

- **Classe de l'âme comprimée**

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

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

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

⇒ L'âme est de classe I

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

- **Classe de la semelle comprimée**

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

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

⇒ La semelle est de classe I

Donc la section globale est de classe I

V.2.2.2. Condition de résistance « moment fléchissant+effort normal »

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1 → $\beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λ_{Lt} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \cdot \left(\frac{W_{Ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 1050 \times \left(\frac{(1850 \times 10^3)^2}{1824 \times 10^9 \times 7436 \times 10^4} \right)^{0,25}}{\sqrt{3.093} \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 1050)^2 \times 1050 \times 127.2 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 1824 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 11.89$$

Avec $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{11.89}{93.9} = 0.126 < 0.4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

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

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

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

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

- $\beta_{M1} = 1$ (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

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

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

• Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,7L}{7,46} = \frac{0,7 \cdot 1050}{7,46} = 98,52 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,04$$

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

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

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

$$\text{D'où} \quad \phi = 1,129$$

$$\chi = 0,64$$

• Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0,7L}{14,4} = \frac{0,7 \cdot 1050}{14,4} = 51,04 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,54$$

$$\phi = 0,7$$

$$\chi = 0,87$$

$$\text{Donc :} \quad \chi_{min} = 0,64$$

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$\mu_y = -1,97 \leq 0,9$$

$$k_y = 1,01 \leq 1,5$$

$$\text{D'où : } \frac{122,46}{0,64 \cdot \frac{133,5 \cdot 235}{1,1}} + \frac{1,01 \cdot 315,915 \cdot 10^3}{\frac{1850 \cdot 235}{1,1}} = 0,814 \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.3. Calcul des contreventements

V.3.1. Introduction

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci par exemple : (vent, séisme, choc, etc.).

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

V.3.2. Justification des Contreventements Palée de Stabilité

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{c,Sd} = 140,39 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 142,82 \text{ kN} \end{array} \right.$$

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	R mm	I _y =I _z cm ⁴	i _y =i _z cm
L80x80x8	12,3	80	8	10	72,25	2,43

Tableau V.7:Caractéristiques du profilé L80x80x8

V.3.2.1. 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
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\varepsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

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

Donc les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

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

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

• **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{L}{2,43} = \frac{321,5}{2,43} = 132,3 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 1,4$$

• **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{L}{3,67} = \frac{321,5}{3,67} = 87,6 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,93$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,4$$

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

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

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

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$\emptyset = 1,68$$

$$\chi = 0,38$$

D'où
$$N_{b,Rd} = \frac{0,38 \times 1 \times 2460 \times 235}{1,1} = 199,7 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 140,39 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 199,7 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.3.2.2. Les éléments tendus

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

Avec : $N_{Sd} = 114,82 \text{ kN}$

- **Résistance ultime**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}} = 0,9 \frac{2428 \times 360}{1,25} = 699,26 \text{ kN}$$

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

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2428 \times 235}{1,1} = 518,7 \text{ kN}$$

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2460 \times 235}{1,1} = 525,55 \text{ kN}$$

- **Vérification**

$$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 518,7 \text{ kN} \geq N_{t,Sd} = 142,82 \text{ kN}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

V.3.3. Justification des Poutre au Vent

$$\begin{cases} N_{c,Sd} = 74,45 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 69,29 \text{ kN} \end{cases}$$

On choisit un profilé à chaud en **L80x80x80** et on vérifie sa résistance.

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

- **Les éléments tendus**

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

Avec : $N_{Sd} = 74,45 \text{ kN}$

- **Résistance ultime**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M1}} = 0,9 \frac{1212 \times 360}{1,25} = 314,15 \text{ kN}$$

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

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1212 \times 235}{1,1} = 258,93 \text{ kN}$$

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1230 \times 235}{1,1} = 262,77 \text{ kN}$$

- **Vérification :**

$$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 258,93 \text{ kN} \geq N_{t,Sd} = 69,29 \text{ kN}$$

⇒ **Condition vérifié**

V.3.4. Justification des Ciseaux

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{c,Sd} = 64,77 \text{ kN} \\ N_{t,Sd} = 72,25 \text{ kN} \end{array} \right.$$

On choisit un profilé à chaud en **L80x80x8** et on vérifie sa résistance.

