

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

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



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

Thème :

**ETUDE D'UNE SALLE DE SPORT
A LELLA SETTI (W. TLEMCEN)**

Présenté le 23 Juin 2013 par:

Mme. NEKKACHE Ikram Nabila

Melle. MAHI Imene

Devant le Jury composé de :

Prof. BOUMECHRA. N
Mr. CHERIF.Z.A
Dr. BENADLA. Z
Dr. MISSOUM. M. A
Dr.HAMDAOUL.K

Président
Examinateur
Examinatrice
Encadreur
Encadreur

DEDICACES

*Les études sont avant tout
Notre unique et seul atout
Espérant des lendemains épiques
Un avenir glorieux et magique*

 *Je dédie cette thèse à ...* 

A ma très chère mère DJAMILA

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour
exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as
cessé de me donner depuis ma naissance, puis mon enfance
et même à l'âge adulte.*

*Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond
amour. Puisse ALLAH, le tout puissant, te préserver et
T'accorder santé, longue vie et bonheur.*

A mon très cher Père ABDOU

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon amour,
, mon dévouement et mon respect que j'ai toujours eu
pour vous.*

*Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as
consentis pour mon éducation et ma formation.*

A mon très cher frère YASSER et ma très chère sœur INES

*Mes anges gardiens et mes fidèles compagnants dans
les moments les plus délicats*

*Je vous dédie ce travail avec tous mes voeux de
bonheur, de santé et de réussite.*

A tous les membres de ma famille, petits et grands

Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon Affection

A mes chers Amies

Je vous dédiee travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A ma collègue Nekache ikram

DEDICACE

*Souhaitant que le fruit de nos efforts fournis
Jour et nuit, nous mènera vers le bonheur fleuri*

Ce travail est dédié à :

Ma très chère Mère Nadira,

Affable, honorable, aimable : Tes prières et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Mon très cher Papa Azzouz,

Qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études.

Mon très cher Mari Mohammed,

Tes sacrifices, ton soutien moral et matériel, ta gentillesse sans égal, ton profond attachement m'ont permis de réussir mes études.

Mon petit ange et le meilleur cadeau que la vie m'a offerte Iyad Montasser

*Mes frères **Nabil, Anouar**, ma petite sœur **Ikhlass**, je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite*

À mes grands pères et mes grandes mères ainsi qu'à tous mes oncles, tantes, cousins et cousines A tous les membres de ma famille, petits et grands.

Veillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection

A toute la famille **Nekkache, Saim et Saidi**

*A tous mes amies **Matili Meriem, Ghorzi Meriem, Sidhoum Ahlem, Nedjari Amel, Yezli Maria**,
En témoignage de l'amitié qui nous unie et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.*

*A mon binôme et meilleur amie **Imene**, à sa famille et plus particulièrement sa maman que je remercie vivement*

Sans oublier toute la promotion « construction métallique »

Ikram N.N

REMERCIEMENT

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon DIEU, le clément et le miséricordieux, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos deux encadreurs Mr A.MISSOUM et Mr K. HAMD AOUI, pour le temps qu'ils nous ont accordé de leur confiance et de leur aide scientifique, ainsi leurs précieux conseils.

Nos remerciements s'adressent également à Monsieur BOUMECHRA Nadir Le responsable de notre promotion Vous nous a toujours réservé le meilleur accueil, malgré vos obligations professionnelles ; Vos encouragements inlassables, votre amabilité, votre gentillesse méritent toute admiration.

Nous saisissons cette occasion pour vous exprimer notre profonde gratitude tout en vous témoignant notre respect.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Enfin nos remerciements vont également à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Effets de la restriction de la dilatation dans un bâtiment de grande longueur.	3
Figure I.2 : Séparation d'un bâtiment en blocs indépendants par un joint de rupture	3
Figure I.3 : Dispositions constructives pour des bâtiments constitués de portiques	6
Figure I.4 : Panneau sandwich de toiture avec système de clips	8
Figure I.5 : Détails types d'assemblages de panneaux de toiture sandwich	9
Figure I.6 : Assemblage typique de jarret dans un portique	11
Figure I.8 : Pied de poteau avec bêche de cisaillement	11
Figure I.9 : Exemples de moyens permettant d'éviter une accumulation d'eau et de poussières	13
Figure I.10 : Traitement de la soudure et de la fente. Source	13
Figure II.1 : Vue en perspective du complexe sportif	17
Figure II.2 : Vue en perspective du projet	18
Figure II.3 : Localisation du projet	18
Figure II.4 : la salle de sport R.D.C	19
Figure III.1 : Surcharges d'exploitation dans un bâtiment	23
Figure III. 2 : Action due à la neige	23
Figure III.3 : Action due au vent.	24
Figure III.4 : Actions due à la température.	24
Figure III.1 : Force résultante R	26
Figure III.2 : Répartition des pressions sur les parois verticales - $V_{1(AB)}$ $V_{4(CD)}$	36
Figure III.3 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent $V_{4(AD)}$	36
Figure III.4 : Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent $V_{2(BC)}$	36
Figure III.5 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent $\Theta=0^\circ$	36
Figure III.6 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent $\Theta=90^\circ$ et 270°	36
Figure III.7 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent $\Theta=180^\circ$	36
Figure IV.1 : Moignon cylindrique	37
Figure IV.2 : La géométrie adoptée pour le chéneau	38
Figure IV.3 : assemblage ferme panne par le bied d'un échantignolle	38
Figure IV.4 : Caractéristiques géométriques de la tôle de couverture	42
Figure IV.5 : Cas de charge permanente	43
Figure IV.6 : Schéma statique représentant la surcharge d'exploitation sur la toiture	43
Figure IV.7 : Cas de charge de neige	44
Figure IV.8 : Cas de l'effet du vent	44
Figure IV.9 . Coupe transversale des liernes	53
Figure VI.1 : Schéma statique de la ferme trapézoïdale	72
Figure VII.1 : Différents types de soudures pour les profilés en T	87
Figure VII.2 : Boulons chargés en traction et cisaillement	88
Figure VII.3 : Eléments d'assemblages cornières et plats	88
Figure VII.4.1 : Pour des platines épaisses	89
Figure VII.4.2 : Des platines minces raidies ont été utilisées.	89
Figure VII.5.1 : Assemblage par plat mince soudé au poteau.	89

Figure VII.5.2: Assemblage boulonné par cornières. Comme alternative, les cornières peuvent être soudées à l'une ou l'autre des membrures	89
Figures VII.6: Présence des goussets sur les semelles supérieures	89
Figures VII.7: Assemblage des contreventements verticaux par des doubles corniers.	90
Figure VII.8: Vue en 3D de l'assemblage des éléments de la ferme	101
Figure VII.9 : Cotations des différentes composantes de la ferme	102
Figure VII.10 : Attache de deux cornières sur un gousset	102
Figure VIII.1: pieds de poteaux articulés type et différents emplacements pour les boulons d'ancrage	117
Figure VIII.2 : Le pied de poteau encasté en 3D	117
Figure VIII.3 : Dimensions du pied de poteau	118
Figure VIII.4 : Ferrailage de la longrine	122

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Règlements techniques utilisés	21
Tableau II.2 : Valeurs nominales de f_y et f_u	21
Tableau III.1 : Définition de catégorie de terrain	29
Tableau III.2 : Coe. dynamique pour les parois verticales les faces AB BC DC AD	29
Tableau III.3 : Coefficient dynamique pour la toiture	29
Tableau III.4 : Coefficient de pression interieure pour les face AB, BC, CD, AD	30
Tableau.III.5 Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{1(AB)}$ du vent	31
Tableau.III.6 Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{BC(2)}$ du vent	32
Tableau.III.7 : Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{4(AD)}$ du vent	32
Tableau.III.8 : Pressions sur la toiture $V_{1(AB)}, V_{2(BC)}, V_{3(CD)}$ et $V_{4(AD)}$ du vent	33
Tableau.III.9 : Les forces de frottement des faces BC et AD	35
Tableau III.10 : Les forces de frottement des faces AB et CD	35
Tableau III.11 : Les forces de frottements sur la toiture	35
Tableau. IV.1 : Charges permanentes reprisent par les pannes	43
Tableau IV.2 : Les caractéristiques du profilé IPE200	47
Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques de l'UPN 240	54
Tableau. IV.4 : les caractéristiques du profilé IPE270	57
Tableau V.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité	65
Tableau V.2 : Poids de la structure	68
Tableau V.3 : Comparaison V_t par rapport à 80% V	70
Tableau V.4 .Vérification des déplacements relatifs dans le sens (x-x)	70
Tableau V.5 : Vérification des déplacements relatifs dans le sens (y-y)	70
Tableau VI.1 : Caractéristiques géométriques des cornières à ailes égales	73
Tableau VI.2 : Caractéristiques géométriques d'un HEA 320	73
Tableau VI.3 : Les caractéristiques du profilé HE320A	81
Tableau VI.4 . Les caractéristiques du profilé L80x80x8	84
Tableau VI.5 : les caractéristiques du profilé L60x60x6	86
Tableau VII-1 : Les valeurs de la distance (d) des doubles cornières	90
Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif de l'ensemble des assemblages de la ferme	101
Tableau VII.3 :-Valeur des coefficients variable selon la nuance d'acier	103
Tableau VIII.1 : Résistance à l'écrasement pour le béton de scellement	111
Tableau VIII.2 : expressions des paramètres de l'équation quadratique	112
Tableau VIII.3 : Valeur des efforts donnés par le S.A.P.2000	119
Tableau VIII.4. : Dimension des semelles	119

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	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
M	: Moment sollicitant en générale ;
M_{Sd}	: Moment fléchissant ;
M_{Rd}	: Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl}	: Moment plastique ;
M_{Cr}	: Moment critique ;
M_{sd}	: Valeur de calcul du moment fléchissant;
$M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{Sd}	: Effort normal ;
$N_{t\ sd}$: Effort normal de traction ;
$N_{c\ sd}$: Effort normal de compression ;
N_{pl}	: Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
Q	: Charge d'exploitation ;
R	: Coefficient de comportement de la structure ;
S	: Surface ;
S	: La charge de la neige ;
S_k	: La charge de la neige sur le sol ;
V_{Sd}	: Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
$V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V_k	: Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
$V_{réf}$	Vitesse de référence du vent ;
W	Pression aérodynamique ;
W_{pl}	: Module de résistance plastique ;
W	: Poids de la structures

Minuscules latines

d	: Diamètre d'une section circulaire ;
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 ;
r	: Rayon d'une section circulaire ;
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 ;
z_{min}	Hauteur minimale ;

Minuscules grecques

χ	: coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	: Facteur de corrélation ;
β_M	: Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_M	: Coefficient de sécurité ;
λ	: Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$: Élancement de déversement ;
α	: Facteur d'imperfection ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{LT}	: Rotation de déversement ;
τ	: Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	: Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	: Contrainte de l'acier ;
σ_b	: Contrainte du béton ;
ξ	: Pourcentage d'amortissement critique ;
η	: Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	: Déplacement dû aux forces sismiques F_i ;
Δ_k	: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	: coefficient de forme de la charge de neige ;

SOMMAIRE

Introduction	1
Chapitre I : Généralités	2
I .1- Présentation des systèmes structuraux des bâtiments à un seul niveau	2
I .2-La phase avant-projet	2
I .2.1-Les différents types de joints dans les structures en acier	2
I .2.2-Effets des variations de température	4
I .2.3- Conception et calcul des bâtiments industriels courants en acier	4
I .2.4- Notions élémentaires pour la conception	5
I .2.4.1.Vue d'ensemble des composants	5
I .2.4.2. Principes structuraux pour les ossatures	5
I .2.4.3 - Toitures avec ferme treillis	6
I .2.4.4. Portiques	6
I .2.4.5. Choix d'un système de couverture	7
I .2.4.6 . Système d'enveloppe verticale pour les bâtiments à un seul niveau	10
I .2.4.7 . Assemblages	10
I.3.Protection de la structure	12
I.3.1.Protection vis-à-vis la corrosion	12
I.3.2.Influence sur la conception	12
I.3.3 Choix du système de protection	13
I.3.2.1.Protection par revêtement	14
I.3.2.Protection au feu	15
I.3.2.1 Résistance au feu	15
Chapitre II : Présentation de la Structure et Matériaux	17
II.1 Description du projet	17
II.2 Localisation et données concernant le site	18
II.3-Présentation fonctionnelle du projet	18
II. 3. 1. Démarche conceptuelle	19
II. 3. 2. Conception de la structure en charpente métallique	19
II. 3. 2. 1. Portiques	20
II. 3. 2. 2. La toiture métallique	20
II. 3. 2. 3. Assemblages	20

II.3.2.4. Contreventements	20
II. 3. 2. 5. Montage	20
II. 4. Règlements techniques	21
II. 5. Matériaux utilisés	21
II. 5. 1. Acier	21
Chapitre III Evaluation des charges	22
III.1. Descentes des charges	22
III.1.1. Introduction	22
III.1.2. Charges permanentes	22
III.1.3. Charges d'exploitations	22
III.1.4. Les charges climatiques	23
III.1.4.1. La Neige S_n	23
III.1.4.2. Le Vent V	23
III.1.5. Les charges particulières	25
III.2. Evaluation des charges climatiques	25
III.2.1. Neige	25
III.2.1.1. Calcul des charges de la neige	25
III.2.2. Le vent	26
III.2.2.1. Introduction	26
III.2.2.2. Données relatives au site	26
III.2.2.3. Force résultante du vent	26
III.2.2.4. Calcul de la pression due au vent	27
III.2.2.5. Détermination du coefficient dynamique C_d	27
III.2.2.6. Détermination du $W(z_j)$	28
III.2.5 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales:	32
III.2.6 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur la toiture	33
III.2.7 Forces de frottement	33
III.2.8. Représentations graphiques des pressions du vent sur la structure	35
Chapitre IV. Etude des Eléments Secondaires	37
IV.1. Calcul de chéneaux et de la descente des eaux pluviales	37
IV.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau	37
IV.1.2 Montage de chéneau et de la descente des eaux pluviales	37
IV..2 Calcul de l'échantignolle	38

IV.2.1. Efforts sollicitants à l'E.L.U	39
IV.2.2. Module de résistance de l'échantignole	39
IV.2.3. Epaisseur de l'échantignole « t »	39
IV.2.3.1. La condition de la contrainte	39
IV.3. Boulon d'attache	39
IV.3.1. Vérification de la section	40
IV.4 Les Pannes de Toiture	42
IV.4.1 Matériau de couverture	42
IV.4.2 Détermination des sollicitations	43
IV.4.2.1 : Les charges permanentes	43
IV.4.2. La charge d'entretien	43
IV.4.3. Action climatique	44
IV.4.3.1. La surcharge de la neige	44
IV.4.3.2. Action du vent	44
IV.4.3 : Espacement entre les pannes	45
IV.4.3.1 : Combinaisons des charges et actions	45
IV.4.3.2 : Calcul de l'espacement	45
IV.4.3.3 : Calcul des moments sollicitant M_{sd}	46
IV.4.3.4 : Choix du profilé	47
IV.4.3.5. Condition de flèche avec poids propre inclus	48
IV.4.3.6. Classe du profile	48
IV.4.4. Vérification des contraintes	49
IV.4.5. Vérification au déversement	50
IV.4.6. Résistance au voilement par cisaillement	51
IV.4.7. Vérification au cisaillement	52
IV.5. Les liernes des pannes	52
IV.6 les lisses de bardage	54
IV.6.1. Evaluation des charges et surcharges	55
IV.6.1.1. A l'ELU (vérification à la flexion)	55
IV.6.1.2 vérification au déversement	55
IV.6.2 vérification à l'état limite de service	56
IV.7 Les potelets	57
IV.7.1. Pré dimensionnement des potelets	57
IV.7.2. Actions et sollicitations	57
IV.7.3. Vérification du potelet	57
IV.7.4. Stabilité d'IPE 270 au flambement :	58
IV.7.5. Résistance au voilement par cisaillement	60

IV.7.6. Résistance du potelet au déversement	60
Chapitre V. Etude dynamique de la structure	62
V.1 Introduction	62
V.2 Choix de la méthode de calcul	62
V.3. Méthode d'analyse modale spectrale	62
V.3.1. Principe	63
V.3.2. Domaine d'application	63
V.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse	63
V.4 Modélisation	67
V.5. Poids total de la structure	68
V.6. Méthode statique équivalente (Vérification)	68
V.6.1. Vérification des forces sismiques de calcul	69
V.6.2. Calcul des déplacements	70
Chapitre VI. Vérification de l'ossature	71
VI.1-Calcul de la ferme	71
VI.1.1-Introduction	71
VI.1.2-Types de fermes de toitures	71
VI.1.3-Calcul des efforts dans les barres	72
VI.1.3.1-Schéma statique de la ferme trapézoïdale adopté :	72
VI.1.3.2-Démarche des calculs	73
VI.1.3.3-Calcul des efforts normaux (unité KN)	74
VI.1.3.4-Vérification des contraintes	75
VI.1.3.5-Vérification de la flèche	79
VI.2. Les poteaux	80
V.1.1. Introduction	80
VI.1.2. choix du profilé	80
VI.1.3 Classe de la section transversale	81
VI.1.3. Vérification de flambement	81
VI.3.6. Vérification au déversement	82
VI.3. Calcul des éléments du contreventement	83
VI.3.1. Introduction	84
VI.3.2. Calcul de contreventement de façade (palée de stabilité)	84
VI.3.2.1 Effort axial de traction	84
VI.3.2.2 Choix du profilé	84
VI.3.2.3. Résistance plastique de la section nette $N_{net rd}$	85

VI.3.2.4 Résistance plastique de la section brute N_{plrd}	85
VI.3.3. Calcul du contreventement de toiture (la poutre au vent)	85
VI.3.3.1. Effort axial de traction	85
VI.3.3.2. choix du profilé	86
VI.3.3.3 Résistance plastique de la section nette $N_{net rd}$	86
VI.3.3.4 Résistance plastique de la section brute N_{plrd}	86
Chapitre VII Assemblage	87
VII.1- Introduction	87
VII.2-Composantes d'assemblage	87
VII.2.1-Soudures	87
VII.2.2-Boulons	88
VII.2.3-Autres éléments d'assemblage	88
VII.3-TYPES D'ASSEMBLAGES	88
VII.3.1- Pieds de poteau	89
VII.3.2-. Assemblages traverse-poteau articulés	89
VII.3.3-. Assemblages horizontaux de contreventements	89
VII.3.4- Assemblages verticaux de contreventements	90
VII.4-Calcul des assemblages	90
VII.4.1-Calcul des assemblages de la ferme trapézoïdale	90
VII.4.1.1-L'épaisseur du gousset	90
VII.4.1.2-Calcul du treillis	90
VII.4.1.2.1-Assemblage boulonné	90
VII.4.1.2.2-Disposition constructive	98
VII.4.1.2.3.-Assemblage soudé	102
VII.4.1.2.4-Vérification de la soudure au cisaillement	105
VII.4.2-Calcul des assemblages d'encastrement poteau ferme	105
VII.4.2.1-vérification de la résistance des boulons	107
Chapitre VIII. Bases de poteaux et fondation	108
VIII.1- Calcul des bases de poteaux	108
VIII.1.1-Introduction	108
VIII.1.3-dimensionnement de la plaque d'assise	108
VIII.1.4-les tiges d'ancrages	114
VIII.1.4.1-résistance des tiges d'ancrages au cisaillement	115
VIII.1.4.2-Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement	115

VIII.1.4.3-Vérification de la tige d'ancrage à la résistance	115
VIII.1.4.4-Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence	116
VIII.1.4.5-Calcul de contrainte d'adhérence f_{bd}	116
VIII.2-Calcul des fondations	118
VIII.2.1-Introduction	118
VIII.2.2. Etude des semelles	119
VIII.2.2 .1. Charges à prendre en considération	119
VIII.2.2.2. Dimensionnement des semelles	119
VIII.2.2.3- Vérification de la stabilité au renversement	119
VIII.2.2.4- Vérification des contraintes dans le sol	120
VIII.2.2.4- Ferrailage des semelles	120
VIII.3. Etudes des longrines	121
VIII.3.1. Dimensionnement des longrines	121
VIII.3.2 Calcul de ferrailage	121
VIII.3.2.3 Condition de non fragilité	122
VIII.3.4- Calcul d'espacement des cadres	122

Introduction

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités des structures qu'elles soient en en béton armé, ou précontrainte, en charpente en bois ou métallique. Ces procédés sont réglementés par des normes, des codes et des règlements nationaux ou internationaux.

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage sportif, il s'agit d'une salle de sport à Lella Setti (Tlemcen).

L'ossature métallique plus courantes dans les domaines industriel, sportif se distingue par certains avantages tel que : légèreté, montage rapide sur chantier, transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, ceci a conduit certains pays, gros producteurs d'acier, à utiliser en très grande quantité ce matériau.

Le complexe sportif doit être réalisé pour la direction de la jeunesse et des sports,. Cette dernière désire avoir un établissement plus important avec d'avantage d'activités à proposer à sa clientèle. Cette nouvelle construction permettra d'accueillir, toutes personnes souhaitant exercer une activité physique, ou tout simplement passer un moment relaxant dans un espace détente.

Un travail de conception doit être fait, à partir des plans d'architectures. Il faut définir une géométrie de portique, étudier la stabilité des structures, faire des choix technologiques en ce qui concerne l'enveloppe du bâtiment et les planchers. Ce travail nous amène à définir les hypothèses de charges, et effectuer les descentes de charges. L'élaboration de la note de calcul concernant les portiques, pannes, contreventements et assemblages, fait partie intégrante de ce travail. L'étude est réalisée à l'aide d'outil de calculs de DAO aussi que des normes (RNV99, CCM97,RPA99/, BAEL91...).

I. 1.Présentation des systèmes structuraux des bâtiments à un seul niveau

Les bâtiments à un seul niveau trouvent leurs applications dans un large éventail de constructions, depuis des logements de petite taille jusqu'à des grands espaces couverts comme les halls d'exposition et les stades. Cette forme de bâtiment trouve son origine dans les bâtiments industriels et c'est bien cette appellation que l'on emploie encore fréquemment, or elle est trompeuse car les utilisations finales sont aussi nombreuses que variées et beaucoup de bâtiments sont fréquentés par le grand public : magasins de vente au détail, centres de distribution, d'appels, de loisirs, complexes sportifs figurent parmi les nombreux exemples d'utilisation.

Le grand public étant de plus en plus concerné et face à l'attention accrue accordée aux économies d'énergie, l'enveloppe en termes d'esthétique, d'isolation, d'étanchéité, etc... prend de plus en plus d'importance ; C'est ainsi l'appellation «bâtiments industriels» s'est vue remplacée par le terme plus large de « bâtiments à un seul niveau » On peut également parler de hangars.

I .2.La phase avant projet

Dans cette phase on doit tenir en compte des différents paramètres avant d'entamer le dimensionnement et la vérification d'un tel projet. On a comme par :

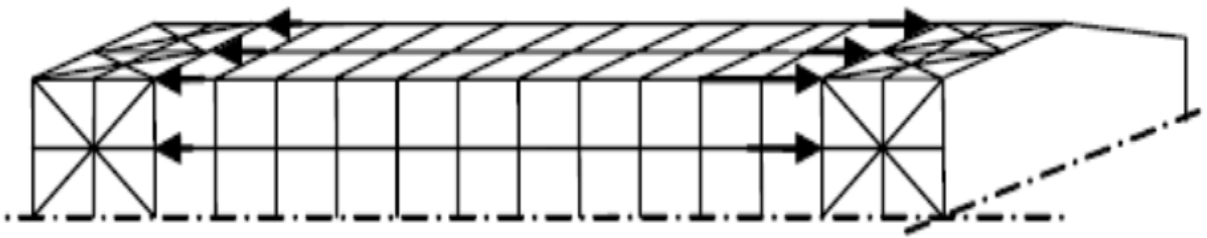
I .2.1.Les différentes types de joints dans les structures en acier

La performance d'un bâtiment peut être influencée par plusieurs phénomènes physiques dont les effets sont difficilement quantifiables :

- Variations de température et dilatation thermique ;
- Tassement différentiel des fondations ;
- Fluage et retrait lors du durcissement du béton.

Pour les petits bâtiments et les constructions courantes, ces phénomènes peuvent être le plus souvent ignorés. Pour une construction de grande dimension, ou en cas de circonstances particulières, il convient d'adopter une ou plusieurs des dispositions constitutives pour absorber les mouvements relatifs prévisibles entre différentes parties de la structure, à s'avoir :

- **Joints de dilatation** : ces joints permettent d'absorber les déplacements liés à la dilatation ou au retrait des matériaux sous les effets des changements de température.
- **Joints de retrait** : ces joints permettent les déformations différentielles des parties de bâtiment qui sont de hauteur ou de forme différentes.
- **Joints de tassement** : ces joints sont de dispositifs spéciaux qui limitent l'effet des tassements différentiels des fondations.



Les flèches indiquent les efforts de poussée dus à la dilatation lorsque celle-ci est bloquée

Figure I.1 : Effets de la restriction de la dilatation dans un bâtiment de grande longueur.