- **Les éléments tendus**

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

Avec : $N_{t,Sd} = 72,25 \text{ kN}$

- **Résistance ultime**

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M1}} = 0,9 \frac{1212 \times 360}{1,25} = 314,15 \text{ kN}$$

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

CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1212 \times 235}{1,1} = 258,93 \text{ kN}$$

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1230 \times 235}{1,1} = 262,77 \text{ kN}$$

- **Vérification**

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 258,93 \text{ kN} \geq N_{t,Sd} = 72,25 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.1.Introduction

Les ossatures de bâtiments à un seul niveau en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun et de manière appropriée, relié aux parties environnantes de la structure. Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages.

La fabrication des assemblages qui regroupe le perçage et le soudage des éléments principaux, plats, cornières et raidisseurs, représente la majeure partie du travail de fabrication à réaliser en atelier. La facilité de montage des assemblages sur chantier est un facteur clé.

VI.2. Assemblage des éléments de la ferme par boulonnages

VI.2.1. Etude de l'assemblage membrure inferieure gousset: 2 L150x150x15

$$N=355,78 \text{ kN} \quad (\text{SAP2000})$$

On prend des boulons type 8.8

a. Calcul du diamètre des boulons

$t = (8, 12, 15) \rightarrow t = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ on prend un boulon de diamètre $\phi 16$.
 $d_0 = \text{diamètre de trou}$ avec : $\Rightarrow d_0 = \phi + 2 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$

– Pince longitudinale e_1

$$\begin{aligned} 1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t & \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm} \\ 1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t & \rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm} \\ 2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t & \rightarrow 27 \text{ mm} \leq p_1 \leq 210 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Calcul du nombre des boulons

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

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

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

γ_{Mb} = coefficient partiel de sécurité $\Rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$

Soit :
$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 192}{1,25} = 73,72 \text{ kN}$$

$$n = \frac{275,78}{73,72} = 3,74 \Rightarrow \text{on prend 4 boulons}$$

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.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot a}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :
$$a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{30}{3 \times 20}; \frac{60}{3 \times 20} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \Rightarrow a = 0,50$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 18 \times 15 \times 0,50}{1,25} = 216 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 216 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{275,78}{4} = 68,96 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

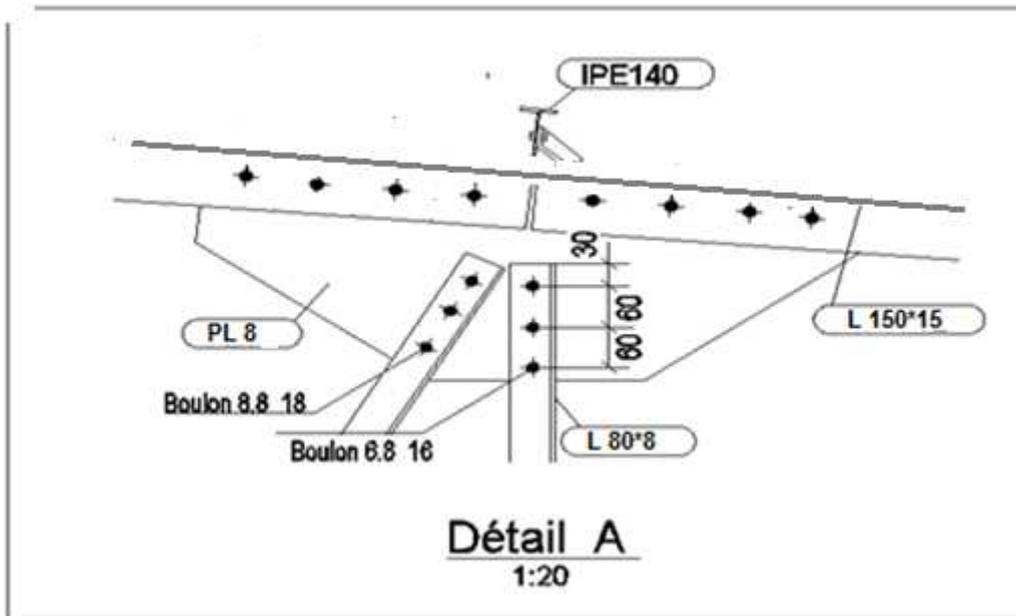


Figure VI 1: Assemblage des éléments de la ferme par boulonnage

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.2.2 Etude de l'assemblage membrure supérieur - gousset: 2 L150x150x15

$$N=263,92 \text{ kN} \quad (\text{SAP2000})$$

On prend des boulons type 8.8

a. Calcul du diamètre des boulons

$t = (8, 12, 15) \rightarrow t = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ on prend un boulon de diamètre $\phi 16$.