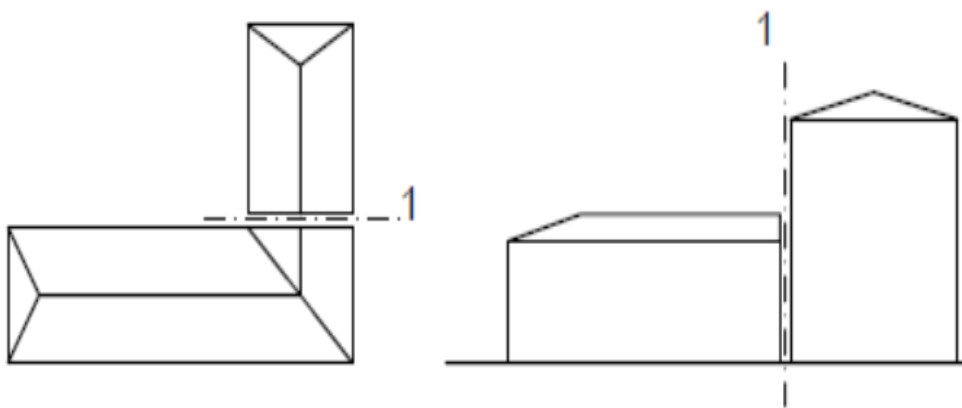


Figure I.2 : Séparation d'un bâtiment en blocs indépendants par un joint de rupture

La conception et le dimensionnement des structures de bâtiment doivent prendre en compte la position de ces joints et notamment leur influence sur l'analyse et le

comportement global de la structure. Ces joints doivent être étudiés pour absorber l'amplitude prévisible des déplacements horizontaux et/ou verticaux.

La position, la conception et le dimensionnement des contreventements verticaux et horizontaux doivent être compatibles avec la position de ces joints. La position des contreventements ne doit pas entraver les mouvements pour lesquels les joints ont été prévus. Chaque partie distincte d'un bâtiment doit être adéquatement contreventée.

I.2.2.Effets des variations de température :

Lors de l'évaluation des variations de température, il est important de faire la distinction entre ossatures métalliques intérieures et extérieures. Ces derniers sont généralement soumis à de plus grandes variations que les structures intérieures. Mais en pratique, la dilatation est toujours partiellement soit bloquée ou soit absorbée par les jeux d'assemblage de la structure et les mouvements sont en réalité légèrement plus faibles.

Ces mouvements thermiques peuvent provoquer :

- L'endommagement des appuis, y compris la fissuration, voire l'instabilité, des murs porteurs de longues poutres ou de treillis ;
- La ruine des assemblages ;
- Des efforts internes importants, plus particulièrement dans les structures hyperstatiques.

I.2.3. Conception et calcul des bâtiments industriels courants en acier :

Dans les bâtiments industriels courants en acier, la stabilité transversale est généralement assurée par un système de portique, tandis que la stabilité longitudinale est assurée par un contreventement vertical.

La longueur d'un bâtiment ou d'une halle au-delà de laquelle des joints de dilatation sont recommandés varie selon les pays (climat) et de la conception des façades et des cloisons intérieures, elle se situe entre 40 et 60 mètres. Même au-delà de ces longueurs, les règles de l'art permettent d'omettre les joints de dilatation si les éléments principaux tels que pannes, poutres et chemins de roulement sont calculés pour résister aux contraintes dues aux effets de la dilatation.

I .2.4. Notions élémentaires pour la conception :

I .2.4.1. Vue d'ensemble des composants :

Un portique à faible pente constitue la forme la plus courante d'ossatures, toutefois d'autres formes structurales sont utilisées comme par exemple des structures à poutre treillis et des structures constituées de poutre et de poteaux.

Les dimensions indiquées sont simplement données à titre indicatif, étant donné qu'il est possible de concevoir de façon économique un éventail très large de hauteurs et de portées. Pour les grands bâtiments, il est généralement plus économique de les diviser en travées de 20 à 30 m, à condition que la présence de poteaux intermédiaires ne nuise pas à l'exploitation du bâtiment. L'espacement des portiques est compris entre 4,5 et 10 m, un écart de 6 à 8 m étant le plus courant en cas d'utilisation d'un système de pannes, et un écart moindre lorsque l'enveloppe du bâtiment repose directement sur les portiques.

I .2.4.2. Principes structuraux pour les ossatures :

Comme c'est le cas pour n'importe quelle structure, il est impératif d'utiliser une méthode sûre pour transférer au sol les charges appliquées, par l'intermédiaire des fondations. Pour les bâtiments à un seul niveau, les principales charges, outre le poids de la structure elle-même, sont la neige et le vent, bien que dans certaines régions il faille également envisager les actions sismiques. Par ailleurs, pour certains bâtiments, les réseaux et équipements techniques et les finitions intérieures sont suspendus à l'ossature et aux éléments secondaires.

Dans certaines régions cependant, où le sol est connu comme ayant des qualités suffisantes, des pieds encastrés sont utilisés avec des poteaux constitués de profilés laminés à chaud, étant donné que la résistance en flexion est uniforme sur la hauteur du poteau.

Pour les charges horizontales qui agissent perpendiculairement aux ossatures principales, il est nécessaire de transmettre ces charges vers les files de rive et de prévoir un système de contreventement afin de les transférer ensuite aux fondations.

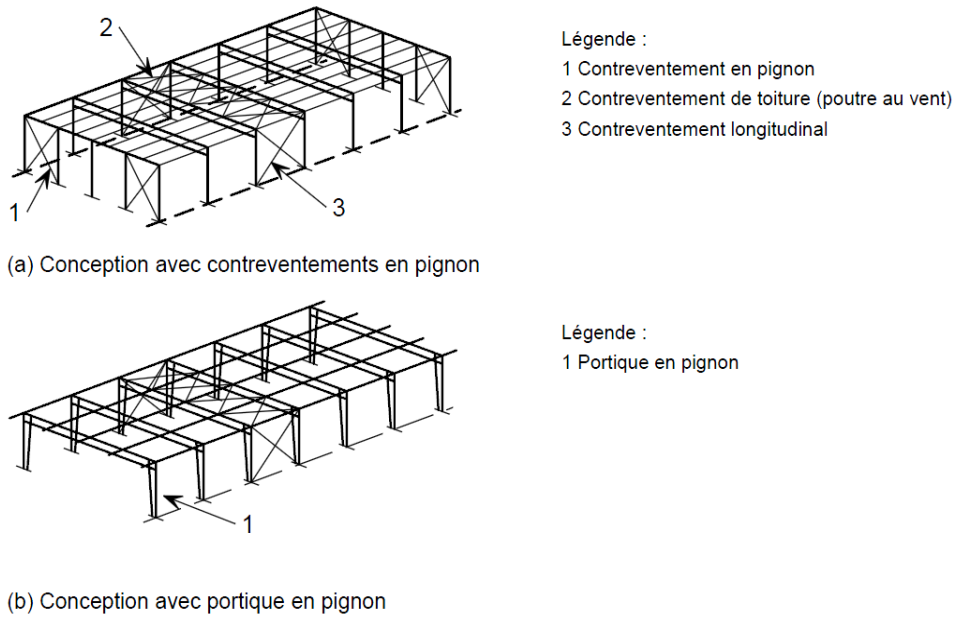


Figure I.3 : Dispositions constructives pour des bâtiments constitués de portiques

1.2.4.3 - Toitures avec ferme treillis :

Les solutions qui utilisent des fermes de toiture en treillis constituent une alternative intéressante à des portiques, tout particulièrement dans les cas où de grandes portées sont nécessaires. Dans les bâtiments industriels, les portées courantes vont de 12 à 35 m. Les fermes de toiture sont fabriquées en atelier puis transportées sur le chantier de construction, si possible d'un seul tenant. Il est possible de diviser en deux ou en plusieurs parties les composants les plus longs, pour les assembler sur site.

Comme dans le cas des portiques, plusieurs solutions dérivées existent pour répondre aux besoins particuliers du client ainsi qu'à la fonction et à l'apparence du bâtiment. La stabilité latérale nécessaire peut être assurée par des assemblages résistants en flexion entre la traverse en treillis et les poteaux, en prévoyant des poutres au vent dans le plan de la toiture ou en utilisant l'effet de diaphragme de la couverture (ces deux dernières options nécessitant un maintien approprié au niveau des pignons, à noter également que l'effet de diaphragme n'est pas accepté dans certains pays

1.2.4.4. Portiques :

Un portique est stable dans son propre plan, mais doit être contreventé pour en assurer la stabilité hors plan. Ceci se fait généralement au moyen d'un contreventement

(souvent composé d'éléments tubulaires) dans le plan de la toiture, entre les portiques externes. Idéalement, les nœuds de ce système de contreventement coïncident avec les assemblages du pignon. Les pannes supportent la couverture et les lisses supportent le bardage ; elles stabilisent également la structure en acier pour en empêcher l'instabilité latérale. Les éléments tubulaires ont l'avantage de pouvoir résister aussi bien à la traction qu'à la compression et d'améliorer la stabilité de la structure pendant le montage.

Il est cependant possible d'utiliser des cornières, voire même des câbles ou des plats lorsque le système peut être calculé uniquement pour des efforts de traction.

Le montage de la structure principale et des éléments secondaires, tels que les pannes par exemple, est généralement assuré par l'utilisation de grues mobiles. L'écartement entre les pannes est réduit dans les régions à plus forte charge de vent et de neige, et là où la stabilité de la traverse est exigée, par exemple à proximité du jarret ou du chéneau.

1.2.4.5. Choix d'un système de couverture :

a. Considération de conception :

Un grand nombre de facteurs entrent en ligne de compte lors la sélection d'un élément ou d'un système de toiture. Afin de satisfaire aux critères de conception de la toiture, il est essentiel de déterminer si les matériaux et le système sont adaptés pour une conception durable, à la situation du bâtiment et au climat environnant. Le coût est un facteur clé, mais il faut le considérer par rapport à la durée de vie totale des matériaux. Il convient également d'examiner d'autres critères tels que la réalisation des détails, l'entretien et la mise au rebut.

Les principaux facteurs à prendre en compte lors de la sélection de produits et de systèmes de toiture peuvent être résumés comme suit :

- assurer la fonction élémentaire de protection face aux intempéries ;
- être agréable d'un point de vue esthétique ;
- fournir une isolation thermique satisfaisant la directive sur la performance énergétique des bâtiments en utilisant des réglementations de construction nationales ;

- satisfaire aux règlements en vigueur en matière de protection incendie, lesquels ont tendance à varier d'un pays à l'autre ;
- satisfaire aux exigences nationales relatives aux charges de neige, de vent et aux autres charges d'exploitation ;
- permettre le passage de la lumière naturelle pour éclairer les espaces intérieurs ;
- satisfaire aux exigences acoustiques, lesquelles peuvent comprendre la réduction du bruit aérien au travers de la structure de la toiture ou le contrôle du bruit de réverbération dans les espaces intérieurs ;
- faire partie intégrante d'un système doté d'accessoires de ventilation et de protection face aux intempéries, inclure les ouvrages d'ouvertures tels que les exutoires de fumées, les cheminées, les lanterneaux, etc. afin d'en assurer l'intégrité totale ;
- être un produit durable, c'est-à-dire fabriqué de façon à minimiser l'impact sur l'environnement en réduisant les émissions de CO₂.

b. *Systèmes de panneau sandwich :*

Un panneau sandwich est constitué d'un parement extérieur et d'un parement intérieur qui sont collés à une mousse rigide en polyuréthane (PUR) ou en polyisocyanurate (PIR) selon un processus automatisé (Figure I.5). Les panneaux à âme en mousse dont la densité est typiquement de 45 kg/m³ sont légers. Ils sont en même temps hautement rigides, ce qui permet d'augmenter leur portée.

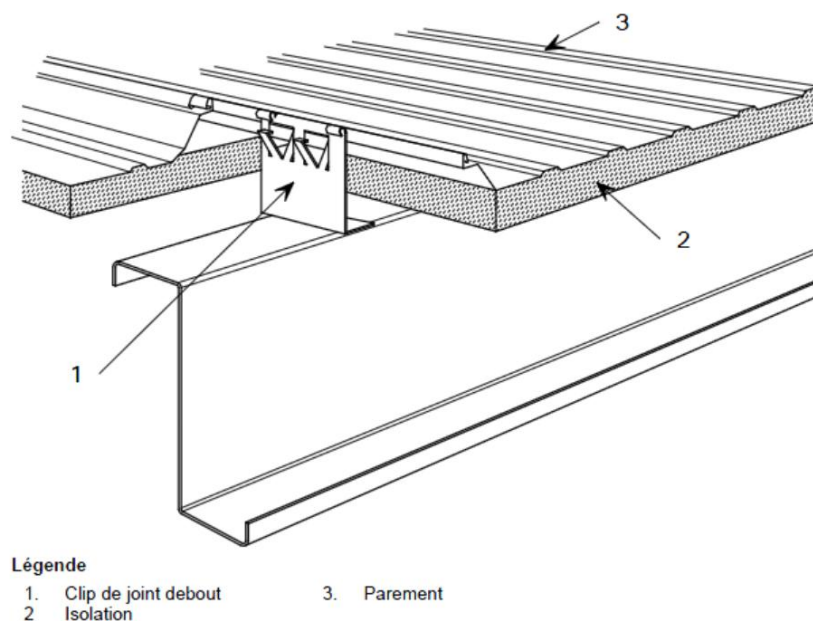


Figure I.4 : Panneau sandwich de toiture avec système de clips

La largeur des panneaux de toiture est standard et leur longueur est déterminée en fonction des besoins, ce qui permet un montage rapide sur chantier. La résistance au cisaillement résultant de l'adhérence entre les parements et l'âme. Cela permet de réduire le nombre de pannes nécessaires. Cette exigence peut être réduite davantage en sélectionnant des profils structuraux spécifiques pour les joints de panneaux.

Les fabricants de panneaux sandwich de toiture offrent toute une gamme de systèmes d'assemblage mâle-femelle en fonction de l'application et de la finition requise. En plus d'être étanches, les systèmes d'assemblage doivent être conçus pour minimiser les ponts thermiques et maximiser l'étanchéité à l'air. La plupart des détails d'assemblage incorporent de ce fait des bandes et des cordons d'étanchéité montés en usine afin d'assurer une bonne jonction sur toute la longueur du panneau. Des détails d'assemblages types sont illustrés à la Figure I.6.

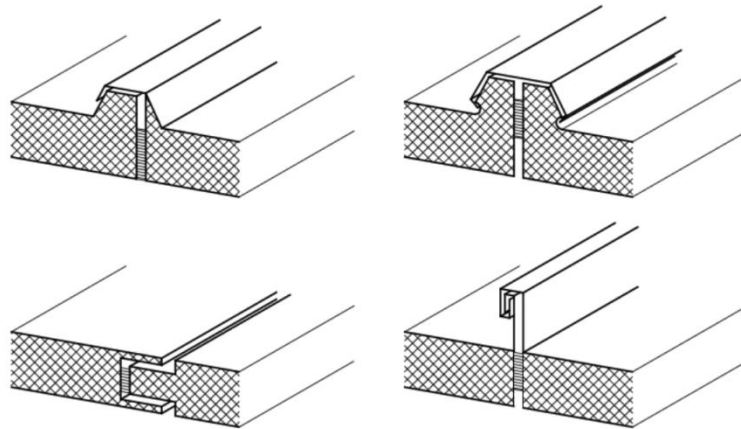


Figure I.5 : Détails types d'assemblages de panneaux de toiture sandwich

La plupart des systèmes sont cependant conçus de façon à ce que les liaisons d'extrémité soient réalisées sur chantier. Dans les assemblages d'extrémités, la peau extérieure profilée chevauche l'élément inférieur de 100 mm à 300 mm, en fonction du système. Il est important que les deux surfaces vives en mousse soient assemblées l'une à l'autre et que des bandes d'étanchéité soient appliquées pour maintenir la couche d'isolation et assurer un joint étanche à l'air et aux intempéries.

1.2.4.6 . Sélection du système d'enveloppe verticale pour les bâtiments à un seul niveau :

Le bardage est un des éléments de bâtiment le plus visible. Il est possible de choisir parmi une vaste gamme d'éléments métalliques de finitions, de profils divers et de maçonnerie ayant un aspect esthétiquement plaisant et avant-gardiste en termes de design.

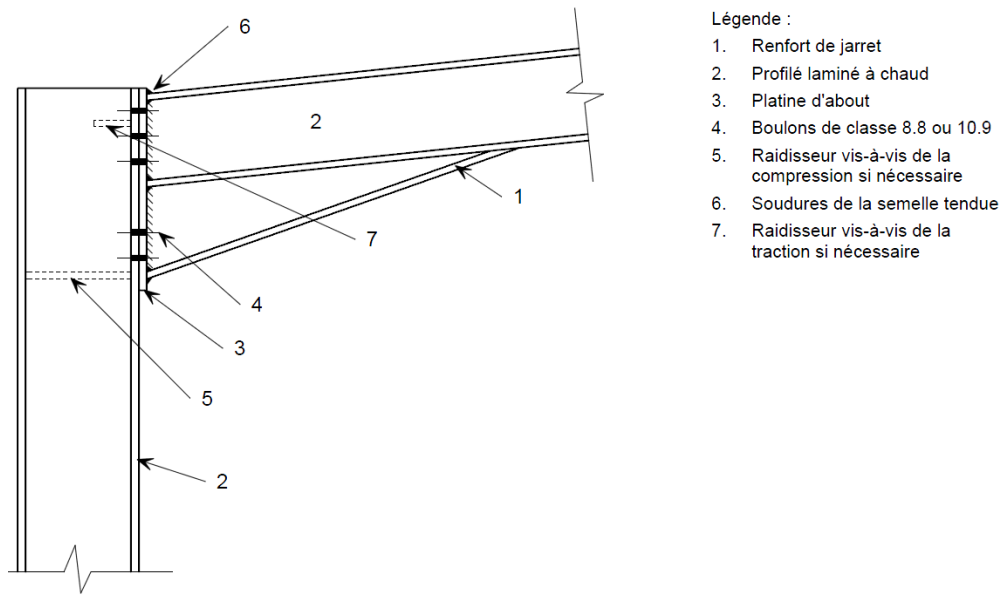
De nombreuses considérations doivent être prises en compte lors du choix d'un système ou d'une finition de façade. Le choix du matériau est aussi important que les critères de conception et de calcul du mur en lui-même. Il est crucial de déterminer si le matériau est suffisamment durable compte tenu de la situation et du climat environnant. Le coût est un facteur clé, mais il devrait être abordé en tenant compte de la durée de vie totale du bâtiment. Il convient également d'étudier d'autres questions telles que la réalisation des détails, de l'entretien et de la déconstruction.

Les principaux facteurs pris en considération lors de la sélection des produits ou des systèmes de façade peuvent être résumés comme suit :

- assurer les fonctions élémentaires de protection vis-à-vis des intempéries et de l'intégrité structurale ;
- être suffisamment résistants et rigides pour pouvoir résister aux effets d'un impact et prévenir les dommages dus aux charges de vent ;
- faire en sorte que les exigences relatives à l'isolation thermique soient satisfaites. ;
- pouvoir répondre aux exigences acoustiques ;
- pouvoir satisfaire aux règlements en vigueur en matière de lutte contre les incendies, (ces règlements varient d'un pays à l'autre).

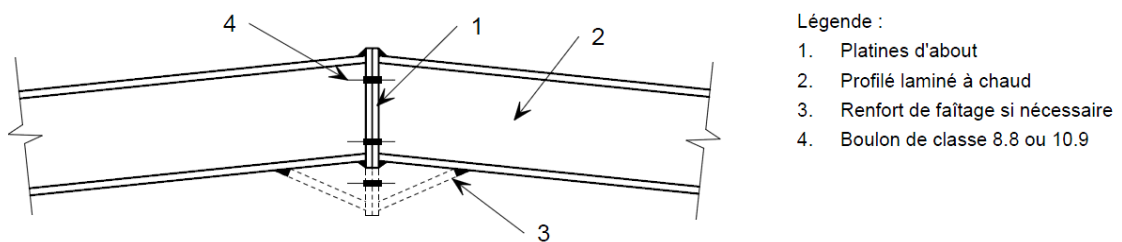
1.2.4.7 . Assemblages :

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faîtage et du pied de poteau. Pour les assemblages de jarret, les plus utilisés sont des assemblages boulonnés qui assurent la continuité avec la traverse, laquelle est dotée de platines d'about, comme le montre la **Figure I.6**. Dans certains cas, le poteau avec le renfort de jarret de la traverse est fabriqué comme formant un tout et le profilé de la traverse, à hauteur constante, est assemblé au moyen d'un joint de continuité boulonné.



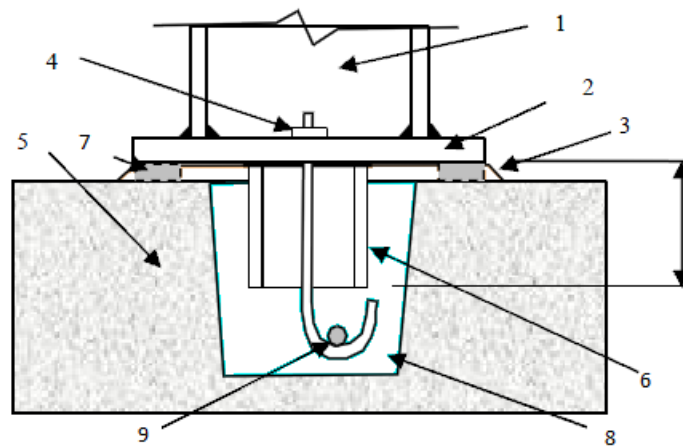
- Légende :
- 1. Renfort de jarret
 - 2. Profilé laminé à chaud
 - 3. Platine d'about
 - 4. Boulons de classe 8.8 ou 10.9
 - 5. Raidisseur vis-à-vis de la compression si nécessaire
 - 6. Soudures de la semelle tendue
 - 7. Raidisseur vis-à-vis de la traction si nécessaire

Figure I.6: Assemblage typique de jarret dans un portique



- Légende :
- 1. Platinas d'about
 - 2. Profilé laminé à chaud
 - 3. Renfort de faitage si nécessaire
 - 4. Boulon de classe 8.8 ou 10.9

Figure I.7: Assemblage typique de faitage dans un portique



- Légende :
- 1. Poteau en I
 - 2. Plaque d'assise
 - 3. Scellement, rempli de mortier de calage
 - 4. Boulon d'ancrage
 - 5. Fondation en béton
 - 6. Bêche de cisaillement en I
 - 7. Plaque de positionnement/nivellement en acier
 - 8. Cavité à remplir de béton sans retrait ou de mortier après avoir positionné le poteau
 - 9. Fondation en béton

Figure I.8: Pied de poteau avec bêche de cisaillement

I.2. Protection de la structure :

Les structures en acier doivent être conçues de manière à être protégées de la corrosion et de haute température, en fonction du type d'action affectant leur durabilité et leur durée de vie.

I.2.1. Protection vis-à-vis la corrosion :

La protection contre la corrosion constitue un objet d'étude incontournable dans la réalisation d'un ouvrage en charpente métallique. Les composants en acier ordinaire, contrairement à ceux constitués d'autres matériaux de construction, ne comportent que rarement des surfaces laissées à l'état brut. Pour garantir la durabilité et par la même occasion pour améliorer l'aspect de la surface des structures en aciers, les Architectes et les ingénieurs optent souvent pour un système alliant protection et couleur.

I.2.2. Influence sur la conception

Au stade de la conception du projet, il est nécessaire de veiller à assurer une durabilité adéquate de la structure. Les aspects les plus importants à prendre en compte sont listés ci-dessous :

1. Il est recommandé de choisir des éléments structuraux de forme simple et d'éviter une complexité excessive. Le transport, la manutention et les procédures de montage de la structure ne doivent pas altérer l'efficacité des méthodes de protection.

2. Réduire au minimum le contact entre les surfaces en acier et l'eau ou la poussière
Eviter la formation de flaques d'eau, faciliter son évacuation et empêcher son écoulement sur les joints d'étanchéité

Eviter la formation de cavités et de crevasses où l'eau peut être retenue

Pour les intérieurs accessibles, une ventilation et un drainage adéquats doivent être prévus.

Les intérieurs inaccessibles doivent être scellés afin de ne permettre aucun accès à l'air et à l'humidité. Une épaisseur supplémentaire peut être prévue afin de compenser les effets de la corrosion au cours de la durée de vie prévue de la structure.

3. Empêcher, si possible, la formation de couples galvaniques (joints bimétalliques) ou isoler les surfaces métalliques.

4. Les éléments devant être galvanisés doivent être conçus de façon à assurer un mouillage adéquat de toutes les surfaces. Les profils creux doivent se remplir rapidement

de zinc fondu. Les gaz doivent être évacués et le zinc complètement drainé afin de pouvoir appliquer un revêtement continu et uniforme.