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

– Pince longitudinale e_1

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \rightarrow \quad 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \rightarrow \quad 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \rightarrow \quad 27 \text{ mm} \leq p_1 \leq 210 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad p_1 = 60 \text{ mm}$$

b. Calcul du nombre des boulons

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

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

$$\gamma_{Mb} = \text{coefficient partiel de sécurité} \quad \Rightarrow \quad \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\text{Soit :} \quad F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 192}{1,25} = 73,72 \text{ kN}$$

$$n = \frac{263,92}{73,72} = 3,58 \quad \Rightarrow \quad \text{on prend 4 boulons}$$

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.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot a}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Avec :} \quad a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{30}{3 \times 20}; \frac{60}{3 \times 20} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \quad \Rightarrow \quad a = 0,50$$

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 18 \times 15 \times 0,50}{1,25} = 216 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 216 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{263,92}{4} = 65,98 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3 Résumé de l'ensemble des assemblages boulonnés

Assemblages	Boulons			Entraxes (mm)			V.P.D (KN) $F_{b,rd} \geq F_{v,sd}$	figures
	Nuan ce	ϕ m m	N°	P ₁	e ₁	e ₂		
Diagonales/Gousset	8.8	18	3	60	30	50	216 ≥ 72,71	Détail A
Montons/Gousset	6.8	16	3	60	30	50	158,4 ≥ 36,23	
Contreventement/ Gousset	5.8	16	3	40	30	40	117,6 ≥ 43,79	–
Poutre au vent/Gousset	5.8	16	3	40	40	40	94,08 ≥ 24,81	Détail C
Ciseau/Gousset	5.8	16	3	40	30	40	105,6 ≥ 21,59	Détail D

Tableau VI.1 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)

VI.3. Assemblage poteau-ferme

On prend des boulons type 8.8

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.3.1. Les efforts sollicitant

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 603,63 \text{ KN} \\ V_{sd} = 181,46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$

VI.3.2. Détermination des nombres de boulons nécessaires

a. Calcul du diamètre des boulons

$t = (8, 12, 15) \rightarrow t = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ on prend un boulon de diamètre $\phi 16$.
 $d_0 = \text{diamètre de trou}$ avec : $\Rightarrow d_0 = \phi + 2 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$

– Pince longitudinale e_1

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 27 \text{ mm} \leq p_1 \leq 210 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

b. Calcul du nombre des boulons

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

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

$$\gamma_{Mb} = \text{coefficient partiel de sécurité} \Rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\text{Soit : } F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times 192}{1,25} = 73,72 \text{ kN}$$

$$n = \frac{603,63}{73,72} = 6,18 \Rightarrow \text{on prend 6 boulons}$$

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.

$$F_{b,rd} = \frac{f_{ub} \cdot 2,5 \cdot d \cdot t \cdot a}{\gamma_{Mb}}$$

CHAPITRE VI : CALCUL DES ASSEMBLAGES

Avec : $a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$

$$a = \min \left(\frac{30}{3 \times 20}; \frac{60}{3 \times 20} - \frac{1}{4}; \frac{800}{640}; 1 \right) \Rightarrow a = 0,50$$

$$F_{b,rd} = \frac{800 \times 2,5 \times 18 \times 15 \times 0,50}{1,25} = 216 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 216 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{603,63}{6} = 100,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