5. Un accès doit être prévu pour une pulvérisation correcte de la peinture et de la protection métallique.

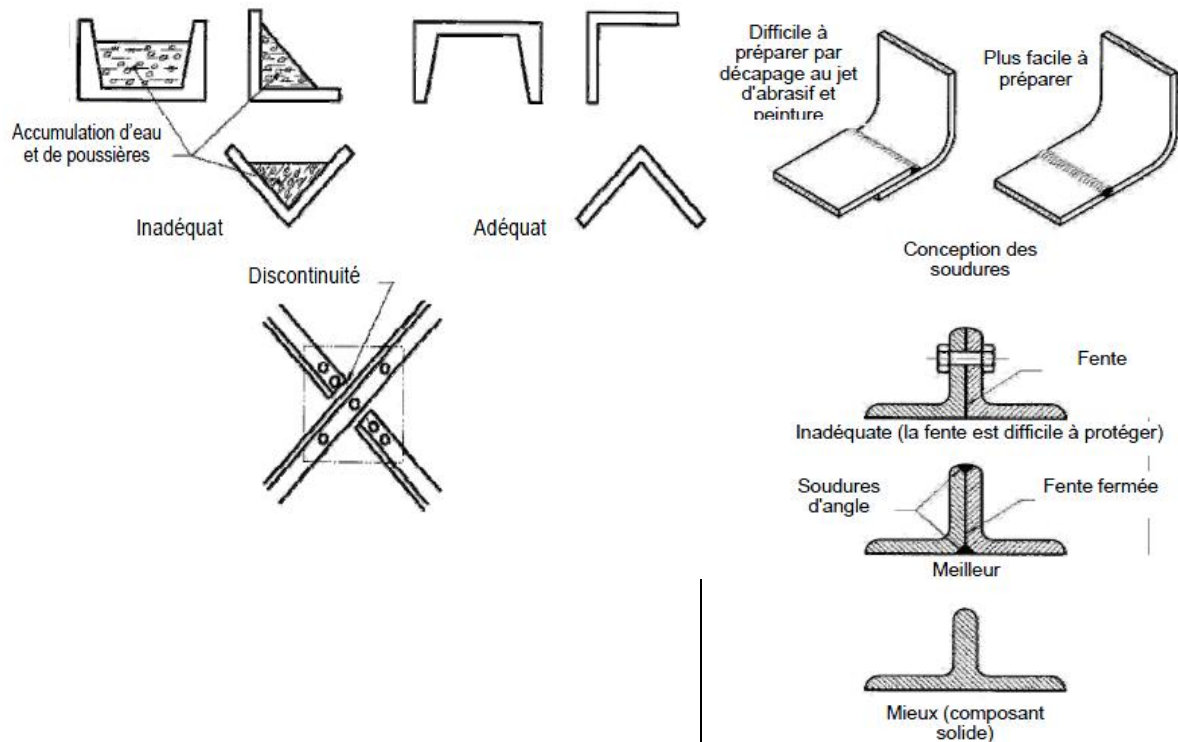


Figure 5.1 Exemples de moyens permettant d'éviter une accumulation d'eau et de poussières (Source : EN ISO 12944-3)

Figure 5.2 Traitement de la soudure et de la fente. Source : EN ISO 12944 PART 3

I.2.3 Choix du système de protection :

De manière générale, les paramètres essentiels à considérer pour le choix d'un système de protection sont les suivants :

- Structures protégées ou exposées aux intempéries ;
- Agressivité du milieu (pollution de l'air, pluies acides) ;
- Durées de service prévues (ouvrages provisoires ou définitifs) ;
- Entretien (facilité d'accès) ;
- Aspect, esthétique (structure visible, valeur architecturale) ;
- Coût.

La protection contre la corrosion d'une charpente métallique peut être obtenue soit par un revêtement anticorrosion, soit par l'emploi d'acier inoxydable.

1.2.2.1. Protection par revêtement :

Il existe une très grande variété de techniques et de produits visant à assurer la protection des surfaces des éléments en acier (SZS B3). Il n'est pas possible d'en dresser ici une liste exhaustive et nous nous limitons à la présentation de quelques concepts fondamentaux. Sans entrer dans les détails, on peut classer en deux catégories les procédés de protection de surface des charpentes métalliques. Ces deux catégories, qui peuvent conduire à deux conceptions très différentes des détails de construction et parfois même de la structure porteuse, sont les suivant :

- Les revêtements protecteurs appliqués par peinture.
- Les revêtements protecteurs appliqués par trempage (zingage à chaud).

Une brève description de ces deux techniques permet de comprendre les incidences qu'elles ont sur les différentes phases de la réalisation d'une charpente métallique.

a. Peinture :

Le traitement débute par une phase de nettoyage (décapage par projection) des éléments de charpente. En effet, l'adhérence de la couche de fond n'est garantie que par une application sur une surface propre exempte de calamine, de rouille ou de traces de graisse. Cette phase porte le nom de grenailage lorsqu'il s'agit de projection de particules minérales fortement abrasives. Suite à ce prétraitement, les couches de revêtement sont appliquées par giclage au moyen d'un pistolet ou au travers d'un tunnel de peinture.

Ce procédé de protection est peu influencé par la taille des éléments. Par contre, les détails de construction doivent être conçus de façon à ce que chaque endroit exposé à l'air ambiant puisse être traité correctement.

b. Zingage à chaud :

De traitement, qui ne peut être appliqué qu'en zinguerie, débute par un décapage chimique effectué par un trempage des pièces de charpente dans un bain d'acide. Le

revêtement métallique est ensuite appliqué par immersion complète de l'élément dans un bain de zinc en fusion. Ce revêtement métallique constitue la protection de l'acier contre la corrosion. Selon la durée de protection et l'aspect souhaités, une couche de finition appliquée par peinture peut parachever le traitement.

Ce procédé permet de traiter des endroits difficiles d'accès tel que les joints de montage exclusivement boulonnés.

I.2.2. Protection au feu :

Lors du développement d'un incendie, la température due à la combustion des matériaux d'éléments porteurs. ces éléments vont être capables de résister à ces températures élevées pendant une période limitée qui s'appelle la résistance au feu (durée en minutes).

I.2.2.1 Résistance au feu :

La résistance au feu est le plus souvent déterminée par le critère de portance (déformation encore acceptables). Elle peut être obtenue soit expérimentalement, soit au moyen d'une approche théorique, soit encore par analogie avec un élément jugé équivalent dont on connaît déjà la résistance au feu. Une évaluation théorique de la résistance au feu doit être basée sur deux notions fondamentales :

- La température critique de l'élément considéré (température à laquelle l'effondrement se produit) ;
- Le temps d'échauffement nécessaire pour atteindre cette température critique. ;
- L'effondrement d'éléments porteurs en acier, survenant après augmentation de température, peut être provoqué par trois causes ;
- Perte de rigidité (diminution du module d'élasticité E) ;
- Perde de résistance (diminution de la limite d'élasticités f_y) ;
- Dilatation.

La perte de rigidité diminue la marge de sécurité par rapport à une ruine par instabilité de la structure et engendre des déformations excessives. la perte de résistance dépend du système statique, de la température critique, de la nuance d'acier, du taux de contraintes, des conditions de liaisons et de type de profile. A titre d'exemple, la

température critique, en cas d'acier doux (S235 ou S355), se situe aux environs de 470°C pour les poutres et les poteaux isostatiques et aux alentours de 550°C pour les poutres hyperstatique.

Toute structure peut atteindre certains niveaux de résistance au feu selon les matériaux utilisés, les taux de charge appliqués, les types d'assemblage choisis...etc.les structures métalliques non protégées atteignent des valeurs de résistance au feu de 15 min pour certains cas particulier ; elles nécessitent souvent une protection adéquate contre l'incendie.

Présentation de la Structure et Matériaux

II. 1. Description du projet :

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier une salle de sport en charpente métallique. Elle fait partie d'un grand projet de réalisation d'un centre de regroupement et de préparation sportive dans différentes disciplines individuelles et collectives. Cet ambitieux projet, d'un coût de 50 millions de dinars, sera implanté au plateau de Lella Setti surplombant la ville de Tlemcen à une altitude de 1000 mètres. Le projet rentre dans le cadre de l'actuel plan quinquennal (selon la Direction de la Jeunesse et des Sports de la Wilaya)



Figure II.1 : Vue en perspective du complexe sportif

Notre salle de sport est un bâtiment à un seul niveau, un seul lef et un seul versant. Ces dimensions en plan sont de $45 \times 25 \text{ m}^2$ avec une hauteur globale de 12 m.

La structure porteuse du bâtiment est conçue en charpente métallique, sa toiture est en panneau sandwich. L'enveloppe supérieure est assurée par un mur rideau en verre, la partie inférieure est prévue en bardage avec des éléments décoratifs en plâtre.



Figure II.2 : Vue en perspective du projet

II. 2. Localisation et données concernant le site :

Notre projet est une salle de sport, implantée à Lella Setti wilaya de Tlemcen dont :

- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 2,5$ bars (rapport du sol)
- Altitude = 1000 m
- Le site est classé dans la zone sismique I suivant le règlement parasismique algérien **RPA 99/ version 2003**



Figure II.3 : Localisation du projet

II. 3. Présentation fonctionnelle du projet :

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.

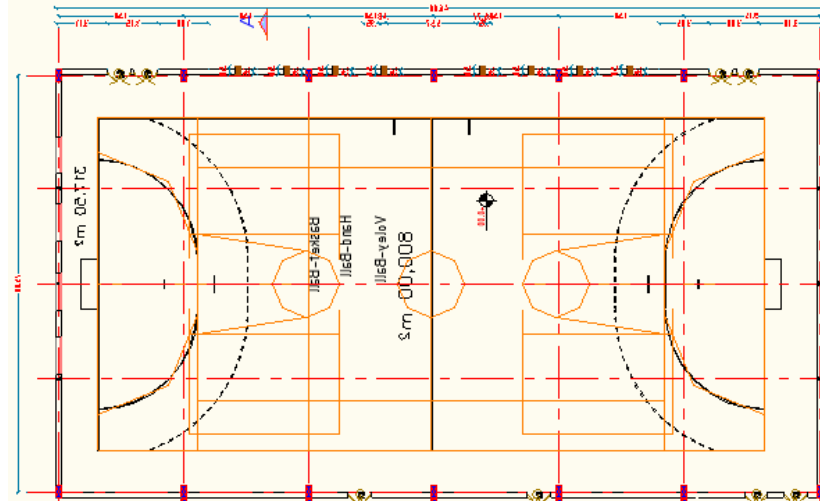


Figure II.4 : la salle de sport R.D.C

II. 3. 1. Démarche conceptuelle

a. La conception architecturale

Les choix architecturaux et structuraux ont été guidés par le souci de répondre aux besoins des clients voulant pratiquer des activités sportives :

- Qualité de la lumière, naturelle ou artificielle, grâce à des ouvertures présentes sur la façade
- Qualité acoustique assurée par l'épaisseur des planchers.
- Possibilité d'avoir une grande ouverture de la salle « cours collectif » vers l'extérieur.

b. La conception structurelle

Le choix d'une conception doit :

- être économique ;
- être réalisable ;
- assurer la stabilité d'ensemble de la structure.

Et les dimensionnements doivent être :

- Economique ;
- Capable de résister aux efforts maxi ;
- Capable de se déplacer dans les tolérances admissibles.

II. 3. 2. Conception de la structure en charpente métallique

II. 3. 2. 1. Portiques

Les traverses des portiques sont rectilignes avec une toiture en voute. Les portiques sont capables de résister aux charges verticales et horizontales agissant dans leur plan. Ces charges provoquent des sollicitations de flexion, effort axial et effort tranchant.

L'espacement des portiques est imposé par le bardage qui repose sur des appuis tous les 7 mètres, un espacement des portiques de 7,5m est retenu.

II. 3. 2. 2. La toiture métallique

La couverture métallique constituée d'un panneau sandwich (tôle Genus+ matière isolante) supportée par une structure métallique.

II. 3. 2. 3. Assemblages

Si toutes les liaisons sont articulées, le système est instable car il ne peut pas équilibrer les charges, et des déplacements peuvent augmenter sans faire intervenir la résistance des barres. C'est la raison pour laquelle, on prévoit des articulations aux liaisons poutre-poteaux, et des encastremets

On place des « jarrets » aux extrémités des traverses liées aux poteaux car :

- Les moments de flexion sont les plus élevés dans cette zone ;
- L'assemblage est plus facile à réaliser, en augmentant ainsi la hauteur de section liée au poteau on augmente le moment résistant.

II.3.2.4. Contreventements

Les contreventements sont des systèmes qui font descendre les charges horizontales jusqu'aux fondations. Les ensembles « contreventements de versants et palées de stabilité » sont des systèmes articulés se comportant comme des poutres treillis. Ils sont donc employés afin de résister aux charges agissant perpendiculairement au plan des portiques.

Les diagonales sont des cornières. On ne prend en compte que les diagonales tendues car celles qui sont comprimées ont comparativement très peu de résistance, à cause du flambement. Selon le sens des forces horizontales, c'est l'une ou l'autre des deux branches de chaque croix qui est tendue.

II. 3. 2. 5. Montage

Les poteaux des portiques sont montés en premier. Les contreventements sont assemblés sur les traverses au sol. L'ensemble est levé et assemblé sur les poteaux. L'avantage de cette méthode est d'établir immédiatement une stabilité du bâtiment.

II. 4. Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Types de règlement	Définition
CCM 97	Code de Construction Métallique version 1997
RPA 99	Règles Parasismiques Algériennes version 2003
RNV 99	Règles définissant les effets de la Neige et du Vent
BAEL 91	Béton Armé aux Etats Limites
DTR BC 2.2	Charges et Surcharges

Tableau II.1 : Règlements techniques utilisés

II. 5. Matériaux utilisés

II. 5. 1. Acier

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

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I.2 : Valeurs nominales de f_y et f_u

L'acier utilisé est de nuance Fe 360. ces caractéristiques sont :

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$.
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ m/°C
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa.

III.1. Descentes des charges

III.1.1. Introduction

La vocation essentielle de toute construction métallique est de résister à son poids propre (structure porteuse et éléments non porteurs) et aux surcharges d'exploitations (équipement, foule de personne...). En plus, chaque ouvrage est sollicité aux surcharges climatiques (neige, vent et température) et aux actions accidentelles.

III.1.2. Charges permanentes

Les charges permanentes (notées **G** dans la réglementation) comprennent toutes les charges inamovibles qui, de par leur nature, sont appliquées de manière définitive sur le plancher considéré.

Le poids propre de la structure porteuse à considérer tant pour la vérification de l'aptitude au service que de la sécurité structurale se base sur la valeur moyenne G_m obtenue à partir des dimensions théoriques de la structure. Les charges volumiques moyennes de principaux matériaux de construction

La toiture en Panneau Sandwich	15,70 kg/m ² .
Le verre	30 Kg/m ² .
Bardage	122,5 Kg/ml

III.1.3. Charges d'exploitations

Les charges d'exploitation (notées **Q** dans la réglementation) sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation. En pratique, toutefois, certains équipements fixes légers peuvent être inclus dans les valeurs fixées pour

les charges d'exploitation La charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2). On considère dans l'étude de notre structure, une charge de **1 KN** appliquée sur une surface de **10 m²**.

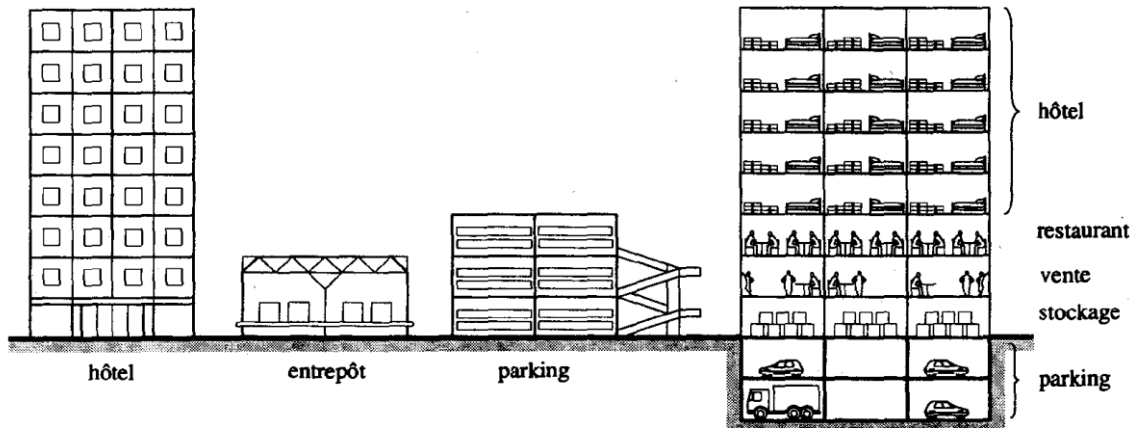


Figure III. 1 : Surcharges d'exploitation dans un bâtiment

III.1.4. Les charges climatiques

III.1.4.1. La Neige S_n

La neige entraîne une charge statique dirigée verticalement. Elle varie en fonction des régions et de l'altitude

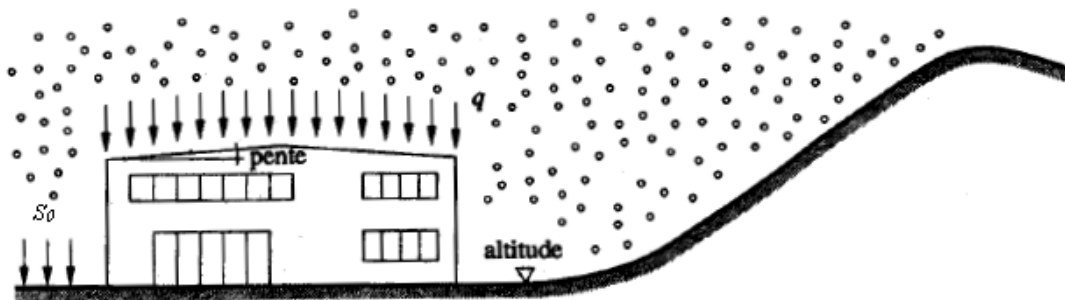


Figure III. 2 : Action due à la neige

III.1.4.2. Le Vent W

Le vent a une action complexe sur les structures. Il entraîne des effets statiques dépressions et sur pression sur les éléments extérieurs de la structure, mais aussi des effets dynamiques qui peuvent se traduire par un phénomène de résonance.

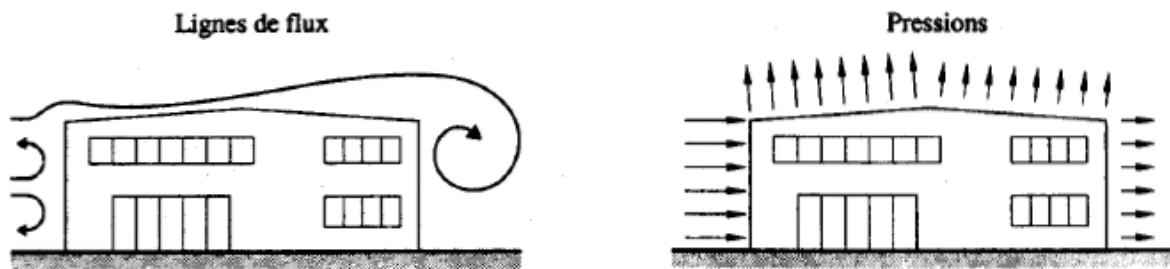


Figure III.3 : Action due au vent.

III.1.5. Les charges particulières

Une structure peut être soumise à d'autre type de charge comme :

- **Les charges thermiques** : Elles sont liées aux variations de température. Exemple : un tablier de pont peut varier de plusieurs dizaine de centimètres quand il se dilate et se contracte.

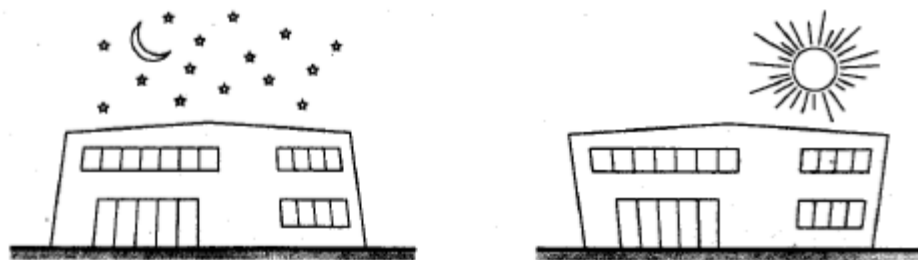


Figure III.4 : Actions due à la température.

- **Les charges sismiques** : Elles sont générées par les tremblements de terres.

III.2. Evaluation des charges climatiques

III.2.1. Neige

La valeur de la surcharge due à la neige sur les constructions dépend :

- De la région où est située la construction ;
- De l'altitude de construction ;
- De la forme de la toiture ;
- De la répartition par le vent de la neige sur la toiture.

Notre projet se trouve à une altitude de 1000m.

III.2.1.1. Calcul des charges de la neige :

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige ;
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

La salle de sport étudiée est située à Lella Setti, wilaya de Tlemcen, qui correspond à la zone A selon la classification de **RNV99**.

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré.

$$S_k = \frac{0.07 \times (H+15)}{100}$$

Avec $H=1000\text{m}$

$$S_k = 0.85 \text{ kN/m}^2$$

L'angle de la toiture étant 6.84°

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \longleftrightarrow \quad \mu = 0,8$$

Par projection horizontale:

$$S = \mu \cdot S_k$$

$$S = 0.8 \times 0.85.$$

$$S = 0.68 \text{ kN/m}^2.$$

Suivant rampant:

$$S = 0.68 \cos(6.84^\circ) = 0.67 \text{ kN/m}^2.$$

III.2.2. Le vent

III.2.2.1. Introduction

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

III.2.2.2. Données relatives au site

- Catégorie de construction **I** ;
- Site aux alentours des plateaux: $C_T=1.15$;
- Zone de vent **I** ;
- $q_{\text{réf}}=37.5 \text{ daN/m}^2$;
- $V_{\text{réf}}= 25 \text{ m/s}$;
- Catégorie de terrain **III** ;
- $K_T = 0.22$ (facteur de terrain) ;
- $Z_0 = 0.3 \text{ m}$ (paramètre de rugosité) ;
- $Z_{\text{min}}= 8\text{m}$ (hauteur minimale) ;
- $\xi = 0.37$.

III.2.2.3. Force résultante du vent

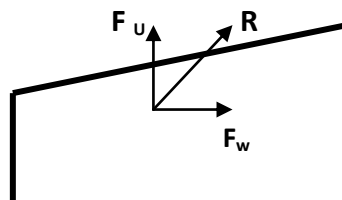


Figure IV.1 : Force résultante R

- F_W est la force globale horizontale qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- F_U est la force de soulèvement qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

$$R = \sum(q_j \times S_j) + \sum(F_{frj}) \quad [N]$$

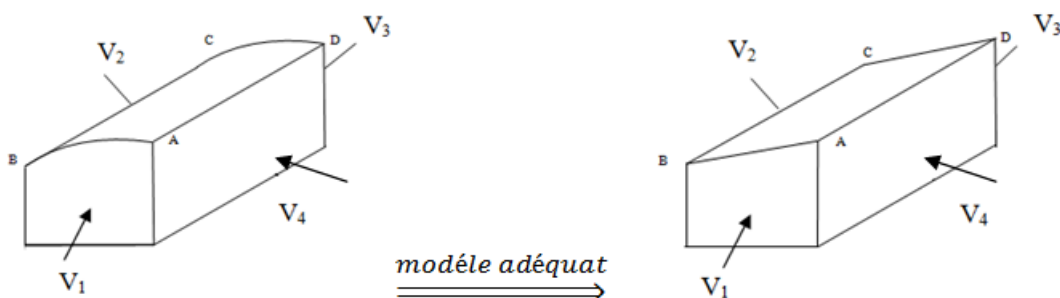
Avec :

- \sum (désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
- q_j (en N/m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction **RNV99**) ;
- S_j (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j ;
- F_{frj} (en N) désigne les forces de frottement éventuelles.

Selon le règlement **RNV 99**, le calcul doit être effectué, séparément, pour chaque parois, en prenant en compte un effet du vent perpendiculaire à celles-ci.

Les directions sont comme suit :

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la **façade AB** ;
- La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la **façade BC** ;
- La direction **V3** du vent : perpendiculaire à la **façade CD** ;
- La direction **V4** du vent : perpendiculaire à la **façade AD**.



III.2.2.4. Calcul de la pression due au vent

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad [N/m^2].$$

C_d : le coefficient dynamique de la construction

W : (en N/m^2) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

III.2.2.5. Détermination du coefficient dynamique C_d

C_d est donné en fonction des dimensions il est déterminé à l'aide des abaques trouvés dans le **RNV 99** en fonction de b (m) et h en (m):

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction ;
- h (en m) qui désigne la hauteur total de la construction.

$$V1 \rightarrow C_d=0.93$$

$$V2 \rightarrow C_d=0.89$$

$$V3 \rightarrow C_d=0.93$$

$$V4 \rightarrow C_d=0.90$$

Puisque le coefficient dynamique C_d est inférieur à **1.2** dans les quatre directions du vent, on conclut que notre salle de sport est peu sensible aux excitations dynamiques.

III.2.2.6. Détermination du $W(z_j)$

$$W(z_j) = q(Z_j)_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

- q_{dyn} : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j ;
- C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure ;
- C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

a) Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique $q(Z_j)_{dyn}$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

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

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}.$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

b) Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

Avec :

- $C_t(z)$: le coefficient de topographie ;
- $C_r(z)$: le coefficient de rugosité ;
- K_T : facteur de terrain.

c. Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r(Z) = K_T * \text{Ln} \left(\frac{Z}{z_0} \right) & \text{pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = K_T * \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) & \text{pour } Z < Z_{\min} \end{array} \right.$$

d. Le coefficient de topographie

Site aux alentours des plateaux $\longrightarrow C_t(z) = 1.15$

Catégorie de terrain	K_T	z_0	z_{\min}	ξ
III	0.22	0.3	8	0,37

Tableau III.1 : Définition de catégorie de terrain

$Z_j(m)$	C_e	$q_{\text{dyn}}(\text{daN} / \text{m}^2)$
1.5	1.96	735
4.5	1.96	735
7.5	1.96	735
10.5	2.19	821.25
12	2.27	851.25

Tableau III.2 : Coefficient dynamique pour les parois verticales les faces AB BC DC AD

	C_e	$q_{\text{dyn}}(\text{daN} / \text{m}^2)$
Toiture	2.27	851.25

Tableau III.3 : Coefficient dynamique pour la toiture

e. Calcul des coefficients de pressions

- Calcul des coefficients de pressions extérieures

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2 & C_{pe} = C_{pe.1} \\ \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 & C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \\ \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2 & C_{pe} = C_{pe.10} \end{array} \right.$$

S (m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

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

a. Calcul des coefficients de pressions intérieures

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

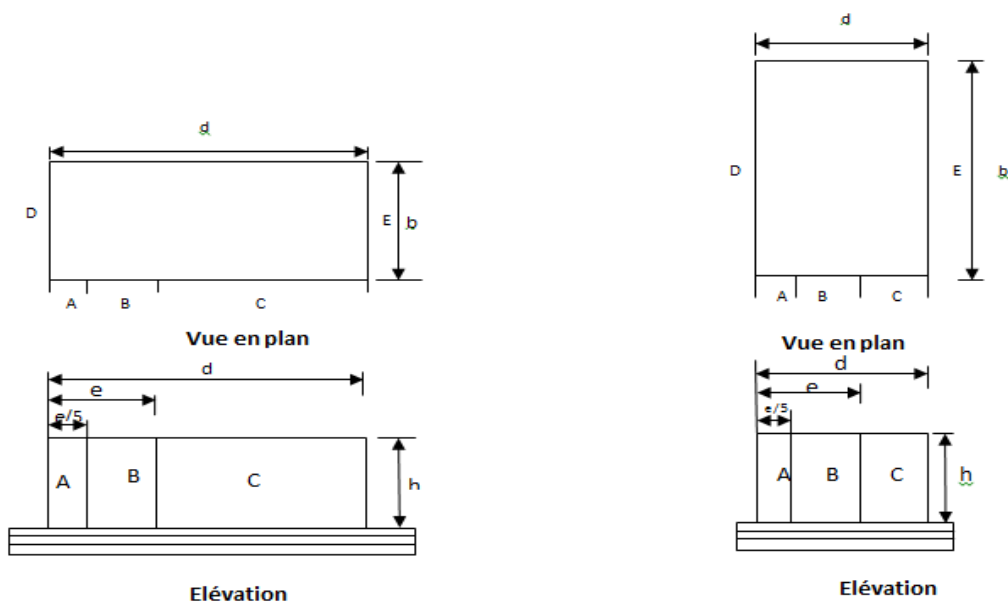
$$\mu_p = \frac{\text{Des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\text{Des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers lesquelles l'air peut circuler. On considère deux portes de dimensions (4x4) m² dans la face AD.

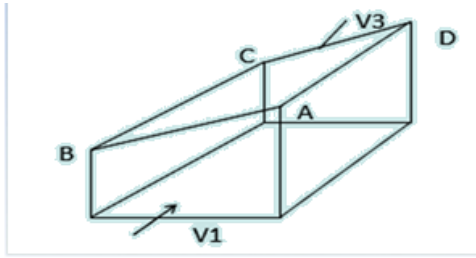
la face	μ_p	C_{pi}
AB	1	-0.5
BC	1	-0.5
CD	1	-0.5
AD	0	+0.8

Tableau III.4 : Coefficient de pression interieure pour les face AB, BC, CD, AD

a. Division des différentes parois verticales



FACES AB et CD



$e = \min [b, 2h] = \min [25, 2 \cdot 12]$ donc

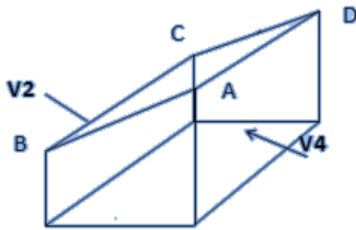
$e = 24\text{m}$

$b(\text{m}) = 25, d(\text{m}) = 46, h(\text{m}) = 12$

$d > e$ donc on a A et B et C

$$\begin{cases} A = e/5 = 4.8 \\ B = e - A = 19.2 \\ C = d - e = 22 \end{cases}$$

FACES BC et AD



$e = \min [b, 2h] = \min [46, 2 \cdot 12]$ donc

$e = 24\text{m}$ pour AD et $e = 18$ pour BC

$b(\text{m}) = 46, d(\text{m}) = 25, h(\text{m}) = 9$ pour BC

et $h(\text{m}) = 12$ pour AD

$d > e$ donc on a A et B et C

$$\begin{cases} \text{Pour AD} \\ \begin{cases} A = e/5 = 4.8 \\ B = e - A = 19.2 \\ C = d - e = 1 \end{cases} \\ \\ \text{Pour BC} \\ \begin{cases} A = e/5 = 3.6 \\ B = e - A = 14.4 \\ C = d - e = 7 \end{cases} \end{cases}$$

III .2.5 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales:

- FACE AB et CD:

Z_i (m)	q_{dyn} (daN / m ²)	C_d	C_{pi}	A		B		C		D		E	
				C_{pe}	q_j (daN / m ²)	C_{pe}	q_j (daN / m)	C_{pe}	q_j (daN / m)	C_{pe}	q_j (daN / m)	C_{pe}	q_j (daN / m ²)
1.5	73.5	0.93	-0.5	-1	-34.17	-0,8	-20.50	-0,5	-0.00	0,8	88.86	-0,3	13.67
4.5	73.5	0.93	-0.5	-1	-34.17	-0,8	-20.50	-0,5	-0.00	0,8	88.86	-0,3	13.67
7.5	73.5	0.93	-0.5	-1	-34.17	-0,8	-20.50	-0,5	-0.00	0,8	88.86	-0,3	13.67
10.5	82.12	0.93	-0.5	-1	-38.18	-0,8	-22.91	-0,5	-0.00	0,8	99.29	-0,3	15.27
12	85.12	0.93	-0.5	-1	-39.58	-0,8	-23.75	-0,5	-0.00	0,8	102.91	-0,3	15.83

Tableau.III.5 Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{1(AB)}$ du vent

- Face BC :

Z _i (m)	q _{dyn} (daN /m ²)	C _d	C _{pi}	A		B		C		D		E	
				C _{pe}	q _j (daN /m ²)	C _{pe}	q _j (daN /m ²)	C _{pe}	q _j (daN /m ²)	C _{pe}	q _j (daN /m ²)	C _{pe}	q _j (daN /m ²)
1.5	73.5	0.86	-0.5	-1	-31.60	-0,8	-18.96	-0,5	0.00	0,8	82.17	-0,3	12.64
4.5	73.5	0.86	-0.5	-1	-31.60	-0,8	-18.96	-0,5	0.00	0,8	82.17	-0,3	12.64
7.5	73.5	0.86	-0.5	-1	-31.60	-0,8	-18.96	-0,5	0.00	0,8	82.17	-0,3	12.64
9	82.12	0.86	-0.5	-1	-35.31	-0,8	-21.18	-0,5	0.00	0,8	91.81	-0,3	14.12

Tableau.III.6 : Pressions sur les parois verticales - Direction V_{BC(2)} du vent

• **FACE AD :**

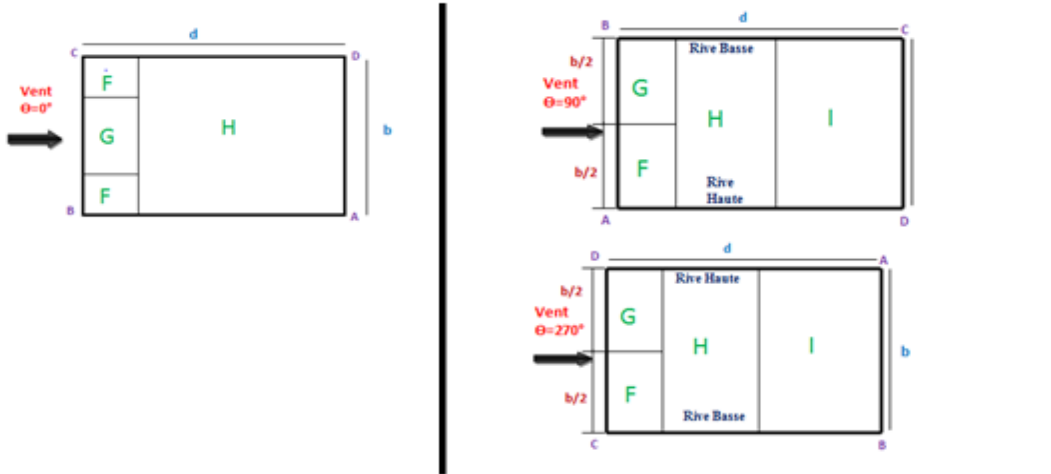
Z _i (m)	q _{dyn} (daN /m ²)	C _d	C _{pi}	A		B		C		D		E	
				C _{pe}	q _j (daN /m ²)	C _{pe}	q _j (daN /m ²)	C _{pe}	q _j (daN /m ²)	C _{pe}	q _j (daN /m ²)	C _{pe}	q _j (daN /m ²)
1.5	73.5	0.88	+0.8	-1	116.42	-0,8	-103.48	-0,5	-84.08	0,8	0.00	-0,3	-71.14
4.5	73.5	0.88	+0.8	-1	116.42	-0,8	-103.48	-0,5	-84.08	0,8	0.00	-0,3	-71.14
7.5	73.5	0.88	+0.8	-1	116.42	-0,8	-103.48	-0,5	-84.08	0,8	0.00	-0,3	-71.14
10.5	82.12	0.88	+0.8	-1	130.08	-0,8	-115.63	-0,5	-93.95	0,8	0.00	-0,3	-79.49
12	85.12	0.88	+0.8	-1	134.83	-0,8	-119.85	-0,5	-97.98	0,8	0.00	-0,3	-82.40

Tableau.III.7 : Pressions sur les parois verticales - Direction V_{4(AD)} du vent

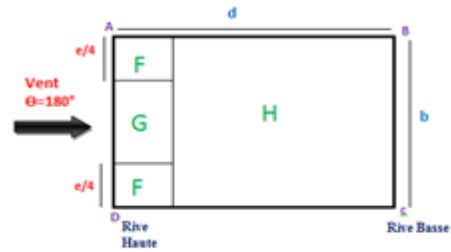
b. La division de la toiture

Toiture (0 °)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
24	46	25	12
e = min [b, 2h]		F ₁ =e/10	2.4
e = min [46, 2*12]		F ₂ =e/4	6
e = 24m		G=e/2	34
		H=d-(e/10)	22.6

Toiture (90°)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
24	25	46	12
e = min [b, 2h]		F=e/10	2.4
e=min[25, 2*12]		G=b/2	12.5
e = 24m		H=e/2	12
		H=d-(e/10)	34



Toiture (180°)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
24	46	25	12
e = min [b, 2h]		F ₁ =e/10	2.4
e=min [46, 2*12]		F ₂ =e/4	6
e=24		G=e/2	34
		H=d-(e/10)	22.6



IV.2.6 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur la toiture

Tableau.III.8 : Pressions sur la toiture – Différentes directions $V_{1(AB)}$, $V_{2(BC)}$, $V_{3(CD)}$ et $V_{4(AD)}$ du vent

Niveau	Z _i (m)	q _{dyn} (daN/m ²)	C _d	C _{pi}	F		G		H		I	
					C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)
AB	12	85.12	0.93	-0.5	-1,54	-82.32	-1,82	-104.49	-0,6	-11.08	-0.54	-31.66
BC	9	85.12	0.86	-0.5	-1.5	-73.20	-1.13	-46.12	-0,8	-29.28	/	/
CD	12	85.12	0.93	-0.5	-1.54	-82.33	-1,82	-104.49	-0,6	-11.08	-0.54	-31.66
AD	12	85.12	0,88	+0.8	-2.3	-232.22	-1,3	-157.31	-0,6	-121.35	/	/

III.2.7 Forces de frottement

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

$$\frac{d}{b} \geq 3 \text{ et ou } \frac{d}{h} \geq 3 .$$

III.2.7 Forces de frottement

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

$$\frac{d}{b} \geq 3 \text{ et ou } \frac{d}{h} \geq 3 .$$

- d : dimension de la construction parallèles au vent (en m);
- b : dimension de la construction perpendiculaire au vent (en m);
- h : hauteur de la construction (en m);

Vent perpendiculaire au long pan $V_{1(AB)}$ et $V_{3(CD)}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{46}{25} = 1.84 < 3 \\ \text{Et} \\ \frac{d}{h} = \frac{46}{12} = 3.83 > 3 \end{array} \right. \longrightarrow \text{calcul des forces de frottement.}$$

Vent perpendiculaire au pignon $V_{2(BC)}$ et $V_{4(AD)}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{25}{46} = 0.54 < 3 \\ \text{Et} \\ \frac{d}{h} = \frac{25}{12} = 2.08 < 3 \end{array} \right. \longrightarrow \text{calcul des forces de frottement.}$$

Donc, on calcule les forces de frottements pour les 2 sens perpendiculaire au long pan et pignon.

III.2.7.1 La force de frottement F_{fr}

$$F_{fr} = \sum ((q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad [N]$$

- j indique un élément de surface parallèle à la direction du vent;
- Z_j (en m) est la hauteur du centre de l'élément j;
- q_{dyn} (en N/m^2) est la pression dynamique du vent;

- $S_{fr,j}$ (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j;
- $C_{fr,j}$ est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

a. Coefficient de frottement :

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

b. L'aire de l'élément de surface :

$$S_{fr,j} = d \times h_j.$$

Vent face AB et CD :

La hauteur hi	$C_{fr,j}$	q_{dyn} (daN / m^2)	$S_{fr,j}(m^2)$	$F_{fr,j}(daN)$
1.5	0,01	73.5	69	50.72
4.5	0,01	73.5	207	152.14
7.5	0,01	73.5	345	253.57
10.5	0,01	82.12	483	396.63
12	0,01	85.12	552	469.86

Tableau.III.9 : Les forces de frottement des faces BC et AD

Vent face BC et AD :

La hauteur hi	$C_{fr,j}$	q_{dyn} (daN / m^2)	$S_{fr,j}(m^2)$	$F_{fr,j}(daN)$
1.5	0,01	73.5	37.5	27.56
4.5	0,01	73.5	112.5	82.68
7.5	0,01	73.5	187.5	137.81
10.5	0,01	82.12	262.5	215.56
12	0,01	85.12	300	255.36

Tableau III.10 : Les forces de frottement des faces AB et CD

c. Pour la toiture l'aire de l'élément de surface :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$$

$$S_{fr,j} = 1296.3 \text{ m}^2$$

Vent sur toiture :

Niveau	$C_{fr,j}$	q_{dyn} (daN / m^2)	$S_{fr,j}(m^2)$	$F_{fr,j}(daN)$
Toiture	0,01	85.12	1296.3	1103.41

Tableau III.11 : Les forces de frottements sur la toiture

III.2.8. Représentations graphiques des pressions du vent sur la structure

Etude des Eléments Secondaires

IV.1. Calcul de chéneaux et de la descente des eaux pluviales

IV.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau

Nous mettrons des descentes d'eau pluviales tous les : 15 m

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

Avec :

s : section transversale du chéneau en cm^2

S : surface couverte intéressant le chéneau en m^2

d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm

p : pente du chéneau

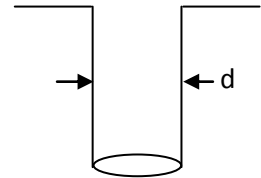


Figure IV.1 : Moignon cylindrique

Le périmètre "d" étant difficile à évoluer, on peut tirer la section de chéneau à partir d'un abaque en fonction de la pente du chéneau et de la surface des combles desservis en m^2 .

Un chéneau desservira une surface de comble de : $S=25*15 =375 \text{ m}^2$

La pente du chéneau : $p=0.12 \text{ mm/m}$.

L'abaque « Chéneau et descente d'eau » nous donnera une surface de chéneau sans naissance de : $s=650 \text{ cm}^2$

et un diamètre de descente d'eau de :

$d=21.8 \text{ cm}$ minimal .Nous prendrons un diamètre : $d=22 \text{ cm}$

IV.1.2 Montage de chéneau et de la descente des eaux pluviales :

La descente d'eau sera tenue par le poteau du fait qu'on a des portiques tous les 15.00 m

Le chéneau sera porté par le portique, la dernière panne viendra le coincer sur le nœud

traverse poteau :

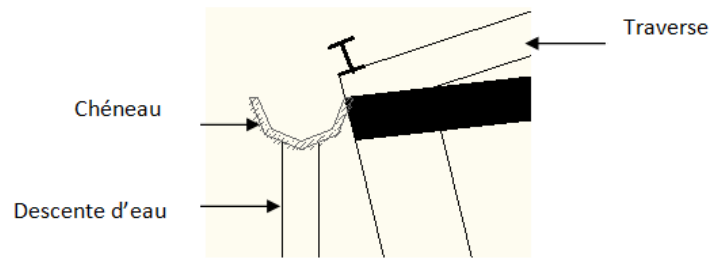


Figure IV.2 : La géométrie adoptée pour le chéneau

Remarque : Rempli d'eau le chéneau pèsera : $650 \times 10^{-3} \times 100 = 65 \text{ Kg/ml}$

VI.2. Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent). C'est une pièce réalisée en plat plié servant à fixer une panne sur une traverse de portique ou sur un arbalétrier.

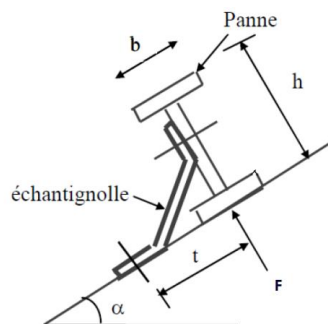


Figure IV.3 : assemblage ferme panne par le bied d'un échantignolle

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

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

Pour IPE 160:

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

$$b = 8.2 \text{ cm}$$

$$8.2 \leq t \leq 12.3$$

Soit $t = 10 \text{ cm}$



$$c = b = 5 \text{ cm}$$

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

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

$$M_r = F_z * c + F_y * h/2$$

VI.2.1. Efforts sollicitants à l'E.L.U

$$F_z = 1,35G_z + 1,5 W * l/2 = 1,35 (0,42) + 1,5 (-2,603) * 6/2 = -3,33 \text{ KN}$$

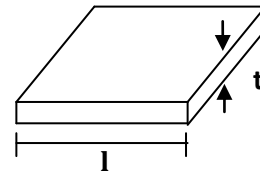
$$F_y = 1,35G_y * l/2 = 1,35 * 0,05 * 6/2 = 0,20 \text{ KN}$$

$$M_r = -3,33 * 0,05 + 0,20 * 0,08$$

$$M_r = -0,15 \text{ KN.m}$$

VI.2.2. Module de résistance de l'échantignole

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



Avec : l : la largeur de l'échantignole

$l = 31 \text{ cm}$ est calculée après avoir modélisé les membrures supérieures de la ferme par le logiciel SAP 2000 (L 150*150*12) $l = 15 + 15 + 1$

Avec l'épaisseur de gousset de 10 mm

VI.2.3. Epaisseur de l'échantignole « t »

VI.2.3.1. La condition de la contrainte

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{M_r}{W_{\text{ech}}} \leq f_y \iff f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M_r}{W_{\text{ech}}} \leq f_y \Rightarrow W_{\text{ech}} \geq \frac{M_r}{f_y} = \frac{15000 \text{ N.cm}}{23500 \text{ N/cm}^2} = 0,63 \text{ cm}^3$$

$$\text{Avec : } W_{\text{ech}} = \frac{lt^2}{6}$$

$$t_{\text{min}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,63}{l}} = 0,34 \text{ cm} = 34 \text{ mm}$$

↔ On prend un échantignole d'épaisseur $t = 34 \text{ mm}$

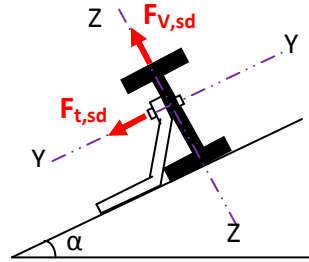
VI.3. Boulon d'attache

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

- $F_{V,sd}$: effort de cisaillement
- $F_{t,sd}$: effort de traction



$F_{V,sd}$ et $F_{t,sd}$ représentent F_z et F_y respectivement qui sont déjà calculé émanant.

- $F_{V,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement par boulon
- $F_{t,Rd}$: résistance de calcul à la traction par boulon

Prenons un boulon de classe 10.9 de caractéristiques suivantes :

- f_{ub} : 1000 N/mm²

1.25 Boulon sollicité en cisaillement

- γ_{Mb} =1.5 Boulon sollicité en traction

$F_{V,Rd}$ et $F_{t,Rd}$ sont donnés en fonction de l'aire de la section résistante « A_s » du boulon dans le tableau 65.3 page 113 [annexe] comme suit :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1,0 \times A_s}{1,25} = 0,4 A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1,0 \times A_s}{1,5} = 0,6 A_s$$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1 \iff \frac{3,33}{0,4 A_s} + \frac{0,2}{1,4 \times 0,6 A_s} \leq 1$$

$$A_{s,min} = 8,56 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\Phi 12$ d'une section résistante $A_s = 84,30 \text{ mm}^2$.

VI.3.1. Vérification de la section

Pour la précision, le règlement CCM97 impose d'autres vérifications qui sont :

$$1. \frac{F_{v,sd}}{F_{t,rd}} \leq 1$$

$$2. \frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} \leq 1$$

$$3. \frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} \leq 1$$

a. 1^{ère} vérification

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{t,rd}} = \frac{3.33}{0.6 \times 84.30} = 0.07 < 1$$

Condition. Vérifiée

b. 2^{ème} vérification

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} \leq 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

- $F_{b,Rd}$: résistance à la pression diamétrale
- $\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{1000}{360}; 1\right) = 1$
- d : diamètre du boulon ; $d=12$ mm
- t : épaisseur de l'échantignole ; $t= 12$ mm

D'où :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 10^3 \times 0.012 \times 0.012}{1.25} = 103.68 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} = \frac{3.33}{103.68} = 0.032 < 1$$

Condition. Vérifiée

c. 3^{ème} vérification

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} \leq 1$$

$B_{p,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou.

$$B_{p,rd} = \frac{0.6 \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec : d_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ; c.-à-d. celle de l'IPE 160

$d_p : t_w = 5$ mm

d_m : diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou $d_m = 12 \text{ mm}$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 0,012 \times 0,0053 \times 360 \times 10^3}{1,25} = 34,50 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} = \frac{0,2}{34,50} = 5,79 \times 10^{-3} < 1 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre $\Phi 12$.

IV.4 Les Pannes de Toiture

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.

IV.4.1 Matériau de couverture

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

- Caractéristiques physiques de la tôle de couverture
 - Poids propre de la tôle (Grenus 160,10/10 ème) : $P = 15,70 \text{ kg/m}^2$;
 - Limite de rupture : $f_u = 360 \text{ MPa}$;
 - Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ MPa}$;
 - Flèche admissible $\delta_{max} = 1/200$;
 - Module de résistance $w = 70 \text{ cm}^3$;
 - Moment d'inertie $I = 659 \text{ cm}^4$;
 - Poids propre de la matière isolante $P = 25,3 \text{ kg/m}^2$.