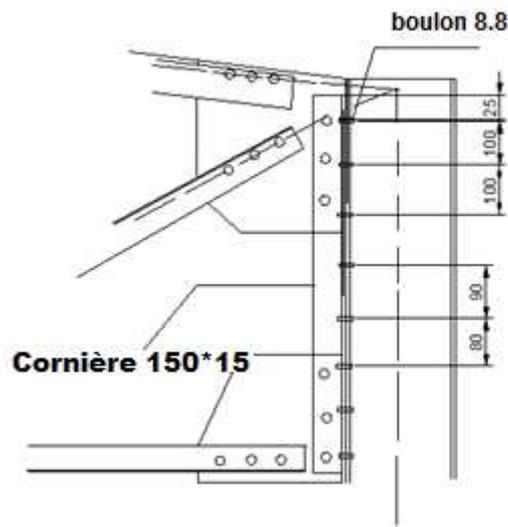


Figure VI 2: Assemblage poteau-ferme

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]

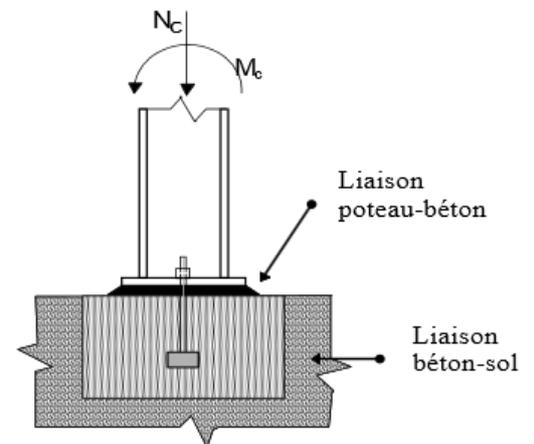


Figure VII 1: Schéma d'une semelle

VII.2. Dimensionnement de la Plaque d'assise

Les poteaux doivent être munis 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 contact 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]

$$N_{sd} = 207,181 \text{ KN}$$

VII.2.1. Cordons de soudure

$$\text{Semelle : } a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 16,5 = 11,55 \text{ mm} \longrightarrow \text{On prend } a_s = 20 \text{ mm}$$

$$\text{Ame : } a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 9,5 = 6,65 \text{ mm} \longrightarrow \text{On prend } a_a = 10 \text{ mm}$$

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 : $\gamma_c = 1,5$

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

- 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'écrasement du matériau 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. Estimation 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 :

$$A_{C0} = \frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right) \rightarrow A_{C0} = \frac{1}{330 \cdot 300} \left(\frac{207181}{16,7} \right)^2 = 1554,65 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \rightarrow A_{C0} = \frac{207181}{16,7} = 12406,05 \text{ mm}^2$$

$$A_{C0max} < 0,95 \times b \times h \rightarrow A_{C0} = 12406,05 < 94050$$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 420 \text{ mm} \\ b = 450 \text{ mm} \end{array} \right.$$

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

- **Calcul de la largeur d'appui additionnelle c**

En posant : $t=20\text{mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} Y_{M0}}}$$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} Y_{M0}}} = 20 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,5 \times 1,1}} = 41\text{mm}$$

$$c = 41\text{mm} \leq (h - 2t_f) / 2 = (330 - 2 \times 16,5) = 148,5 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

- **Calcul de la section efficace A_{eff}**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{\text{eff}} = 2(b + 2\beta)(c + \beta + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

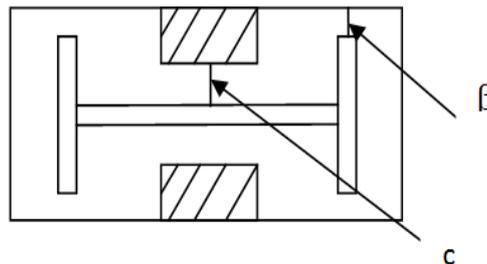


Figure VII 2 Plaque d'assise

$$A_{\text{eff}} = 2(300 + 2 \times 60)(41 + 60 + 16,5) + (330 - 2 \times 41 - 2 \times 16,5)(2 \times 41 + 9,5) = 118372,5\text{mm}^2$$

- **Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd}**

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{Rd}}$$

$$\text{Avec : } N_{\text{Rd}} = A_{\text{eff}} \cdot f_{jd}$$

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

$$N_{Rd}=118372,5 \times 16,7 \times 10^{-3}=1976,82 \text{ kN}$$

$$N_{Sd}=207,18 < N_{Rd}=1976,82 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant**

$$M_{R.d} = \frac{t^2 f_y}{6 Y_{M0}}$$

$$M_{R.d} = \frac{20^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 14242,42 \text{ N.mm}$$