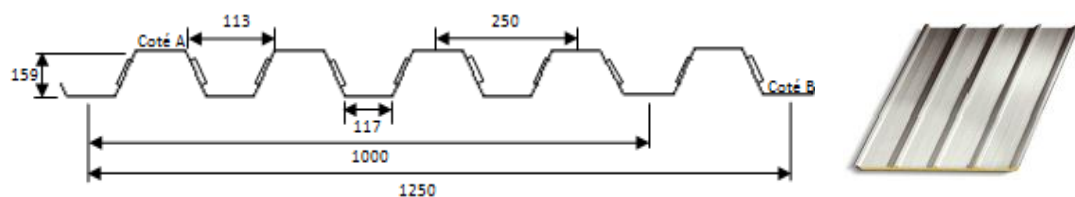


Figure IV.4 : Caractéristiques géométriques de la tôle de couverture

IV.4.2 Détermination des sollicitations

IV.4.2.1 : Les charges permanentes

Des charges permanentes de couverture qui comportent un bac acier surmonté d'une isolation thermique, d'une étanchéité et de charges accrochées éventuelles

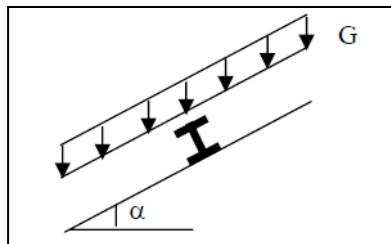


Figure IV.5 : Cas de charge permanente

Types	charges
Couverture en panneaux sandwichs	41kg/m ²
Accessoire	2.93 kg/m ²
Faux plafond	5.24kg/m ²
La somme	G=49.17 kg/m ²

Tableau. IV.1 : Charges permanentes reprisent par les pannes

IV.4.2. La charge d'entretien

La charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2)

Une charge de 1 KN appliquée sur une surface de 10 m². Ces 10 m² forment un rectangle, dont un coté est déterminé par l'entraxe entre les éléments considérés. Donc une bande de 1ml, Q sera prise égale à 1 KN/ml, d'où :

$$M = Q \times \frac{l^2}{8} = 1 \times \frac{6^2}{8} = 4.5 \text{ KN.m}$$

On prend Q=100 Kg/m²

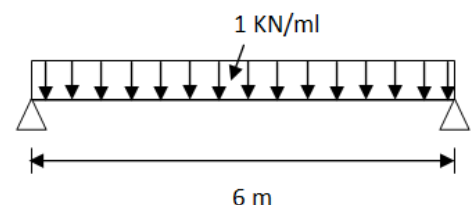


Figure IV.6: Schéma statique représentant la surcharge d'exploitatio sur la toiture

IV.4.3. Action climatique

IV.4.3.1. La surcharge de la neige

La surcharge de neige est fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

Par projection horizontale : N

Suivant rampant : $N \cos \alpha$

$$S_n = 0.68 \text{ KN/m}^2 .$$

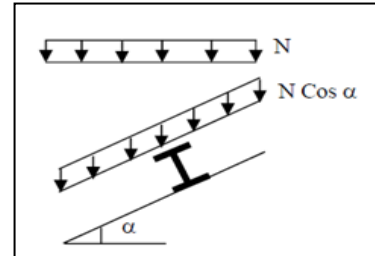


Figure IV.7 : Cas de charge de neige

IV.4.2.2. Action du vent

La charge du vent est également fonction de l'implantation du site de construction et de la forme de construction ; le plus souvent, ces charges agissent en soulèvement, donc en sens inverse des précédentes (neige, charges permanentes, surcharges d'exploitations).

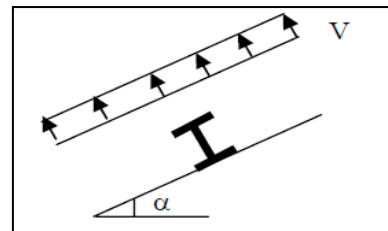


Figure IV.8 : Cas de l'effet du vent

- **Zone F**

$$W = C_d q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi})$$

$$W = 0.88 \times 85.12 (-2.3 - 0.8) = -232.22 \text{ daN/m}^2$$

$$W = -2.32 \text{ KN/m}^2$$

W : action du vent maximale récurrente, un vent perpendiculaire au long pan.

- **Zone G**

$$W = C_d q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi})$$

$$W = 0.88 \times 85.12 (-1.3 - 0.8) = -157.31 \text{ daN/m}^2$$

$$W = -1.57 \text{ KN/m}^2$$

✓ Les différents types de charges :

Charges permanentes	↔	$G = 0.49 \text{ KN/m}^2$
Charges d'entretiens	↔	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$
La surcharge de la neige	↔	$S = 0.68 \text{ KN/m}^2$
Action du vent	↔	$W = -2.32 \text{ KN/m}^2$

IV.4.3 : Espacement entre les pannes

On suppose que la couverture est de longueur de 6m, et appuyée sur 3 appuis, ce qui donne un espacement de 2m

IV.4.3.1 : Combinaisons des charges et actions

Les charges d'entretien ne sont pas cumulables avec les actions climatiques, donc les combinaisons d'actions seront les suivantes :

$$q_1 = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \cdot 0.49) + (1.50 \cdot 1) = 2.16 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = 1.35G + 1.50S = (1.35 \cdot 0.49) + (1.50 \cdot 0.68) = 1.68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_3 = 1.35G + 1.50W = (1.35 \cdot 0.49) + (1.50 \cdot (-2.32)) = -2.81 \text{ KN/m}^2$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 2.81 \text{ KN/m}$$

Donc ↔ $q = 2.81 \text{ KN/m}$ ↔ $M = 0.0625ql^2$

l = espacement entre les pannes

IV.4.3.2 : Calcule de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{max}}{\omega} \leq f_y \Rightarrow M_{max} \leq f_y \cdot \omega$$

$$\Rightarrow 0.0625ql^2 < f_y \cdot \omega$$

$$l \leq \sqrt{((f_y \cdot \omega) / (0.0625q))}$$

On prend ↔ $l = 1.90 \text{ m} < 2 \text{ m}$

On prend l'espace entre pannes égale à 1.90m

- Dimensionnement des pannes

$$G = 0.49 \cdot 1.90 = 0.931 \text{ KN/m}$$

$$Q = 1 \cdot 1.90 = 1.90 \text{ KN/m}$$

$$S = 0.67 \cdot 1.90 = 1.273 \text{ KN/m}$$

$$W = -2.32 \cdot 1.90 = -4.408 \text{ KN/m}$$

- à l'ELU

$$q_1 = 1.35G + 1.50Q = (1.35 \cdot 0.931) + (1.50 \cdot 1.90) = 4.1 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = 1.35G + 1.50S = (1.35 \cdot 0.931) + (1.50 \cdot 1.273) = 3.1 \text{ KN/m}$$

$$q_3 = 1.35G + 1.50W = (1.35 \cdot 0.931) + (1.50 \cdot (-4.408)) = -5.36 \text{ KN/m}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 5.36 \text{ KN/m}$$

- à l'ELS

$$q_{s1} = G + Q = 0.931 + 1.90 = 2.83 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = G + S = 0.931 + 1.273 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$q_{s3} = G + W = 0.931 + (-4.408) = -3.47 \text{ KN/m}$$

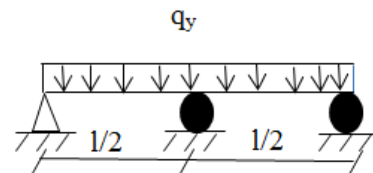
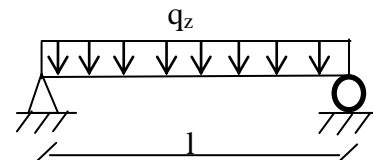
$$q_s = \max(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 3.47 \text{ KN/m}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 0.64 \text{ KN/m}$$

$$q_z = q \cdot \cos \alpha = 5.32 \text{ KN/m}$$

$$q_{sy} = q_s \cdot \sin \alpha = 0.41 \text{ KN/m}$$

$$q_{sz} = q_s \cdot \cos \alpha = 3.44 \text{ KN/m}$$



IV.4.3.3 : Calcul des moments sollicitant M_{sd}

- Plan y-y

On prévoit des liernes dans le plan (y-y)

$$M_{z,sd} = q_y \cdot \frac{ly^2}{8} = 0.64 \cdot \frac{4.07^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 1.32 \text{ KN.m}$$

• **Plan z-z**

$$M_{y,sd} = q_z \cdot \frac{l_z^2}{8} = 5.32 \cdot \frac{8.15^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 44.17 \text{ KN.m}$$

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM97 afin de dimensionner les pannes :

$$\begin{cases} M_{y,sd} \leq M_{y,crd} \\ \text{Et} \\ M_{z,sd} \leq M_{z,crd} \end{cases}$$

Avec: $M_{c,rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$

1) $M_{y,sd} \leq M_{y,crd}$

$$M_{y,sd} < W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$W_{ply} = \frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{44.17 \times 1.1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply} = 206.75 \text{ cm}^3$$

2) $M_{z,sd} \leq M_{z,crd}$

$$M_{z,sd} < W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$W_{plz} = \frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1.32 \times 1.1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{plz} = 6.17 \text{ cm}^3$$

IV.4.3.4 : Choix du profilé

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

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P	A	h	B	tf	tw	Iy	Iz	Wpl-y	Wpl-z	iy	iz
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Tableau IV.2 : Les caractéristiques du profilé IPE200

IV.4.3.5. Condition de flèche avec poids propre inclus

$$q_{\max} = G+Q = (0.931+0.158) + 1.90 = 2.98\text{KN/m}^2$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 0.35 \text{ KN/m}$$

$$q_z = q \cdot \cos \alpha = 2.95\text{KN/m}$$

IV.4.3.6. Classe du profile

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 ; f_y = 235\text{N/mm}^2$$

L'âme est de **classe 1**

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{100}{2 \times 8.5} = 5.88 \leq 10\varepsilon \quad \text{Condition Vérifiée}$$

La semelle est de **classe 1**

Conclusion : La section est de **classe 1**

IV.4.3.6 : Vérification de la flèche

- **Plan y-y**

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

$$\delta_{\max} = \frac{ly}{200} = \frac{407}{200} = 2.035 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{0,415 \cdot 5 \cdot 0,41 \cdot 407^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 142,4} = 2. \text{ cm} < 2.035 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

- **Plan z-z**

$$\delta = \frac{5 \cdot q_z \cdot l_z^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_z}{200} = \frac{815}{200} = 4.075 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \cdot 3.44 \cdot 815^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1943} = 3.23 \text{ cm} < 4.075 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

IV.4.4. Vérification des contraintes :

Nous sommes dans la flexion déviée, il faut vérifier :

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

Pour les sections transversales des profilés laminés en I ou en H, on utilise :

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

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \quad \text{Avec :} \quad a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{28,5 - 2 \cdot 10 \cdot 0,85}{28,5} = 0,4 \leq 0,5$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad n < \alpha \quad M_{Ny,Rd} = \frac{M_{ply,Rd}}{1-0,5a} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{(1-0,5a) \gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 0 \quad \longleftrightarrow \quad \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n = 0 \geq 1 \quad n=0 \text{ donc on prend } \beta = 1$$

Il faut vérifier que:

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

$$\begin{cases} M_{y,sd} = q_z \times \frac{l_z^2}{8} = q \cos \alpha \frac{l_z^2}{8} \\ M_{z,sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = q \sin \alpha \frac{l_y^2}{8} \end{cases}$$

$$q = 1,35[(0,492 \times 1,90) + (0,158)] + 1,5 [(1,9 \times 1)] = 4,32 \text{ KN/ml}$$

$$M_{y,sd} = 35.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 1.06 \text{ KN.m}$$

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

$$\left[\frac{35.50 \cdot 10^2 \cdot 1,1 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,4)}{220,6 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[\frac{1,06 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{44,61 \cdot 23,5} \right]^1 = 0,60 \leq 1 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

IV.4.5. Vérification au déversement

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

- Moment sollicitant

$$M_{y,sd} = 35.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 1.06 \text{ KN.m}$$

- Résistance de calcul de l'IPE 160 au déversement

La résistance de calcul d'un élément fléchi vis-à-vis du déversement est donnée par la formule suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} B_w = 1 \\ \text{Et pour les sections de classe 1} \\ \gamma_{M1} = 1,1 \\ \chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec: } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_{wX} W_{ply} x f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^2 - C_2 z_g \right\}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ $C_2 = 0,459$;
- C_1 et C_2 facteurs dépendant des conditions des charges et d'encastrement ;
- I_y : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $68,31 \text{ cm}^4$;
- I_t : moment d'inertie de torsion = $6,98 \text{ cm}^4$;
- I_w : moment d'inertie de gauchissement = $12,99 * 10^3 \text{ cm}^6$;
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 * 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 * 10^6 \text{ N/cm}^2$;
- K et K_w : facteurs de longueur effective ;
- $z_g = h/2 = 100 \text{ mm}$;
- $L = 8,15 \text{ m}$.

$$M_{cr} = 1,132 * \frac{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 142,4}{(1 * 8,15)^2} \left\{ \left[\left[\frac{1}{1} \right]^2 \frac{12,99}{142,4} + \frac{(1 * 8,15)^2 * 8,08 * 10^6 * 6,96}{\pi^2 * 2,1 * 10^5 * 142,4} + (0,459 * 100)^2 \right]^2 - 0,459 * 100 \right\}$$

$$M_{cr} = 225728 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 * 220,6 * 235 * 10^2}{225728,42}} = 4,79 = \bar{\lambda}_{LT}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 (4,79 - 0,2) + (4,79^2)] = 12,45 = \phi_{LT}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[12,45 + \sqrt{12,45^2 - 4,79^2}]} = 0,042$$

$$M_{b,Rd} = 0,042 * 1 * 200,54 * 23,5 = 197,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{b,Rd} \quad \blackrightarrow \quad \text{La stabilité du déversement est vérifiée.}$$

IV.4.6. 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 :

$$d/t_w < 69\varepsilon$$

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Pour notre profilé IPE160 :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28,39$$

$$\varepsilon = 1 \text{ (pour } f_y = 235 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

$\frac{d}{t_w} = 28.39 < 69\varepsilon$ Il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

IV.4.7. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.Sd} \leq V_{plz.Rd}$$

$$V_{y.Sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{IPE200 } A_{vz} = 14 \text{ cm}^2 \quad A_{vy} = 2*b*t_f = 17 \text{ cm}^2$$

$$V_{z.Sd} = \frac{q_z * l}{2} = \frac{5.32 * 8.15}{2} = 21.68 \text{ KN}$$

$$V_{y.Sd} = \frac{q_y * l}{2} = \frac{0.64 * 4.07}{2} = 1.30 \text{ KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{14 * (23500/\sqrt{3})}{1.1} = 172.68 \text{ KN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{17 \cdot (23500/\sqrt{3})}{1.1} = 209.68 \text{ KN}$$

$$V_{z.Sd} < V_{plz.Rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.Sd} < V_{ply.Rd} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc le profilé choisi résiste au cisaillement

IV.5. Les liernes des pannes

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

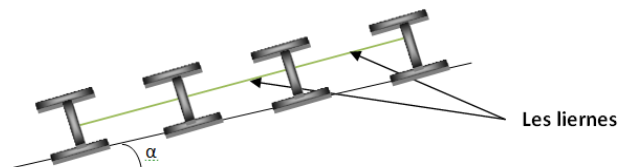


Figure IV.9. Coupe transversale des liernes

IV.5.1. Dimensionnement des liernes des pannes

Dans le plan (Y-Y), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

La réaction au droit de cet appui est $R_1 = 1.25 q_y \cdot l$

$$q = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 (0,931 + 0,158) - 1,5 (4,408) = -5,14 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q \sin \alpha = 5,14 \times \sin 6,28 = 0,56 \text{ KN/ml}$$

- Réaction de la panne sur le lierne la plus sollicitée

$$R = 1,25 \cdot q_y \cdot l_y = 1,25 \cdot 0,56 \cdot 4,07 = 2,85 \text{ KN}$$

Efforts dans les tronçons de liernes :(de L1 à L13)

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = 1,42 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 4.27 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 7.12 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 9.97 \text{ KN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 12.82 \text{ KN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 15.67 \text{ KN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 18.52 \text{ KN}$$

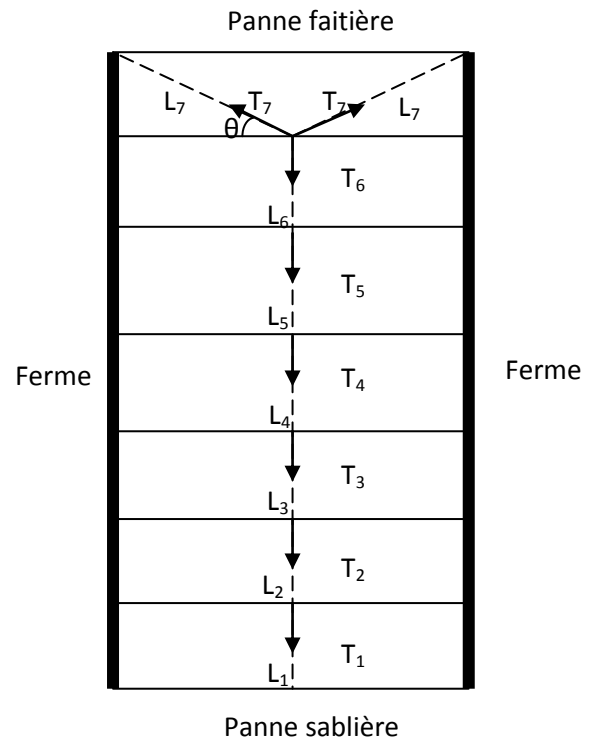
$$T_8 = R + T_7 = 21.37 \text{ KN}$$

$$T_9 = R + T_8 = 24.22 \text{ KN}$$

$$T_{10} = R + T_9 = 27.07 \text{ KN}$$

$$T_{11} = R + T_{10} = 29.92 \text{ KN}$$

$$2T_{12} \cdot \cos \theta = T_{11}$$



Le tronçon le plus sollicité est L11.

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante

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

$$N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = T_{11} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \iff A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_s \min \geq \frac{29.92 \cdot 1.1}{235 \cdot 10^{-3}} = 140.05 \text{ mm}^2 = 1.40 \text{ cm}^2$$

On prendra un lierne de panne de diamètre $\Phi 14$ et d'une section résistante $A_s = 140.05 \text{ mm}^2$

IV.6 les lisses de bardage

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

des bacs de bardage ; dans notre projet on a utilisé les lisses pour poser les panneaux ou les plaques de verre.

Par tâtonnement on a choisie comme profilé pour les lisses

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P	A	h	B	tf	tw	Iy	Iz	Wpl-y	Wpl-z	iy	iz
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
UPN240	33.2	42.30	240	85	13	5.6	3600	248	358	75.7	9.22	2.42

Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques de l'UPN 240

IV.6.1. Evaluation des charges et surcharges

- **Charges permanentes** (perpendiculaire à l'âme)

Le poids des panneaux en verre **30 Kg/m²**

Entre axe **2 m**

Poids propre de la lisse UPN 240 **13.7 Kg/m**

$G = (30 \times 2) + 33.2 = 93.2 \text{ Kg/ml} = 93.2 \text{ daN/ml}$

- **Surcharges climatiques du vent**

$V = 134.83 \times 2 = 269.66 \text{ Kg/ml} = 269.66 \text{ daN/ml}$

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.Sd} = \frac{Q_{z.Sd} l^2}{8} = \frac{(1.5V) l^2}{8} = \frac{1.5 \times 269.66 \times (8.15)^2}{8} = 3358.40 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.Sd} = \frac{Q_{y.Sd} (l/2)^2}{8} = \frac{(1.35G) (l/2)^2}{8} = \frac{1.35 \times 93.2 \times (8.15/2)^2}{8} = 261.164 \text{ daN.m}$$

IV.6.1.1. A l'ELU (vérification à la flexion)

$$\left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{Ny.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.Sd}}{M_{Nz.rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$\alpha = 2$ et $\beta = 1$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{358 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 7648.18 \text{ da.Nm}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} * f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{75.7 * 2350 * 10^{-2}}{1.1} = 1617.22 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right)^\beta = \left(\frac{3358}{7648.18} \right)^2 + \left(\frac{261.164}{1617.22} \right)^1 = 0.35 < 1$$

Condition vérifiée

IV.6.1.2 vérification au déversement :

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

IV.6.2 vérification à l'état limite de service :

V.6.2.1 vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (Non pondérées)

$$q = G+V$$

$$\delta \leq \delta_{ad}$$

$$\text{Avec } \delta_{ad} = \frac{l}{200}$$

- Fleche verticale (suivant y-y)

$$\delta_{ad} = \frac{(l/2)}{200} = \frac{407.5}{200} = 2.03$$

$$\delta_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{G \cdot (l/2)^2}{E \cdot I_z} = \frac{2.05 * 93.2 * 10^{-2} (407.5)^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 248} = 0.26 \text{ cm} < 2.03$$

Condition vérifiée

- Fleche horizontale (suivant z-z)

$$\delta_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{815}{200} = 4.075$$

$$\delta_z = \frac{5 \cdot V l^4}{384 E I_y} = \frac{5 * 269.66 * 10^{-2} (815)^4}{384 * 2.1 * 10^6 * 3600} = 2.04 \text{ cm} < 4.075$$

Condition vérifiée**IV.7 Les potelets**

Ce sont des éléments secondaires prévus sur pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la longueur des lisses de bardages

Ils sont sollicités en flexion composée :

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

IV.7.1. Pré dimensionnement des potelets

Après plusieurs simulations on suppose que le potelet et un profilé IPE 270 avec les caractéristiques suivantes

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P	A	h	B	tf	tw	Iy	Iz	Wpl-y	Wpl-z	iy	iz
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
IPE270	36.10	45.9	270	220	10.2	6.6	5790	420	484	62.2	11.2	3.02

Tableau. IV.4 : Les caractéristiques du profilé IPE270

IV.7.2. Actions et sollicitations

- ❖ Effort de compression
 - Poids du (bardage +lisse) = (33.2+89.3)=122.5Kg/ml
- ❖ Effort de flexion
 - Action du vent sur pignon $q = 1.03 \text{ KN/m}^2$

$$q_{\text{vent}} = 1.03 * 4.9 = 5.047 \text{KN/ml}$$

$$M_{\text{sd}} = 5.047 * 9.68^2/8 = 59.11 \text{KN.m}$$

IV.7.3. Vérification du potelet

- ❖ Classification de la section

- Classification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27$$

$$\frac{36\varepsilon}{\alpha} = \frac{36 * 1}{0.03} = 1200$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

L'âme est de **classe I**

- Classification de la semelle

$$\frac{c}{t_w} = \frac{135/2}{6.6} = 6.62$$

$$\frac{10\varepsilon}{\alpha} = \frac{10.1}{0.09} = 111.1$$

Donc

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

La semelle est de **classe I**

- ❖ Les deux critères à vérifier pour les éléments comprimés sont
 - résistance des sections transversales (5.4.4 page 61 CCM97)
 - stabilité vis-à-vis du flambement (5.5.1 page 74 CCM97)

IV.7.3.1. Résistance des sections transversales

$$N_{sd} \leq N_{cRd}$$

(page 61 CCM97)

Le profilée est de classe I donc :

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 4590 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1.1} = 980.60 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2 (ql/2) + P_P$$

$$N_{sd} = 2. (122.5 \times 9.68) / 2 + (36.1 \times 9.68)$$

$$N_{sd} = 11.827 \text{ KN}$$

$$N_{sd} < N_{cRd}$$

condition vérifiée

IV.7.4. Stabilité d'IPE 270 au flambement :

La résistance au flambement d'un élément comprimé est donnée par la formule suivante :

$$N_{bRd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.45 \text{ page CCM97})$$

$$\beta_A = 1 \text{ Section I}$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

Elancement réduit : $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 \text{ Pour } \varepsilon = 1 (f_y = 235N/mm^2)$$

$$\beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{\lambda}{93.9}$$

Le potelet est un IPE 270

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2$$

$$t_f = 10.2 < 40mm$$

Donc les courbes de flambement à considérer pour chaque axe sont

$$\text{Axe (y-y) : courbe a} \quad \alpha=0.21$$

$$\text{Axe (z-z) : courbe b} \quad \alpha=0.34$$

• **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{968}{11.2} = 86.42$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.92$$

• **Plan(z-z)**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{3.02} = 66.22$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9} = 0.70$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = \bar{\lambda}_y = 0.92$$

• Coefficient de réduction :

A partir du tableau 55.2 page 76 CCM97 on détermine χ en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$

$$\text{Courbe de flambement b} \quad \bar{\lambda} = 0.92$$

χ sera obtenue de l'interpolation suivante :

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

Avec : $\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$

α : Facteur d'imperfection

$$h/b = 1.22 > 1.2$$

$$t_f > 40 \text{ mm}$$

Courbe b $\alpha=0.34$

$$\phi = 0.5(1 + 0.34(0.92 - 0.2) + 0.92^2)$$

$$\phi = 1.04$$

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

$$\chi = \frac{1}{1.04 + \sqrt{1.04^2 - 0.92^2}} = 0.66$$

- Résistance au flambement : $\langle\langle N_{b,Rd} \rangle\rangle$

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

formule 5.45 page 74 CCM97

$$N_{b,Rd} = \frac{0.66 \cdot 1 \cdot 4590 \cdot 235}{1.1} = 647.19 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 11.827 \text{ KN} < N_{b,Rd}$$

La stabilité de l'IPE 270 vis-à-vis du flambement est vérifiée

IV.7.5. Résistance au voilement par cisaillement

$$\text{Si } \frac{d}{t_w} < 69 \varepsilon$$

d : distance entre nus de semelles

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33.27 < 69$$

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

IV.7.6. Résistance du potelet au déversement

$$M_{b,Rd} = x_{LT} \times B_w \times f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{M1}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_w = 1 \\ \text{Et pour les sections de classe 1} \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{array} \right.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)}$$

$$\text{Avec: } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{Lt} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M1}$$

Avec : $\beta_w = 1$ « Section de classe I »

χ_{Lt} facteur de réduction pour le déversement.

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$$

$$\chi = \chi_{Lt}$$

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

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^2 - C_2 z_g \right\}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ $C_2 = 0.459$;
- C_1 et C_2 facteurs dépendant des conditions des charges et d'encastrement ;
- I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 420 cm^4 ;
- I_t : moment d'inertie de torsion = 15.94 cm^4 ;
- I_w : moment d'inertie de gauchissement = $70.58 * 10^3 \text{ cm}^6$;
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 * 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 * 10^6 \text{ N/cm}^2$;
- K et K_w : facteurs de longueur effective ;
- $z_g = h/2 = 135 \text{ mm}$;
- $L = 9.68 \text{ m}$.

$$M_{cr} = 1.132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 420}{(1 \cdot 968)^2} \left\{ \left[\left[\frac{1}{1} \right]^2 \frac{70.58 \cdot 10^3}{420} + \frac{(1 \cdot 968)^2 \cdot 8.08 \cdot 10^6 \cdot 15.94}{\pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 420} + (0.459 \cdot 13.5)^2 \right]^2 - 0.459 \cdot 13.5 \right\}$$

$$M_{cr} = 326711 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \cdot 420 \cdot 235 \cdot 10^2}{326711,32}} = 5,49 = \bar{\lambda}_{LT}$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(5,49 - 0,2) + (5,49^2)] = 16,18 = \phi_{LT}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[16,18 + \sqrt{16,18^2 - 5,49^2}]} = 0,03$$

$$M_{b,Rd} = (0,03 * 1 * 484 * 23,5) / 1,1 = 310,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{b,Rd}$$

La stabilité au déversement est vérifiée.

V. Etude dynamique de la structure :

V.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.2 Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I groupe d'usage 1B.

⇒ Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**SAP2000**).

V.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

V.3.1. Principe

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

V.3.2. Domaine d'application

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

V.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse

- **Coefficient d'accélération A**

Zone I, groupe 1B, (D'après la classification sismique de W. de Tlemcen : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A = 0,12$

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

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de Portiques auto stables en acier ordinaires. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 4$

- **Facteur de qualité Q**

- Conditions minimales sur les files de contreventement**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- **Sens longitudinal : (6 travée) :**

$$8,50/7,50 = 1,13 < 1,5$$

$$7.50/7.50 = 1 < 1,5 \quad \text{critère observé } p_q = 0$$

$$7.50/8.50 = 0,88 < 1,5$$

- **Sens transversal** : (1travée) :

$$25.00/25.00 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

b) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **sens longitudinal** : (7files)

$$L \text{ max } / L \text{ min } = 8.50/7.50 = 1,13 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

- **sens transversal** (2files)

$$L \text{ max } / L \text{ min } = 25.00 / 25.00 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

c) Régularité en plan

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ;
- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 46.00 / 25,00 = 1,84 < 4$$

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 % ;
- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est observé $p_q = 0$

d) Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation ;
- La masse des différents niveaux reste diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment ;
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20% ;
- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension .

Donc : La structure est classée non régulière en élévation $p_q = 0.05$

e) Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0,05$$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Critère q	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
redondance en plan	0,00	0,00
régularité en plan	0,00	0,00
régularité en élévation	0,05	0,05
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
la somme	0,2	0,2

Tableau VI.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

$$\bullet Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i$$

Tableau 4.3 : RPA 99V2 003, page 38

Sens longitudinal → $Q_x = 1 + 0,20 = 1,20$

Sens transversal → $Q_y = 1 + 0,20 = 1,20$

- **Facteur de correction d’amortissement “η” :**

$$\bullet \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} \Rightarrow \eta = 1,08$$

Où ξ(%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

- ◆ ξ = 4 % pour Portiques en acier sans remplissage

- **Période T1 et T2 du site considérée S1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,30. \end{array} \right.$$

- **Spectre de réponse de calcul :**

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1 + (T/T_1) (2,5\eta (Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

- **Détermination des paramètres des combinaisons d’action :**

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 1.35 G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1.2 E \\ G + Q \mp E \\ 0.8 G \mp E \end{array} \right.$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La formule empirique $T = C_T * h_N^{\frac{3}{4}}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du **RPA99/v2003** page 42.

$$C_T = 0.085 \Rightarrow T = 0.085 * (12)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow T = 0.54s$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

- **Nombre de mode à considérer (RPA99/v2003 page 45)**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure ;
- le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

V.4 Modélisation

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article **4.3.2.b** du RPA 99V2 003, page 44, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec une masse concentrée au niveau du centre du nœud maître de la structure (*notion de diaphragme*).

Période fondamentale de la structure = 0,47s

D'après le RPA99v2003 \Rightarrow Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Avec une majoration 30% $T = 0.71s$

V.5. Poids total de la structure

Selon le **RPA99V2003**, il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitation d'après le tableau (4.5 RPA99v2003 .p41).

W : poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } n : \text{ le nombre de niveau} \quad w_i = w_{gi} + \beta * w_{qi}$$

Avec $\beta = 0.30$

Pour le calcul des poids de la structure, le tableau 6.2 présente les masses calculées selon l'outil de calcul **SAP2000**.

Niveau	Poids (KN)	Masses (KN)
1	898	91,54

Tableau VI.2 : Poids de la structure

V.6. Méthode statique équivalente (Vérification)

D'après le **RPA 99 V2003** (article **4.3.6, p.46**) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par 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.

- Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8 V/V_t** .

Après analyse, on obtient les résultats de V_{xdyn} et V_{ydn}

	$V_t(\text{KN})$	$V(\text{KN})$	$80\%V$	Etat
V_x	108.76	3493.7	2794.9	vérifié
V_y	108.76	1104.54	883.2	vérifié

Tableau VI.3: Comparaison V_t par rapport à $80\% V$

V.6.2. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau , ‘‘k’’ de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (4-19)$$

δ_{ek} :déplacement dû aux forces sismiques

R :coefficient de comportement

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

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

Etage	$\delta_{ek}(\text{m})$	R	$\delta_k(\text{m})$	$\Delta_k(\text{m})$	$1\%h_k$	Vérification
Toiture	0.0124	4	0.0049	0.0049	0.12	vérifié

Tableau VI.4.Vérification des déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Etage	$\delta_{ek}(\text{m})$	R	$\delta_k(\text{m})$	$\Delta_k(\text{m})$	$1\%h_k$	Vérification
Toiture	0.0027	4	0.010	0.010	0.12	vérifié

Tableau VI.5: Vérification des déplacements relatifs dans le sens (y-y)

Chapitre VI

Vérification de L'ossature

VI.1-Calcul de la ferme

VI.1.1-Introduction

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

- portique à comble en ferme
- portique à comble en traverse

Le choix des portiques s'est porté sur comble en ferme parce qu'il est plus économique

Les fermes sont les poutres maitresses d'un comble. Elles sont constituées 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, dites de toiture.

VI.1.2-Types de fermes de toitures

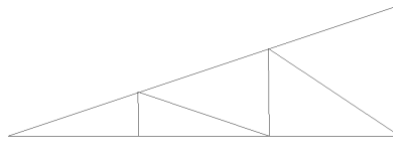
Les fermes de toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges exercées sur celle-ci. Le rôle fondamentale de la toiture consiste à protéger le local contre les intempéries (neige, vent, pluie, etc..). Dans la plupart des cas les fermes prennent appui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

Les fermes les plus courantes sont les suivantes :

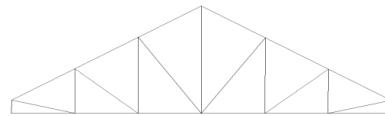
- Ferme à membrures parallèles ou « poutre à treillis » :



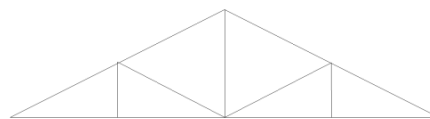
- Ferme à simple versant :



- Fermes trapézoïdales :



- Fermes triangulées :



VI.1.3-Calcul des efforts dans les barres

La détermination des efforts de traction et de compression dans les barres peut s'effectuer selon trois (03) méthodes :

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

Pour faciliter les calculs de la ferme, un outil de calcul type « SAP 2000 » a été utilisé.

VI.1.3.1-Schéma statique de la ferme trapézoïdale adoptée :

Voir la figure suivante :

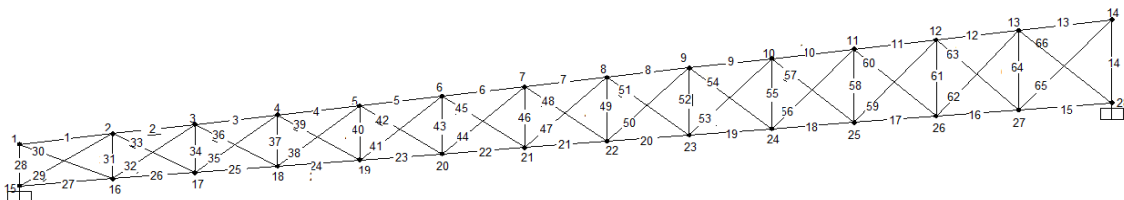


Figure VI.1: Schéma statique de la ferme trapézoïdale

- nombre des nœuds $n=28$
- nombre des barres $b=66$
 - membrures supérieures : 13 barres
 - membrures inférieures : 13 barres

- montants : 14 barres
- diagonales : 26 barres
- le profilé choisi pour la ferme est en double cornière à ailes égales et a coins arrondis laminées à chaud

2L 150×12 : pour les membrures supérieur et inférieur

HEA 320 : pour les montants d'extrémités

2L 120×10 : pour les montants

2L 60×8 : pour les diagonales

Avec les caractéristiques suivantes :

Profilé	Dimensions					Masse par mètre	Aire de section	Caractéristiques de calcul		
	a mm	a mm	E mm	r mm	r ₁ mm	P Kg/m	A ₂ cm ²	i _x ,i _y cm ⁴	W _{el,x} =W _{el,v} cm ³	i _x =i _y cm
L 150*150*12	150	150	12	16	8	27,3	34,83	736,9	67,75	4,60
L 120*120*10	120	120	10	13	6,5	21,6	27,54	367,7	42,74	3,65
L 60*60*8	60	60	8	8	4	7,09	9,03	29,15	6,89	1,80

Tableau VII.1 : Caractéristiques géométriques des cornières à ailes égales

Profilé	Dimensions						Masse par mètre	Aire de section	Caractéristiques de calcul					
	H mm	b mm	t _w mm	t _f mm	R mm	h ₁ mm	P Kg/m	A cm ²	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _{pl,x} cm ³	W _{pl,y} cm ³	i _x cm	i _y cm
HEA 320	310	300	9	15,5	27	225	97,6	124,4	22930	6985	1628	710	13,6	7,51

Tableau VII.2: Caractéristiques géométriques d'un HEA 320

VI.1.3.2-Démarche des calculs

1. Introduction des données :

- Les coordonnées des nœuds.
- Les barres et les caractéristiques des profilés (la section, module du Young)
- Les supports (appuis bi-encasté)
- les charges sollicitantes ;
- Charges permanentes :

Couverture (panneau sandwich) + matière isolante =15,5 + 25,3 = 41 Kg/m²

Panne IPE 160 = 15,5 × 1,89 =29,86 Kg /m²

Ferme (poids forfaitaire) =18,0 Kg/m²

- Surcharges climatiques :

*Surcharge de neige :

$$S_n = 0,68 \text{ KN/m}^2 = 68 \text{ Kg/m}^2 \text{ Par projection horizontale}$$

*Surcharge du vent :

Face AD							
Paroi vertical				Toiture			
Zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j(daN/m)	zone	C_{pe}	C_{pi}	q_j(daN/m)
D	+ 0,8	+0,8	0.00	F	-2,3	+ 0,8	-232,22
A	-1.0	+0,8	134,83	G	-1,3	+ 0,8	-157,31
B	-0,8	+0,8	-119,85	H	-0,6	+ 0,8	-121,35
C	-0,5	+0,8	-97,98				
E	-0,3	+0,8	-82,46				

2. Les résultats affichés sont : les efforts internes dans les barres et les déplacements des nœuds.

3. On calcul les efforts normaux des barres les plus sollicitées à partir des combinaisons d'action suivantes, selon RNV 99

$$*1, 35 G +1, 5 Q$$

$$*1, 35 G +1, 5 S_n$$

$$*1, 35 G +1, 5 V_n$$

4. Enfin, on vérifiera les contraintes de traction, et de compression à partir des résultats qu'on a trouvé, et ceci pour valider le choix des cornières utilisées.

VI.1.3.3-Calcul des efforts normaux (unité KN)

(+) : tendue (-) : comprimée

Remarque : pour chaque groupe d'éléments (membrures supérieurs ,membrures inférieurs, montants, diagonales), on a choisi les barres les plus sollicitées.

Barres	Membrure supérieur	Membrure inferieur	Montants		Diagonale
Combinaison					
N° barres	(6)	(27)	(14)	(61)	(29)
1,35 G +1,5 Q	-576,96	-447,18	-84,31	29,07	-198,83

VI.1.3.4-Vérification des contraintes :

La contrainte la plus défavorable d'après les résultats des calculs est $1,35 g+1,5 Q$

On vérifie pour les barres tendues : $\sigma_{\text{cal}} = \frac{N}{A} \leq f_y$

Et pour les barres comprimées : $N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$ ou bien : $N_{c,Sd} \leq N_R$

a. La membrure inférieure : 2L 150×12

La barre (27) est la plus sollicitée à un effort de compression qui est égale

$N_{c,Sd} = - 447,18$ KN par rapport aux autres barres des membrures inférieures

Donc on la vérifie vis-à-vis du flambement : $N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$ et $N_{c,Sd} \leq N_{b,Rd}$

Calcul l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \text{ avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur du flambement $l_f = l_0 = 2,14$ m (SAP 200)

Les barres sont considérées (bi-articulées)

λ_k : Elancement Eulerien : $\lambda_k = 0,93\varepsilon$ avec : $\varepsilon = 1 \rightarrow \lambda_k = 0,93$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{2(i_x=i_y)} = \frac{214}{2 \times 4,6} = 23,26 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{0,2326}{0,93} = 0,25 > 0,2 \text{ il y'a risque de flambement}$$

Facteur d'imperfection $\alpha = 0,49$ (courbe de flambement « c »)

$$\beta_a = 1$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \phi = 0,54$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = 0,98$$

$$N_R = \chi \times \beta_a \times \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_R = 729,21 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd} = 447,18 \text{ KN} < N_R = 729,21 \text{ KN}$$

en conclusion, la section choisie résiste aux efforts sollicitants ainsi qu'elle est stable.

b. La membrure supérieure : 2L 150×12

La barre (6) est la plus sollicitée à un effort de compression qui est égale

$N_{c,Sd} = -576,96 \text{ KN}$, par rapport aux autres barres des membrures supérieures.

Donc on la vérifie vis-à-vis du flambement : $N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$ ou bien : $N_{c,Sd} \leq N_R$

Calcul l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur du flambement $l_f = l_0 = 1,90 \text{ m}$ (SAP 200)

Les barres sont considérées (bi-articulées)

λ_k : Elancement Eulerien : $\lambda_k = 0,93\varepsilon$ avec : $\varepsilon = 1 \rightarrow \lambda_k = 0,93$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{2(i_x = i_y)} = \frac{190}{2 \times 4,6} = 20,65 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{0,2065}{0,93} = 0,22 > 0,2 \text{ il y'a risque de flambement}$$

Facteur d'imperfection $\alpha = 0,49$ (courbe de flambement « c »)

$$\beta_a = 1$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \phi = 0,52$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,99$$

$$N_R = \chi \times \beta_a \times \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_R = 743,21 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd} = 576,96 \text{ KN} < N_R = 743,21 \text{ KN}$$

en conclusion, la section choisie résiste aux efforts sollicitants ainsi qu'elle est stable.

c. Le montant : 2L 120×10 et HEA 320

La barre (14) est la plus sollicitée à un effort de compression qui est égale

$$N_{c,Sd} = -84,31 \text{ KN, par rapport aux autres barres des montants.}$$

Donc on la vérifie vis-à-vis du flambement : $N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$ ou bien : $N_{c,Sd} \leq N_R$

Calcul l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur du flambement $l_f = l_0 = 2,00 \text{ m}$ (SAP 200)

Les barres sont considérées (bi-articulées)

λ_k : Elancement Eulerien : $\lambda_k = 0,93\varepsilon$ avec : $\varepsilon = 1 \rightarrow \lambda_k = 0,93$

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} = \frac{200}{13,6} = 14,71 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{200}{7,51} = 26,63 \text{ cm}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \quad \lambda = \lambda_y = 26,63 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{0,2663}{0,93} = 0,29 > 0,2 \text{ il y'a risque de flambement}$$

Facteur d'imperfection $\alpha = 0,49$ (courbe de flambement « c »)

$$\beta_a = 1$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \phi = 0,56$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,96$$

$$N_R = \chi \times \beta_a \times \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_R = 2548 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd} = 84,31 \text{ KN} < N_R = 2548,5 \text{ KN}$$

en conclusion, la section choisie résiste aux efforts sollicitants ainsi qu'elle est stable.

- la barre (61) L 120×10 est la plus sollicitée à un effort de traction $N_{t,Sd} = 29,07 \text{ KN}$
donc on doit la vérifier vis-à-vis $N_{t,Sd} < N_{t,rd}$

$$\text{avec : } N_{t,rd} = N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27,54 \times 25,3}{1,1} = 633,42 \text{ KN}$$

$$N_{t,Sd} = 29,07 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 633,42 \text{ KN}$$

Conclusion la section choisie résiste

d. La diagonale 2L 60×8

La barre (29) est la plus sollicitée à un effort de compression qui est égale

$N_{c,Sd} = -198,83 \text{ KN}$, par rapport aux autres barres des membrures supérieures.

Donc on la vérifie vis-à-vis du flambement : $N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$ ou bien : $N_{c,Sd} \leq N_R$

Calcul l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur du flambement $l_f = l_0 = 2,47 \text{ m}$ (SAP 2000)

Les barres sont considérées (bi-articulées)

λ_k : Elancement Eulerien : $\lambda_k = 0,93\varepsilon$ avec : $\varepsilon = 1 \rightarrow \lambda_k = 0,93$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{2(i_x=i_y)} = \frac{247}{2 \times 1,8} = 68,61 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{0,68,61}{0,93} = 0,74 > 0,2 \text{ il y'a risque de flambement}$$

Facteur d'imperfection $\alpha = 0,52$ (courbe de flambement « c »)

$$\beta_a = 1$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \phi = 0,91$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,69$$

$$N_R = \chi \times \beta_a \times \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_R = 133,43 \text{ KN}$$

$$N_{c,Ed} = 133,43 \text{ KN} < N_R = 177,44 \text{ KN}$$

Conclusion la section choisie résiste

Conclusion :

le choix s'est porté sur la double cornière à ailes égale :

2L 150×12 pour les membrures inférieures et supérieures, 2L 60×8 pour les diagonales ,
2L 120×10 pour les montants et HEA 320 pour les montants d'extrémités est un choix
judicieux.

VI.1.3.5-Vérification de la flèche

On vérifie par la formule : $\delta_{\max} < \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\text{adm}} < \frac{l}{200} \text{ avec : } l = 25 \text{ m} = 2500 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{adm}} = \frac{2500}{200} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = G+Q$$

N° nœud	1	2	3	4	5	6	7
δ_{\max} (m)	0.00	-0.01	-0,019	-0.027	-0.033	-0.037	-0.039

N° nœud	8	9	10	11	12	13	14
δ_{\max} (m)	-0.038	-0.034	-0.029	-0.023	-0.015	-0.008	0.00

La plus grande flèche se trouve au niveau du nœud N° 7 d'où $\delta_{\max} = -0,039$

Alors on a $\delta_{\max} < \frac{l}{200} \rightarrow 3,9 \text{ cm} < 12,5 \text{ cm}$

VI.2. Les poteaux

V.1.1. Introduction :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment .ils doivent avoir des dimensions suffisante pour pouvoir résister aux efforts suivants

- Efforts de compression dus aux charges permanentes (poids propre de la couverture, pannes, et de la ferme) et aux surcharges climatiques (action du vent et de la neige) ;
- Effort de flexion due à la poussée horizontale du vent La valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition.

$$N_{sd} \leq N_{crd}$$

(5.4.4 page 61 CCM97)

$$M_{sd} = 394.39 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 90.874 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = -369.18 \text{ KN}$$

VI.1.2. choix du profilé

Après plusieurs simulations, on suppose que le poteau est un profilé HE320A, avec les caractéristiques suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	i _y cm ⁴	i _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA320	97.6	124.4	310	300	15.5	9	22930	6985	1628	709.7	13.58	7.49

Tableau VI.1 : Les caractéristiques du profilé HE320A

VI.1.3 Classe de la section transversale :

a. La semelle

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$c = b/2 = 150 \text{ mm}$$

$$t_f = 15.5 \text{ mm}$$

$$C/t_f = 9.67 < 10\epsilon$$

donc la semelle est de classe I

b. La classe de l'âme

$$d = 225 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 25 < 72\epsilon$$

donc l'âme est de classe I

La section globale étant de classe I

VI.1.3. Vérification de flambement

$$N_{brd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Avec

 β_A : 1 pour les sections transversale de classe I χ : est le coefficient de réduction pour le mode de flambement

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

$$\text{Avec : } \phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

 α : Facteur d'imperfection

$$h/b = 1.03 < 1.2$$

Courbe de flambement c $\Rightarrow \alpha = 0.49$

$$t_f = 15.5 \text{ mm} < 40$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

- **Plan y-y**

$$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{2}{0.135} = 14.81 \quad \lambda_1 = 93.9\varepsilon = 93.9 \quad \varepsilon = 1$$

- **Plan z-z**

$$\lambda_z = \frac{l}{i_z} = \frac{2}{0.0749} = 26.70$$

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z) = 26.70$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = 0.28$$

$$\phi = 0.56$$

$$\chi = 0.95$$

$$N_{bRd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2524.75 \text{ KN} > N_{sd} \text{ condition vérifiée}$$

VI.3.6. Vérification au déversement

a. Moment sollicitant

$$M_{y,sd} = 394.39 \text{ KN.m}$$

b. Résistance de calcul du HEA 320 au déversement

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

$$\left\{ \begin{array}{l} B_w = 1 \\ \text{Et pour les sections de classe 1} \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{array} \right.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right)}$$

$$\text{Avec: } \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ Pour les profilés laminés}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g)^2 \right]^2 - C_2 z_g \right\}$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ $C_2 = 0,459$;
- C_1 et C_2 facteurs dépendant des conditions des charges et d'encastrement ;
- I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 6985 cm^4 ;
- I_t : moment d'inertie de torsion = 108 cm^4 ;
- I_w : moment d'inertie de gauchissement = $1512 * 10^3 \text{ cm}^6$;
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 * 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 * 10^6 \text{ N/cm}^2$;
- K et K_w : facteurs de longueur effective ;
- $z_g = h/2 = 160 \text{ mm}$;
- $L = 12\text{m}$.