- **Calcul du moment de flexion M_{Sd}**

$$M_{Sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) N_{Sd}}{A_{eff}} \rightarrow M_{Sd} = \frac{\left(\frac{41^2}{2}\right) 207181}{118372,5} = 1,47 \text{ kN.mm}$$

$$M_{Sd}=1,47 \text{ KN.mm} < M_{R.d} = 14,242 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise**

$$V_{Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{Sd} = 0,2 \times 207,181 = 41,43 \text{ kN}$$

$C_{f,d}$: Coefficient de frottement entre plaque d'assise est couche de scellement. Une valeur de 0,2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$V_{Sd}=35,008 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 41,43 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

VII.3. 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].

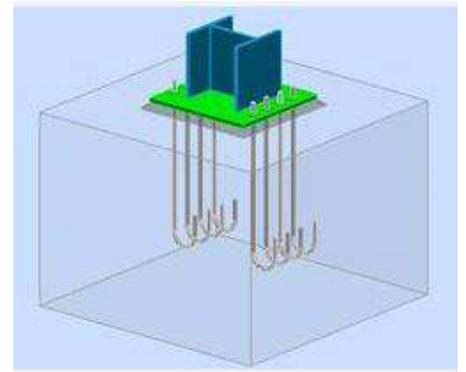


Figure VII. 1: Assemblage pied de poteaux

- **Resistance des tiges d'ancrage au cisaillement**

$$F_{v.rd} = F_{F.rd} + n_b \cdot F_{vb.rd}$$

Avec :

- $F_{v.rd}$: résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau

$$F_{F.rd} = 0,2 N_{sd} = 41,44 \text{ KN}$$

- $F_{vb.rd}$: résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement

$$F_{vb.rd} = \frac{\alpha_{cb} \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

- $\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$ et $235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$
- n_b : nombre de tiges situées dans l'assemblage

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'ancrage à celle par frottement, cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v.rd}$$

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

Pour 4 tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2; f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2; f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{vb,rd} = \frac{(0,44 - 0,0003 \cdot 240) \cdot 400 \cdot 245}{1,25} \cdot 10^{-3} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 41,44 + 2 \times 29 = 99,44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 35,008 \leq F_{v,rd} = 99,44$$

⇒ **Condition vérifiée**

• Vérification de la tige d'ancrage a la résistance

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb,rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t,rd}} \leq 1$$

Avec

$$N_{t,rd} = 0,9 \frac{f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = 70,6 \text{ KN}$$

$$\frac{35,008/4}{99,44} + \frac{207,181/4}{70,6} = 0,82 \leq 1$$

• Vérification de la tige d'ancrage a l'adhérence

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,Rd,anchor}$ égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,Rd}$, et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,Rd}$.

$$F_{t,Rd,anchor} = \min (F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd})$$

où :

- $F_{t,bond,Rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b 0.36 \sqrt{f_{ck}}}{1.5 \alpha} \times \frac{132 - d}{100}$$

- d : Diamètre de la tige $d = 20 \text{ mm}$
- l_b : L'encrage dans le béton $l_b = 960 \text{ mm}$
- f_{ck} : résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet → $\alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{3.14 \times 20 \times 960 \times 0.36 \sqrt{25}}{1.5 \times 0.7} \times \frac{132 - 20}{100} = 103,350 \text{ KN}$$

- $F_{t,Rd}$: Résistance de la tige a la traction

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{245 \times 400}{1.5} = 58,8 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,Rd} = 58,8 \text{ KN}$$

VII.4. 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

	ELU	ELS
Intermédiaire	N= 207,18 kN M=69,80 KN.m	N=174,84 kN M=49,64 KN.m
Pignon	N=73,76kN M=6,49 kN.m	N=52,85 kN M=4,6 kN.m
Angle	N=107,66 kN M=10,66 kN.m	N=76,95 kN M=7,55 kN m

Tableau VII 1: Valeur des efforts donnés par le SAP 2000

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

VII.4.1. Dimensionnement de la semelle intermédiaire

$$\begin{cases} a = 420 \text{ mm} \\ b = 450 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \rightarrow \quad A = 0,93B$$

On a: $\rightarrow \quad \overline{\sigma}_{\text{sol}} < \sigma_{\text{sol}}$

$$\rightarrow \quad \sigma_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \times B} \quad A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\rightarrow \quad 0,93B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{174,84}{160}} = 1,04 \text{ m}$$

$$\begin{cases} A = 1,04 \text{ m} \\ B = 1,12 \text{ m} \end{cases} \quad \text{on prend} \quad \begin{cases} A = 1,6 \text{ m} \\ B = 1,6 \text{ m} \end{cases}$$

- **Détermination de (d-h)**

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A - a$$

$$\frac{1,6-0,45}{4} \leq d \leq 1,6 - 0,42$$

$$\rightarrow \quad 0,28 \leq d \leq 1,18 \text{ m}$$

Donc on prend : $\Rightarrow \quad \mathbf{d = 45 \text{ cm}}$

$$h = d + 5 = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

VII.4.2. Vérification de la stabilité

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des force verticales gravitaires et des force sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{49,64}{174,64} = 0,28$$

$$6e < A \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.3. Calcul du ferrailage

- **À ELU :**

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$

$N_U = 207,18 \text{ kN}$ (Calculé par SAP 2000)

$$A_U = \frac{207,18 \times 10^{-3} \times (1,6 - 0,42)}{8 \times 0,45 \times 347,82} = 1,91 \text{ cm}^2$$

- **À ELS :**

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$

$N_S = 174,84 \text{ kN}$ (Calculé par SAP 2000)

$$A_S = \frac{174,84 \cdot 10^{-3} \times (1,6 - 0,45)}{8 \cdot 0,45 \cdot 201,63} = 2,76 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous avons $A_u < A_s$ donc on prend un ferrailage de $8T12 = 9,05 \text{ cm}^2$

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

VII.4.4. Calcul de l'espacement

$$S_t = \frac{1,6 - 0,20}{7} = 0,20 \text{ m}$$

On prend $s_t = 20\text{cm}$

VII.4.5. Tableau résumant le calcul des semelles cité dessous

	AxB (m ²)	a×b (mm ²)	d (cm)	h _t (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
Semelle intermédiaire	1,6×1,6	420×450	45	50	8T12 = 9,05	20
Semelle d'angle	1,4×1,4	400×410	40	45	6T12 = 6,79	22
Semelle potelet	1×1	350×380	45	50	4T12=4,52	23