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^5 \times 6985}{(1 \times 8,15)^2} \left\{ \left[\left[\frac{1}{1} \right]^2 \frac{1512 \times 10^3}{6985} + \frac{(1 \times 120)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 108}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 6985} + (0,459 \times 160)^2 \right]^2 - 0,459 \times 160 \right\}$$

$$M_{cr} = 725898,45 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \cdot 1628 \cdot 235 \times 10^2}{725898,45}} = 0,725 = \bar{\lambda}_{LT}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,725 - 0,2) + (0,725^2)] = 27,52 = \phi_{LT}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[27,52 + \sqrt{27,52^2 - 4,79^2}]} = 0,018$$

$$M_{b,Rd} = (0,018 * 1 * 1628 * 23,5) / 1,1 = 626,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{b,Rd} \quad \text{La stabilité du déversement est vérifiée.}$$

Donc le profilé choisi **vérifie toutes les conditions**

VI.3. Calcul des éléments du contreventement

VI.3.1. Introduction

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

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants «poutres au vent», et en façade «palées de stabilité»

VI.3.2. Calcul de contreventement de façade (palée de stabilité)

Le palet de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

VI.3.2.1 Effort axial de traction

$$N_{sd} \leq N_{trd}$$

$$N_{sd} = 6.778 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A_x F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{min} = \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7.445}{23.5} = 0,317 \text{ cm}^2$$

VI.3.2.2 Choix du profilé

Donc on a choisi comme profilé 2*L80x80x8

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	i _y cm ⁴	i _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
L80x80x8	9.63	12.3	80	80	8	8	72.25	72.25	12.58	12.58	2.43	2.43

Tab VII.2. Les caractéristiques du profilé L80x80x8

$$N_{urd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = 62.7 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 36 \text{ KN/cm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$N_{urd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 1625.18 \text{ KN}$$

VI.3.2.3. Résistance plastique de la section nette $N_{net rd}$

$$N_{net rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{net} = 62.7 \text{ cm}^2$$

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

$$N_{net rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1205.5 \text{ KN}$$

VI.3.2.4 Résistance plastique de la section brute N_{plrd}

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 525.54 \text{ KN}$$

La vérification :

$\text{Min}(N_{urd}, N_{net rd}, N_{plrd}) \geq N_{sd} \rightarrow$ **le profilé résiste à la compression et à la traction**

VI.3.3. Calcul du contreventement de toiture (la poutre au vent) :

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

VI.3.3.1. Effort axial de traction

$$N_{sd} \leq N_{trd}$$

$$N_{sd} = 4.454 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{Ax F_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{\min} = \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{4.899}{23.5} = 0.208 \text{ cm}^2$$

VI.3.3.2. choix du profilé

Donc on a choisi comme profilé 2 L60x60x6

Profil	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
L60x60x6	5.42	6.91	60	60	6	6	22.79	22.79	5.29	5.29	1.82	1.82

Tableau VI.3 : les caractéristiques du profilé L60x60x6

$$N_{urd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = 50.28 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 36 \text{ KN/cm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$N_{urd} = 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 1303.25 \text{ KN}$$

VI.3.3.3 Résistance plastique de la section nette $N_{net rd}$

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{net} = 50.28 \text{ cm}^2$$

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

$$N_{net rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1074 \text{ KN}$$

VI.3.3.4 Résistance plastique de la section brute N_{plrd}

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 295. \text{ KN}$$

La vérification :

$$\text{Min} (N_{urd}, N_{net rd}, N_{plrd}) \geq N_{sd}$$

le profilé résiste à la compression et à la traction

VII.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. Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

Assemblages où se produit un changement de direction ; assemblages traverse-poteau, assemblages pied de poteau et assemblages entre éléments de structures en treillis ; Les assemblages constituent des parties importantes de chaque structure en acier.

La fabrication des assemblages, c'est-à-dire la découpe, 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.

VII.2- Composantes d'assemblages

Les assemblages de structures en acier sont, en règle générale, réalisés par soudure et/ou boulonnage.

VII.2.1-Soudures

Bien que de divers types de soudure soient possibles, les soudures d'angle telles qu'illustrées à la figure 2a sont normalement préférées aux soudures en bout représentées à la figure 2b, dans la mesure où elles ne requièrent qu'une préparation limitée des pièces à connecter et où elles peuvent d'habitude être réalisées à l'aide d'un équipement relativement simple.

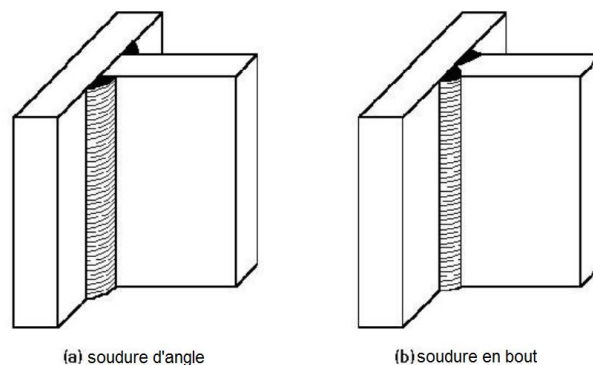


Figure VII.1 : Différents types de soudures pour les profilés en

VII.2.2-Boulons

En fonction de la configuration de l'assemblage et de la position des boulons, ces derniers sont sollicités en traction, en cisaillement ou en traction et cisaillement combinés ainsi qu'illustré la figure suivante :

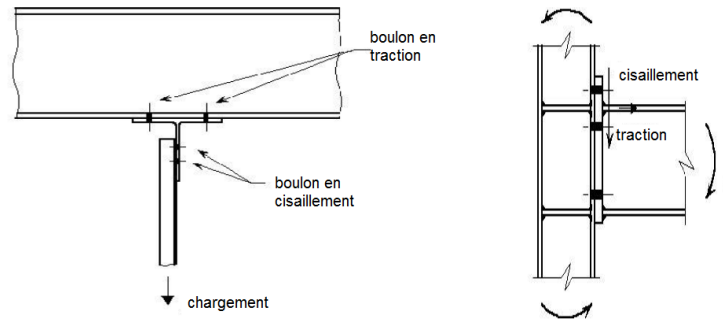


Figure VII.2 : Boulons chargés en traction et cisaillement

VII.2.3-Autres éléments d'assemblage

En plus des soudures et des boulons, d'autres éléments d'assemblage sont également nécessaires au transfert des efforts comme, par exemple, des plats et des cornières.

Les éléments d'assemblage (plat ou cornier) doivent, autant que possible, se mettre en place aisément et être accessibles au montage (sur chantier ou en atelier).

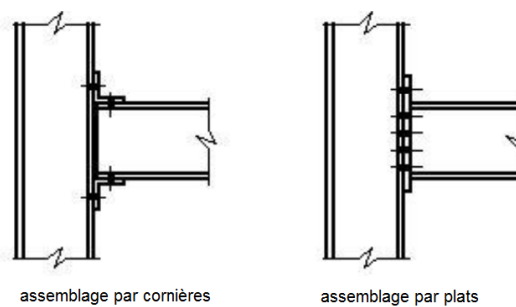


Figure VII.3 : Eléments d'assemblages cornières et plats

VII.3-Types d'assemblages

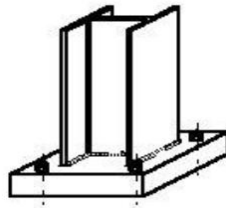
Dans les structures à un seul niveau, les assemblages entre les éléments principaux peuvent être classés de manière commode en :

- Assemblages traverse-poteau ;
- Assemblages de contreventements;
- Pieds de poteaux.

Les trois types d'assemblages précités, certaines exigences générales communes de fonctionnement sont requises :

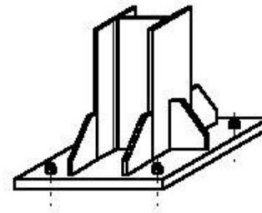
- Les assemblages doivent être suffisamment résistants pour transmettre les efforts.
- Ils doivent posséder le degré requis de flexibilité ou de rigidité.

VII.3.1- Pieds de poteau



(1)

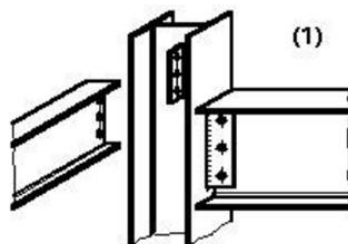
Figure VII.4.1: Platines épaisses, sans raidissage (plus économique)



(2)

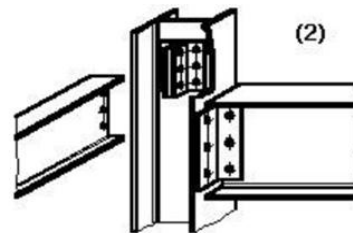
Figure VII.4.2: Platines minces raidies.

VII.3.2-. Assemblages traverse-poteau articulés



(1)

Figure VII.5.1: Assemblage par plat mince soudé au poteau.



(2)

Figure VII.5.2: Assemblage boulonné par cornières.

VII.3.3-Assemblages horizontaux de contreventements

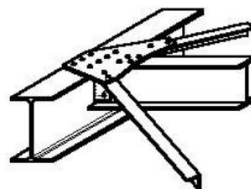
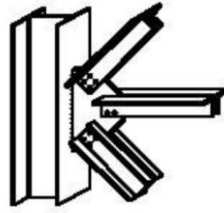


Figure VII.6: La présence des goussets sur les semelles supérieures peut poser un problème lorsque l'on utilise des toitures ou planchers métalliques.

VII.3.4- Assemblages verticaux de contreventements



Figures VII.7: Assemblage des contreventements verticaux par des doubles cornières.

VII.4-Calcul d'assemblage

VII.4.1-Calcul des assemblages de la ferme trapézoïdale

VII.4.1.1-L'épaisseur du gousset

Le choix qui s'est porté en avant sur les éléments principaux de la ferme est :

- Les montants de l'extrémité sont des profilés HEA 320
- Les montants sont de doubles cornières à ailes égales 2L 120×10/15
- Les diagonales sont de doubles cornières à ailes égales 2L 60×8/15
- Les membrures supérieures et inférieures sont de double cornières 2L 150×12/15

L'épaisseur du gousset est égale à l'épaisseur maximum des cornières de la ferme

D'où le choix de l'épaisseur du gousset égale à 15 mm

VII.4.1.2-Calcul de l'espacement d'une soudure des doubles cornières

Les doubles cornières sont reliés entre-elles par une soudure à une distance d .

Soit : $d = 50i$

Caractéristiques de calcul \ Cornières	Membrures supérieures 150×12/15	Membrures inférieures 150×12/15	Diagonales 60×8/15	Montants 120×10/15
Rayon de giration i (cm)	0,067	0,067	0,0309	0,0548
Distance de la soudure $d=50i$ (cm)	3,35	3,35	1,545	2,74

Tableau VII-1 : Les valeurs de la distance (d) des doubles cornières

VII.4.1.3-Calcul du treillis

VII.4.1.3.1-Assemblage boulonné

- Assemblages des cornières sur un gousset

1/Etude de l'assemblage membrures inférieurs gousset 2L 150×12/15

N=396,66 KN sous la combinaison 1,35G+1,5Q du programme (SAP 2000)

Les boulons sont de type **8.8**

Calcul de diamètre des boulons (d) :

$$t = (12, 8, 10) \text{ mm}$$

$$t = 12 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{d=16 \text{ mm}} \rightarrow \text{boulon de diamètre } \phi 16$$

$$d_0 = \text{diamètre de trou} : d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$$

Calcul du nombre de boulons nécessaires :

Résistance d'un boulon au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tableau 65.3 ; page 113 CCM 97})$$

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

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad (\text{voir tableau annexe})$$

$$\text{Résistance des boulons au cisaillement} \rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\text{Soit : } F_{v,Rd} = 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1,25} = 60,29 \text{ KN}$$

$$n = \frac{396,66}{60,29} = 6,58 \rightarrow \mathbf{n=7 \text{ boulons}}$$

Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince

La formule pour le calcul de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

e_1, p_1 (voir tableau annexe)

$$\frac{e_1}{3 d_0} = \frac{35}{3 \times 18} = 0,64$$

$$\frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 0,67$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22$$

$$\alpha = \min(0.64, 0.67, 2.22, 1) \rightarrow \alpha = 0.64$$

t = e : épaisseur du gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,64 \times 360 \times 10^{-3} \times 16 \times \frac{15}{1,25} \rightarrow F_{b,Rd} = 110,59 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{7} = \frac{396,66}{7} = 56,67 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 110,59 \text{ KN}$$

La pression diamétrale est acceptable

➤ **Soit à choisir (7) boulons de diamètre ($\emptyset = 16$)**

Mais ce nombre de boulons est important on va changer la classe des sections des boulons et même leurs diamètres :

N=396,66 KN sous la combinaison 1,35G+1,5Q du programme (SAP 2000)

Les boulons sont de type **10.9**

Calcul de diamètre des boulons (d) :

$$t = (12, 8, 10) \text{ mm}$$

$$t = 12 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{d = 20 \text{ mm}} \rightarrow \text{boulon de diamètre } \emptyset 20$$

$$d_0 = \text{diamètre de trou} : d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 22 \text{ mm}$$

Calcul du nombre de boulons nécessaires :

Résistance d'un boulon au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tableau 65.3 ; page 113 CCM 97})$$

$$f_{ub} : \text{valeur de la résistance à la traction du boulon} \rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 \quad (\text{voir tableau annexe})$$

γ_{Mb} : coefficient partiel de sécurité

$$\text{Résistance des boulons au cisaillement} \rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\text{Soit : } F_{v,Rd} = 0,5 \times 1000 \times 10^{-3} \times \frac{245}{1,25} = 98 \text{ KN}$$

$$n = \frac{396,66}{98} = 4,04 \rightarrow \mathbf{n = 4 \text{ boulons}}$$

Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince

La formule pour le calcul de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

e_1, p_1

(voir tableau annexe)

$$\frac{e_1}{3 d_0} = \frac{40}{3 \times 22} = 0,60$$

$$\frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{60}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 0,75$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{1000}{360} = 2,77$$

$$\alpha = \min (0,60; 0,75; 2,77; 1) \rightarrow \alpha = 0,60$$

$t = e$: épaisseur du gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,6 \times 360 \times 10^{-3} \times 20 \times \frac{15}{1,25} \rightarrow F_{b,Rd} = 129,6 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{4} = \frac{396,66}{4} = 99,16 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 129,6 \text{ KN}$$

La pression diamétrale est acceptable

➤ **Soit à choisir (4) boulons de diamètre ($\varnothing = 20$)**

2/Etude de l'assemblage montant gousset 2L 120×10/15

$N = -51,36 \text{ KN}$ sous la combinaison $1,35G + 1,5Q$ du programme (SAP 2000)

Les boulons sont de type **5.8**

Calcul de diamètre des boulons (d) :

$$t = (8, 10, 12) \text{ mm}$$

$$t = 12 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{d = 16 \text{ mm}} \rightarrow \text{boulon de diamètre } \varnothing 16$$

$$d_0 = \text{diamètre de trou} : d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$$

Calcul du nombre de boulons nécessaires :

Résistance d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tableau 65.3 ; page 113 CCM 97})$$

f_{ub} : valeur de la résistance à la traction du boulon $\rightarrow f_{ub}=500 \text{ N/mm}^2$

$A_s=157 \text{ mm}^2$ (voir tableau annexe)

γ_{Mb} : coefficient partiel de sécurité

Résistance des boulons au cisaillement $\rightarrow \gamma_{Mb}=1,25$

$$\text{Soit : } F_{v,Rd} = 0,6 \times 500 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1,25} = 37,68 \text{ KN}$$

$$n = \frac{51,36}{37,68} = 1,36 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{n=2 \text{ boulons}}$$

Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince

La formule pour le calcul de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

$$\frac{e_1}{3 d_0} = \frac{35}{3 \times 18} = 0,64$$

$$\frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 0,67$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{500}{360} = 1,38$$

$$\alpha = \min (0,64, 0,67, 1,38, 1) \rightarrow \alpha = 0,64$$

$t = e$: épaisseur du gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,64 \times 360 \times 10^{-3} \times 16 \times \frac{15}{1,25} \rightarrow F_{b,Rd} = 110,59 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{2} = \frac{51,36}{2} = 25,68 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 110,59 \text{ KN}$$

La pression diamétrale est acceptable

➤ **Soit à choisir (2) boulons de diamètre ($\emptyset = 16$)**

3/Etude de l'assemblage diagonal gousset 2L 60×8/15

$N=158,47$ KN sous la combinaison $1,35G+1,5Q$ du programme (SAP 2000)

Les boulons sont de type **5.8**

Calcul de diamètre des boulons (d) :

$$t = (8, 12, 10) \text{ mm}$$

$$t=12\text{mm} \rightarrow d=16 \text{ mm} \rightarrow \text{boulon de diamètre } \phi 16$$

$$d_0=\text{diamètre de trou} : d_0=d+2\text{mm} \rightarrow d_0=18 \text{ mm}$$

Calcul du nombre de boulons nécessaires :

Résistance d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tableau 65.3 ; page 113 CCM 97})$$

$$f_{ub} : \text{valeur de la résistance à la traction du boulon} \rightarrow f_{ub}=500 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s=157 \text{ mm}^2 \quad (\text{voir tableau annexe})$$

γ_{Mb} : coefficient partiel de sécurité

$$\text{Résistance des boulons au cisaillement} \rightarrow \gamma_{Mb}=1,25$$

$$\text{Soit : } F_{v,Rd}=0,6 \times 500 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1,25}=37,68 \text{ KN}$$

$$n = \frac{158,47}{37,68} = 4,20 \rightarrow \mathbf{n=5 \text{ boulons}}$$

Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince

La formule pour le calcul de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

$$\frac{e_1}{3 d_0} = \frac{35}{3 \times 18} = 0,64$$

$$\frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 0,67$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{500}{360} = 1,38$$

$$\alpha = \min (0,64, 0,67, 1,38, 1) \rightarrow \alpha=0,64$$

$t = e$: épaisseur du gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,64 \times 360 \times 10^{-3} \times 16 \times \frac{15}{1,25} \rightarrow F_{b,Rd} = 110,59 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{5} = \frac{158,47}{5} = 31,69 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 110,59 \text{ KN}$$

La pression diamétrale est acceptable

➤ **Soit à choisir (5) boulons de diamètre ($\emptyset = 16$)**

Mais ce nombre de boulons est important on va changer la classe des sections des boulons et même leurs diamètres :

$N = 51,36 \text{ KN}$ sous la combinaison $1,35G + 1,5Q$ du programme (SAP 2000)

Les boulons sont de type **6.8**

Calcul de diamètre des boulons (d) :

$$t = (12, 8, 10) \text{ mm}$$

$$t = 12 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{d = 16 \text{ mm}} \rightarrow \text{boulon de diamètre } \emptyset 16$$

$$d_0 = \text{diamètre de trou} : d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$$

Calcul du nombre de boulons nécessaires :

Résistance d'un boulon au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tableau 65.3 ; page 113 CCM 97})$$

$$f_{ub} : \text{valeur de la résistance à la traction du boulon} \rightarrow f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad (\text{voir tableau annexe})$$

γ_{Mb} : coefficient partiel de sécurité

$$\text{Résistance des boulons au cisaillement} \rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$\text{Soit : } F_{v,Rd} = 0,5 \times 600 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1,25} = 37,68 \text{ KN}$$

$$n = \frac{51,36}{37,68} = 1,36 \rightarrow \mathbf{n = 2 \text{ boulons}}$$

Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince

La formule pour le calcul de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

e_1, p_1

(voir tableau annexe)

$$\frac{e_1}{3 d_0} = \frac{40}{3 \times 22} = 0,60$$

$$\frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{60}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 0,75$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{600}{360} = 1,66$$

$$\alpha = \min (0.60; 0.75; 1.66; 1) \rightarrow \alpha = 0,60$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,6 \times 360 \times 10^{-3} \times 20 \times \frac{15}{1,25} \rightarrow F_{b,Rd} = 129,6 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{2} = \frac{51,36}{2} = 25,68 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 129,6 \text{ KN}$$

La pression diamétrale est acceptable

➤ **Soit à choisir (2) boulons de diamètre ($\varnothing = 16$)**

4/Etude de l'assemblage membrures supérieures gousset 2L 150×10/15

$N=254,46 \text{ KN}$ sous la combinaison $1,35G+1,5Q$ du programme (SAP 2000)

Les boulons sont de type **8.8**

Calcul de diamètre des boulons (d) :

$$t = (8,12,10) \text{ mm}$$

$$t = 12 \text{ mm} \rightarrow \mathbf{d = 16 \text{ mm}} \rightarrow \text{boulon de diamètre } \varnothing 16$$

$$d_0 = \text{diamètre de trou} : d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$$

Calcul du nombre de boulons nécessaires :

Résistance d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

(tableau 65.3 ; page 113 CCM 97)

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

$A_s=157 \text{ mm}^2$ (voir tableau annexe)

Résistance des boulons au cisaillement $\rightarrow \gamma_{Mb}=1,25$

$$\text{Soit : } F_{v,Rd}=0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1,25}=60,29 \text{ KN}$$

$$n = \frac{254,46}{60,29}=4,22 \quad \rightarrow \quad \mathbf{n=5 \text{ boulons}}$$

Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince

Le CCM 97 donne la formule suivante pour le calcul de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

$$\frac{e_1}{3 d_0} = \frac{35}{3 \times 18} = 0,64$$

$$\frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4} = \frac{50}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 0,67$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22$$

$$\alpha = \min (0,64, 0,67, 2,22, 1) \quad \rightarrow \quad \alpha=0,64$$

$$F_{b,Rd}=2,5 \times 0,64 \times 360 \times 10^{-3} \times 16 \times \frac{15}{1,25} \quad \rightarrow \quad F_{b,Rd}= 110,59 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{5} = \frac{254,46}{5} = 50,89 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 110,59 \text{ KN}$$

La pression diamétrale est acceptable

➤ **Soit à choisir (5) boulons de diamètre ($\emptyset = 16$)**

VIII.4.1.3.2-Disposition constructive :

1. Pour les membrures inférieurs et supérieurs :

a) Pince longitudinale (e_1)

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad (1) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106, CCM97]}$$

Avec : $d_0=22 \text{ mm}$

$e_{1\min}=30 \text{ mm}$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

$$t=e=15\text{mm}$$

$$(1) \longleftrightarrow 26,4 \text{ mm} < 50 \text{ mm} < 180 \text{ mm} \rightarrow \text{C.V}$$

b) Pince transversale : (e_2)

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad (2) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106, CCM97]}$$

$$\text{Avec : } d_0=22 \text{ mm}$$

$$e_{2\text{min}}=25 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'intérieur

$$t=e=15 \text{ mm}$$

$$(2) \longleftrightarrow 33 \text{ mm} < 75 \text{ mm} < 180 \text{ mm} \rightarrow \text{C.V}$$

a. Entraxe (p_1) :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad (3) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106, CCM97]}$$

$$\text{Avec : } d_0=22 \text{ mm}$$

$$p_{1\text{min}}=45 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'intérieur

$$t=e=15 \text{ mm}$$

$$(3) \longleftrightarrow 48,4 \text{ mm} < 60 \text{ mm} < 210 \text{ mm} \rightarrow \text{C.V}$$

2. Pour les diagonaux :

a) Pince longitudinal (e_1)

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad (1) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106, CCM97]}$$

$$\text{Avec : } d_0=18 \text{ mm}$$

$$e_{1\text{min}}=25 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

$$t=e=15 \text{ mm}$$

$$(2) \longleftrightarrow 21,6 \text{ mm} < 40 \text{ mm} < 180 \text{ mm} \rightarrow \text{C.V}$$

b) Pince transversale : (e_2)

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad (2) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106, CCM97]}$$

$$\text{Avec : } d_0=18 \text{ mm}$$

$$e_{2\text{min}}=20 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'intérieur

$$t=e=9\text{mm}$$

$$(2) \leftrightarrow 27 \text{ mm} < 30 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \rightarrow C.V$$

c) Entraxe (p_1) :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad (3) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106,CCM97]}$$

Avec : $d_0=18 \text{ mm}$

$$p_{1\text{min}}=40 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'intérieur

$$t=e=10 \text{ mm}$$

$$(3) \leftrightarrow 39,6 \text{ mm} < 60 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \rightarrow C.V$$

3. Pour les montants :

a) Pince longitudinal (e_1)

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad (1) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106,CCM97]}$$

Avec : $d_0=18 \text{ mm}$

$$e_{1\text{min}}=25 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

$$t=e=10\text{mm}$$

$$(3) \leftrightarrow 21,6 \text{ mm} < 40 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \rightarrow C.V$$

b) Pince transversale : (e_2)

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \dots\dots\dots(2) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106,CCM97]}$$

Avec : $d_0=18 \text{ mm}$

$$e_{2\text{min}}=20 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'intérieur

$$t=e=9\text{mm}$$

$$(2) \leftrightarrow 27 \text{ mm} < 60 \text{ mm} < 120 \text{ mm} \rightarrow C.V$$

c) Entraxe (p_1) :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \dots\dots\dots(3) \text{ [Tableau 65.1 ; page 106,CCM97]}$$

Avec : $d_0=18 \text{ mm}$

$$p_{1\text{min}}=40 \text{ mm}$$

t : épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'intérieur

t=e=10 mm

(3) ↔ 40 mm < 60 mm < 120 mm → C.V

Assemblages	Boulons			Entraxes		
	Nuance	∅ mm	Nombres	(p ₁ ,p ₂)	e ₁	e ₂
Membrures inférieures/ gousset	10.8	20	4	60	50	75
Montants/gousset	5.8	16	2	60	40	60
Diagonales/gousset	6.8	16	2	60	40	30
Membrures supérieures/gousset	8.8	16	5	60	50	75

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

- Calcul des dimensions du gousset :