TableauVII 2: Résumé des calculs des semelles

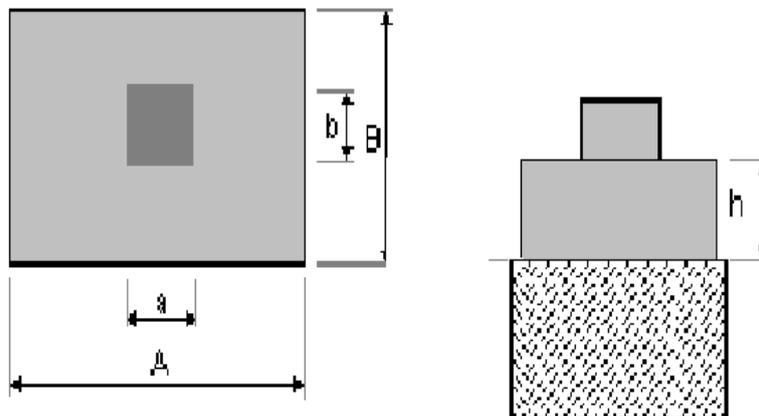


Figure VII 3 :Géométrie de la semelle

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

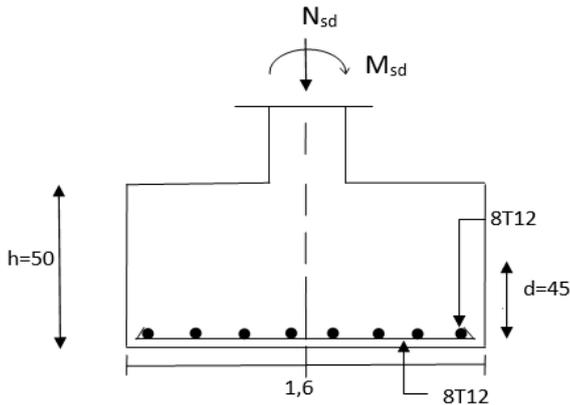


Figure VII 4 : Ferrailage des semelles

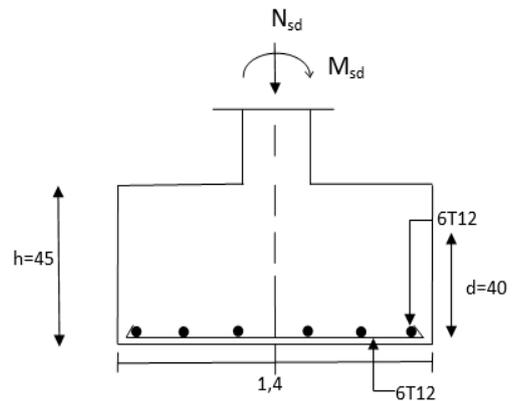


Figure VII 5 : Ferrailage des semelles d'angle

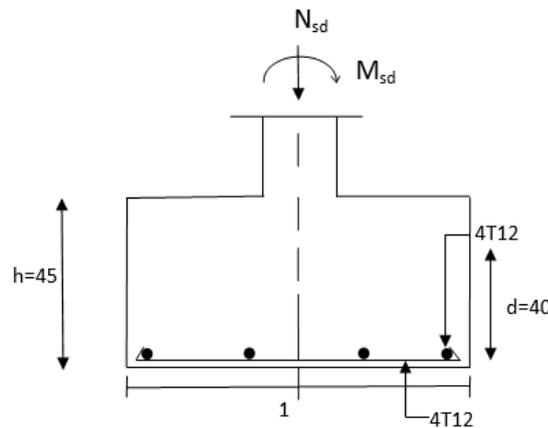


Figure VII 6 : Ferrailage des semelles du potelet

VII.5. Les fûts :

- **Calcul du ferrailage :**

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(160 \times 160) = 38,4 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_{st} = 20T12 = 37,70 \text{ cm}^2$.

Avec des cadres $\emptyset 10$.

VII.6. 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.

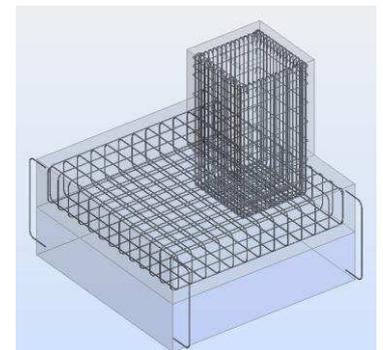


Figure VII 7 : Vue en 3D de ferrailage de la semelle

CHAPITRE VII : Calcul des pieds poteaux et fondations

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 $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

Donc, on prend des longrines de dimensions $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Avec : (S3 = Catégorie du sol)

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15ϕ).

$$A_{\min} = 0,6\%(30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{35}{35}, 12\text{mm}, \frac{30}{10} \right) \text{ avec : } \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8\text{mm}$$

- **Calcul de l'espacement des cadres**

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $s_t \leq (20\text{cm}, 15\phi)$

Zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

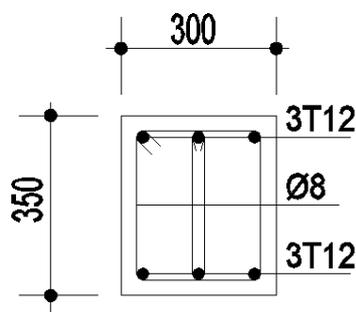


Figure VII 8: Ferrailage des longrines

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude se relève être d'une grande importance pour tout étudiant embrassant une carrière dans le génie civil.

La nécessité se relève plus impérative qu'elle met l'étudiant en application directe des connaissances acquises et les différents règlements en vigueur.

Cette expérience dans le domaine nous a incités non seulement à connaître les étapes de calcul en charpente métallique, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances.

On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le coté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.