-Membrures inférieure-diagonale-montant

$$L_1 = 2 * e_1 + 6 * p_1 \rightarrow L_1 = 500 \text{ mm}$$

$$L_2 = 2 * e_1 + p_1 + a \rightarrow L_2 = 250 \text{ mm}$$

-Membrures supérieure-diagonale-montant

$$L_1 = 2 * e_1 + 6 * p_1 \rightarrow L_1 = 500 \text{ mm}$$

$$L_2 = 2 * e_1 + p_1 + a \rightarrow L_2 = 250 \text{ mm}$$

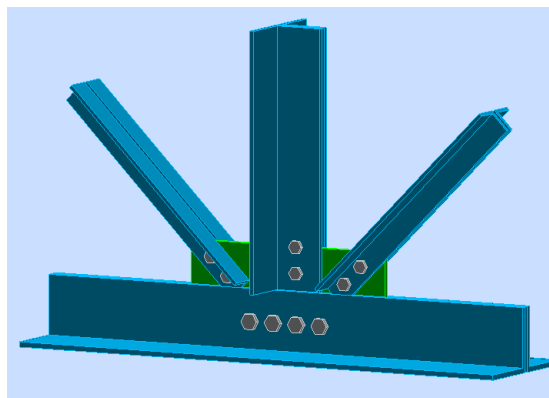
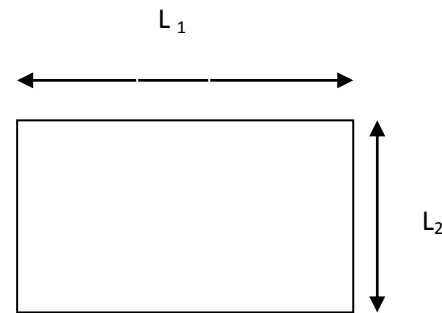


Figure VII.8: Vue en 3D de l'assemblage des éléments de la ferme

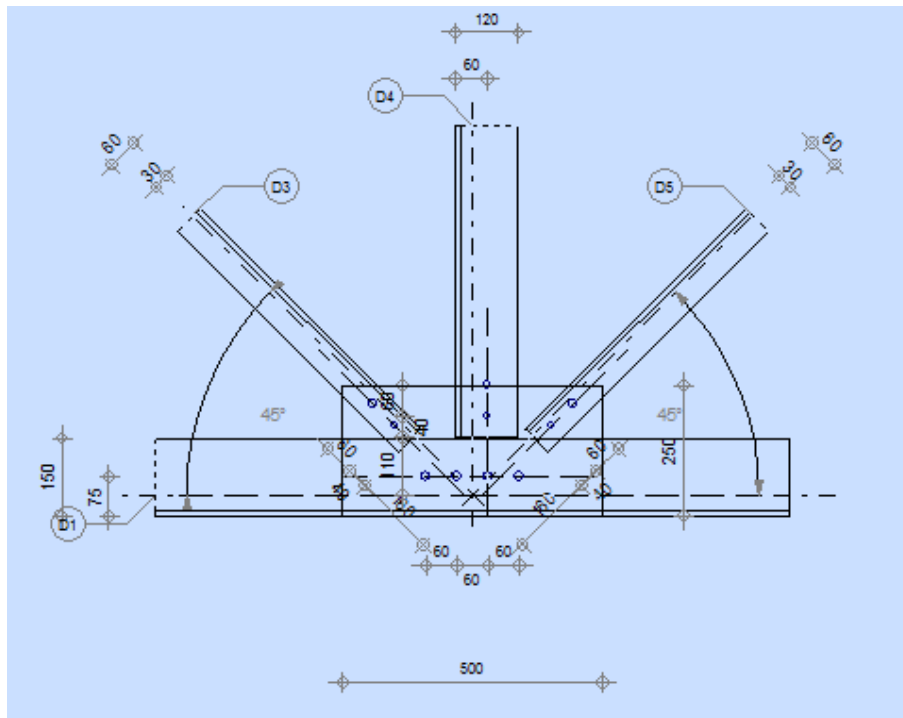


Figure VII.9 : Cotations des différentes composantes de la ferme

VIII.4.1.3.3.-Assemblage soudé

- Assemblage de deux cornières sur un gousset :

1/Etude de l'assemblage membrure inferieurs gousset : 2 L 150×12

- Calcul des cordons de soudure :

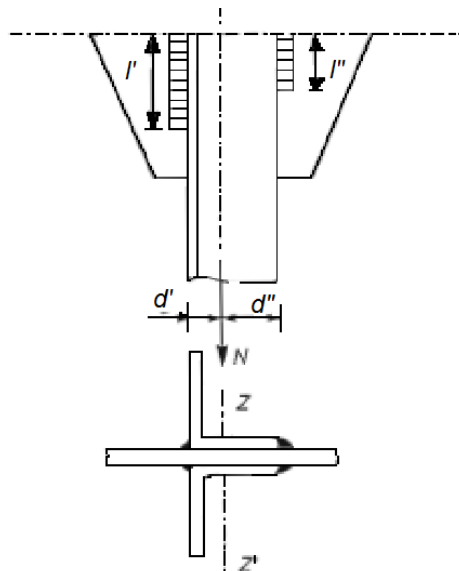


Figure VII.10 : Attache de deux cornières sur un gousset

$N=396,66\text{KN}$ sous la combinaison $1,35G+1,5Q$ du programme (SAP 2000)

$t_{\max}=10\text{ mm}$

a_{min} : épaisseur d'un cordon de soudure $\rightarrow a_{min}=4$ mm

h	T	r	A	D'
mm	mm	mm	cm ²	cm
150	10	16	29,27	4,03

$d'=40,3$ mm

$d''=h-d'=150-40,3=109,7$ mm

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

par ailleurs, il faut vérifier que :

$$\sum l > B_w * \gamma_{Mw} \frac{N\sqrt{3}}{a f_u} \quad \text{Avec: } \sum l = 2*(l'+l'')$$

Du fait de l'égalité des moments statique.

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

$$D'où : \quad l' \geq \frac{B_w * \gamma_{Mw} * N\sqrt{3}}{2a * f_u * (1+\frac{d'}{d''})} \quad l'' \geq \frac{B_w * \gamma_{Mw} * N\sqrt{3}}{2a * f_u * (1+\frac{d''}{d'})}$$

Avec :

B_w : facteur de corrélation approprié

γ_{Mw} : coefficient variable

Nuance d'acier	F _c 360	F _c 430	F _c 510
B_w	0,80	0,85	0,90
γ_{Mw}	1,25	1,30	1,35

Tableau VII.3- Valeur des coefficients variable selon la nuance d'acier

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 * 1,25 * 396660\sqrt{3}}{2 * (4) * 360 * (1 + \frac{40,3}{109,7})} = 174,46 \text{ mm} \quad l'' \geq \frac{0,8 * 1,25 * 396660\sqrt{3}}{2 * (4) * 360 * (1 + \frac{109,7}{40,3})} = 64,09 \text{ mm}$$

2/ Etude de l'assemblage membrure supérieure gousset :

- calcul des cordons de soudure :

Le même calcul que les membrures inférieures

3/ Etude de l'assemblage montant gousset 2L 120x10

N=51,36 KN sous la combinaison 1,35G+1,5Q du programme (SAP 2000)

$t_{max} = 10$ mm

a_{min} : épaisseur d'un cordon de soudure $\rightarrow a_{min} = 4$ mm

h	T	r	A	d
mm	mm	mm	cm ²	cm
120	10	13	23,18	3,31

$d' = 33,1$ cm

$d'' = h - d' = 120 - 33,1 = 86,9$ mm

D'où :

$$l' \geq \frac{Bw * \gamma_{Mw} * N \sqrt{3}}{2a * fu * (1 + \frac{d'}{d''})} \qquad l'' \geq \frac{Bw * \gamma_{Mw} * N \sqrt{3}}{2a * fu * (1 + \frac{d''}{d'})}$$

Avec :

B_w : facteur de corrélation approprié

γ_{Mw} : coefficient variable

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 * 1,25 * 51360 \sqrt{3}}{2 * (4) * 360 * (1 + \frac{33,1}{86,9})} = 22,37 \text{ mm} \qquad l'' \geq \frac{0,8 * 1,25 * 51360 \sqrt{3}}{2 * (4) * 360 * (1 + \frac{86,9}{33,1})} = 8,52 \text{ mm}$$

4/Etude de l'assemblage diagonal gousset 2L 60x8

N=158,47 KN sous la combinaison 1,35G+1,5Q du programme (SAP 2000)

$t_{max} = 10$ mm

a_{min} : épaisseur d'un cordon de soudure $\rightarrow a_{min} = 4$ mm

h	T	r	A	d
mm	mm	mm	cm ²	cm
60	10	8	11,23	1,81

$d' = 18,1$ mm

$d'' = h - d' = 60 - 18,1 = 41,9$ mm

D'où :

$$l' \geq \frac{Bw * \gamma_{Mw} * N \sqrt{3}}{2a * fu * (1 + \frac{d'}{d''})} \qquad l'' \geq \frac{Bw * \gamma_{Mw} * N \sqrt{3}}{2a * fu * (1 + \frac{d''}{d'})}$$

Avec :

β_w : facteur de corrélation approprié

γ_{Mw} : coefficient variable

Donc :

$$l' \geq \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 156470 \sqrt{3}}{2 \cdot (4) \cdot 360 \cdot \left(1 + \frac{18,1}{41,9}\right)} = 65,71 \text{ mm}$$

$$l' \geq \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot 156470 \sqrt{3}}{2 \cdot (4) \cdot 360 \cdot \left(1 + \frac{41,9}{18,1}\right)} = 40,65 \text{ mm}$$

VIII.4.1.3.4-Vérification de la soudure au cisaillement

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

$$F_{w,Rd} = a \cdot l \cdot F_{vw,d} \quad \text{(formule 6.9 ;CCM97)}$$

Avec:

$$F_{vw,d} = f_u / \sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw} \quad \text{(formule 6.10 ;CCM97)}$$

Avec :

$F_{vw,d}$:résistance de calcul d'une soudure d'angle au cisaillement

f_u : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées

β_w : facteur de corrélation

Donc :

$$F_{vw,d} = 360 / \sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25 \quad F_{vw,d} = 207,84 \text{ N}$$

1/membrure inferieure et supérieur :

$$L = l' + l'' \rightarrow L = 238,55 \text{ mm} ; a = 4 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot 238,55 \cdot 207,84 = 198320,9 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 396660 \text{ N} > F_{w,Rd} = 198320,9 \text{ N}$$

2/Montants:

$$L = l' + l'' \rightarrow L = 30,89 \text{ mm} ; a = 4 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot 30,89 \cdot 207,84 = 25680,71 \text{ N}$$

$$N_{sd} = -51360 \text{ N} > F_{w,Rd} = 25680,71 \text{ N}$$

3/Diagonales:

$$L = l' + l'' \rightarrow L = 106,36 \text{ mm} ; a = 4 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = 4 \cdot 106,36 \cdot 207,84 = 88423,45 \text{ N}$$

$$N_{sd} = 158470 \text{ N} > F_{w,Rd} = 88423,45 \text{ N}$$

VIII.4.2-Calcul des assemblages d'encastrement Poteau-Ferme

Un assemblage poteau - ferme dont les caractéristiques des composants sont :

1. ferme trapézoïdale

Membrures supérieures et inférieures : 2L 150×150×12

Montants : 2L 120×120×10

Diagonales : 2L 60×60×8

2. poteau : HEA320 : $h = 310 \text{ mm}$ $b_f = 300 \text{ mm}$ $t_f = 15,5 \text{ mm}$ $t_w = 9 \text{ mm}$

3. Platine

-épaisseur: $e \geq t_f$ $e \geq 15,5 \text{ mm}$ $e = 16 \text{ mm}$

- largeur: $b = b_f = 300 \text{ mm}$

-hauteur : $h = 200 \text{ mm}$

4. sollicitations appliquées :

$$N_{sd} = 97,96 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 389,54 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = -407,35 \text{ KN.m}$$

5. Boulons: Acier F_c360

$N = 97,96 \text{ KN}$ sous la combinaison 1,35G+1,5Q du programme (SAP 2000)

Les boulons sont de type H.R 8.8

- Calcul de diamètre des boulons (d) :

$d = 16 \text{ mm} \rightarrow$ boulon de diamètre $\phi 16$

$d_0 = \text{diamètre de trou} : d_0 = d + 2 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm}$

- Calcul du nombre de boulons nécessaires :

Résistance d'un boulon au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb} \quad (\text{tableau 65.3 ; page 113 CCM 97})$$

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

A_s : aire de la section résistante en traction du boulon

$A_s = 157 \text{ mm}^2$ (voir tableau annexe)

γ_{Mb} : coefficient partiel de sécurité

Résistance des boulons au cisaillement $\rightarrow \gamma_{Mb} = 1,25$

$$\text{Soit :} \quad F_{v,Rd} = 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1,25} = 60,29 \text{ KN}$$

$n = 3,62 \rightarrow n = 4$ boulons

- Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale consiste à éviter une ovalisation du trou ou l'arrachement de la pince

Le CCM 97 donne la formule suivante pour le calcul de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = 2,5 * \alpha * f_u * d * \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

e_1 , p_1 (voir tableau annexe)

$$\frac{e_1}{3d_0} = \frac{35}{3*18} = 0,64$$

$$\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{50}{3*18} - \frac{1}{4} = 0,67$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{360} = 2,22$$

$$\alpha = \min (0,64, 0,67, 2,22, 1) \rightarrow \alpha = 0,64$$

$t = e$: épaisseur du gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 * 0,64 * 360 * 10^{-3} * 16 * \frac{10}{1,25} \rightarrow F_{b,Rd} = 73,73 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{4} = \frac{97,96}{4} = 48,98 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 73,73 \text{ KN}$$

La pression diamétrale est acceptable

- Soit à choisir (4) boulons de diamètre ($\emptyset = 16$)

VIII.4.2.1-Vérification de la résistance des boulons

$$N_{Ed} \leq 0,05 N_{pl,Rd}$$

La section (HEA 320) :

- Aire d'un HEA 320 = 12440 mm²

$$N_{pl,Rd} = 12440 \times 235 / 800 = 3654,25 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 97,96 \text{ kN} = 0,05 \times 3654,25 = 182,71 \text{ kN}$$

1/ Résistance des boulons au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times 800 \times 157 / 1,25 = 60288 \text{ N}$$

2/ Calcul de la pression diamétrale

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

Où α_b est la plus petite des valeurs de α_d ; $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ou 1,0

pour les boulons de rive : $\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0}$;

$$\alpha_b = \min \{ e_1 / 3d_0 ; f_{ub} / f_u ; 1 \}$$

$$\alpha_b = e_1 / 3d_0 = 35 / (3 \times 18) = 0,65$$

$$f_{ub} / f_u = 800 / 360 = 2,22$$

$$\alpha_b = \min \{ 0,65 ; 2,22 ; 1 \} = 0,65$$

Les (02) boulons sont "de rive"

$$k_1 = (2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7)$$

e_2 : pince transversale

$$e_2 = 25 \text{ mm}$$

$$k_1 = \min \{ 2,8 \times (25 / 18) - 1,7 ; 2,5 \} = \min \{ 2,18 ; 2,5 \} = 2,18$$

$$\text{côté poteau } F_{b,Rd} = 2,18 \times 0,65 \times 360 \times 16 \times 15,5 / 1,25 = 101207,8 \text{ N}$$

$$\text{côté platine } F_{b,Rd} = 2,18 \times 0,65 \times 360 \times 16 \times 10 / 1,25 = 65295,36 \text{ N}$$

3/Résistance des boulons à la traction

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Où : $k_2 = 0,63$ pour un boulon à tête fraisée

Sinon : $k_2 = 0,9$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times 800 \times 157 / 1,25 = 90432 \text{ N}$$

4/Résistance de l'âme du poteau au cisaillement

L'élanement de l'âme du poteau satisfasse le critère $d / t_w < 69 \varepsilon$.

Acier du poteau = S235 à $\varepsilon = 1$

$$d = h - (2 \times (e + r))$$

- $d = 310 - (2 \times (15,5 + 27)) = 225 \text{ mm}$

- $d / t_w = 225 / 9 = 25 < 69$

C.V

- Capacité de l'âme seule

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 f_{y,wc} A_{vc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$A_{vc} = A - [(2 \times b_f \times e) + ((t_w + 2 \times r) \times e)]$$

$$A_{vc} = 12440 - (2 \times 300 \times 15,5) + [(9 + (2 \times 27)) \times 15,5] = 4116,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{wp,Rd} = (0,9 \times 235 \times 4116,5) / (\sqrt{3} \times 1) = 502664,09 \text{ N}$$

$$N \leq F_{c,Rd} = 214,42 \text{ KN}$$

C V

VIII.1- Calcul des pieds de poteaux

VIII.1.1-Introduction

La base de poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par des raidisseurs

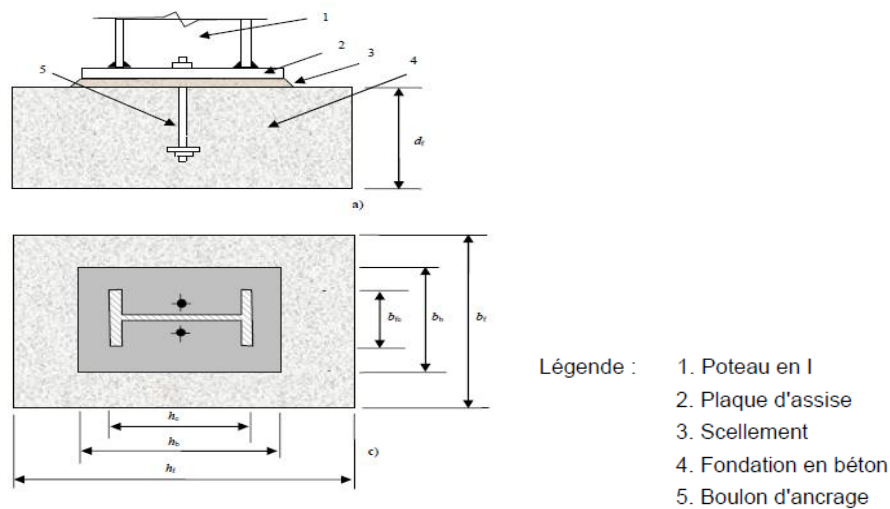


Figure VIII.1 : pieds de poteaux articulés type et différents emplacements pour les boulons d'ancrage

VIII.1.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

La section du poteau HEA 320 sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 101,81 \text{ KN}$
- effort tranchant correspondant : $V_{sd} = 191,25 \text{ KN}$
- effort de soulèvement : $N_{sd} = -60,82 \text{ KN}$
- effort tranchant correspondant : $V_{sd} = 68,68 \text{ KN}$

Etape 1 : choix des résistances de calcul des matériaux

a. résistance de l'acier de la plaque d'assise

Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_{yp} = 235 \text{ N/mm}^2$

b. résistance d'appui du matériau de scellement (mortier de calage)

On peut voir ci-dessous que dans la plupart des cas pratiques, la résistance de calcul à l'écrasement peut être considérée égale à la résistance de calcul du béton en compression, c'est-à-dire $f_{jd}=f_{cd}$

Le tableau VIII.1 donne des résistances de calcul à l'écrasement types pour les classes de béton et des matériaux de scellement types

Classe de béton f_{ck}	20	25	30	35	40	45
Résistance à l'écrasement f_{jd}	13.3	16.7	20	23,3	26,7	30

Tableau VIII.1 : résistance à l'écrasement pour le béton et le matériau de scellement types
 f_{cd} : La résistance de calcul à la compression du béton de fondation

$$f_{jd} = \alpha\beta f_{cd} = (2/3)(1/5) f_{cd} = f_{cd} = 16.7$$

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ résistance de béton à la compression

f_{cd} qui est la base des valeurs de calcul données au tableau

Etape 2 : estimation préliminaire de l'aire de la plaque d'assise

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c * b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 \quad A_{c0} = \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)$$

$$A_{c0} = \max \left(\frac{1}{310 * 300} * \left(\frac{101810}{16.7} \right)^2 ; \left(\frac{101810}{16.7} \right) \right)$$

$$A_{c0} = 6096,4 \text{ mm}^2$$

Etape 3 : choix du type de la plaque d'assise

Il est recommandé de choisir le type de la plaque d'assise comme suite :

$A_{c0} \geq 0.95 h_c * b_{fc}$ adopter une plaque d'assise étendue

$A_{c0} < 0.95 h_c * b_{fc}$ adopter une plaque d'assise courte

Comme estimation pour :

$$A_{c0} = 6096,4 \text{ mm}^2 < 0.95 * 310 * 300 = 88350 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d’assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 335 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + 2 \times 15.5 = 331 \text{ mm}$$

$$h_p = 345 \text{ mm} > h_{fc} + 2t_{fc} = 310 + 2 \times 15.5 = 341 \text{ mm}$$

$$\text{ce qui donne } A_{c0} = 335 \times 345 = 115575 \text{ mm}^2 > 6096,4 \text{ mm}^2$$

Etape 4 : détermination de la largeur d’appui supplémentaire

La valeur de la largeur d’appui supplémentaire « c » est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d’une plaque d’assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré

a. résistance de calcul d’une plaque d’assise à projection courte :

En supposant que les projections au-delà des bords de la semelle du poteau sont égales à l’épaisseur de la semelle du poteau t_{fc} , la résistance de calcul est donnée par l’expression :

$$N_{Rd} = f_{jd} [2(b_{fc} + 2t_{fc})(c + 2t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})]$$

Avec :

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \text{ seules les solutions positives sont à retenir}$$

le tableau VIII.2 donne les expressions des constantes A, B et C, dans la colonne pertinente « tronçons non recouvrants »

Constante	Plaque d’assise à projection courte	Plaque d’assise à projection étendu	
	Tronçons en T équivalent non recouvrants	Tronçons en T équivalent non recouvrants	Recouvrement anticipé des tronçons en T équivalents
A	2	2	2
B	$-(b_{fc} - t_{wc} + h_c)$	$+(2b_{fc} - t_{wc} + h_c)$	$+(b_{fc} + h_c)$
C	$+(N_{sd}/2f_{jd}) - (2b_{fc}t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$	$+(b_{fc}t_{fc} + 0.5 h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc}) - (N_{sd}/2f_{jd})$	$+(b_{fc} + h_c)/2 - (N_{sd}/2f_{jd})$

Tableau VIII.2 : expressions des paramètres de l’équation quadratique

$$A = 2 \quad B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(300 - 9 + 310) = -601 \text{ mm}$$

$$C = +(N_{sd}/2f_{jd}) - (2b_{fc}t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$

$$C = +(101810/2 \times 16.7) - (2 \times 300 \times 15.5 + 4 \times 15.5^2 + 0.5 \times 310 \times 9 - 15.5 \times 9) = -8468,3 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :
$$c = \frac{601 - \sqrt{601^2 - 4 \times 2 \times (-8468,3)}}{2 \times 2} = -13,49 \text{ mm}$$

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle

Pour le calcul de la largeur additionnelle « c » dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

b. calcul de la largeur d'appui additionnelle « c » :

En posant : $t=15 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise

$$c = t \times \left(\frac{F_{yp}}{3F_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0.5}$$

$$c = 15 \times \left(\frac{235}{3 \times 16.7 \times 1.1} \right)^{0.5} = 30.97 \text{ mm}$$

$$c = 31 \text{ mm} \leq (h_c - 2t_{fc})/2 = (310 - 2 \times 15.5) = 279 \text{ mm}$$

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

c. Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

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

avec :
$$N_{Rd} = A \times f_{jd}$$

$$N_{Rd} = 115575 \times 16.7 \times 10^{-3} = 1930,1 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 101.81 < N_{Rd} = 1930,1 \text{ KN}$$

C.V

d. calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

- calcul de moment résistant M_{Rd}

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \gamma_{M0}}$$

$$M_{Rd} = \frac{15^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 8011,36 \text{ N/mm} = 8.011 \text{ KN/mm}$$

- Calcul du moment de flexion M_{Sd}

$$M_{Sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) \times N_{Sd}}{A} = \frac{\left(\frac{31^2}{2}\right) \times 101.81}{115575} = 0,42 \text{ KN/mm}$$

$$M_{Sd} = 0.42 \text{ KN/mm} < M_{Rd} = 8.011 \text{ KN/mm} \quad \text{C.V}$$

e. vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise

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

Avec : $F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{Sd} = 0.2 * 101.81 = 20.36 \text{ KN}$

N_{Sd} : est l'effort de calcul du poteau

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

$$V_{sd} = 119,25 \text{ KN} > F_{v,Rd} = 20.36 \text{ KN} \quad \text{C.non vérifiée}$$

Remarque :

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'ancrages vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

VIII.1.4. Les tiges d'ancrages

Elles sont droites mais généralement recourbées à une extrémité, ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de la charpente lors du montage de la structure. Ces efforts de traction sont engendrés par le vent de soulèvement en général et par les moments à la base comme dans notre cas de poteau encastres.

VIII.1.4.1-résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b F_{vb,Rd}$$

Ou :

$F_{f,Rd}$: résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{Sd} dans le poteau

$$F_{f,Rd} = 0,2 N_{Sd}$$

$$F_{f,Rd} = 0,2 \times 101.81 = 20.36 \text{ KN}$$

$F_{vb,Rd}$: résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement

$$F_{vb,Rd} = \frac{a_{cb} \times f_{yb} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$a_{cb} = 0.44 - 0.0003 \times f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \text{ N/mm}^2 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

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 est satisfaite :

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

Pour quatre tiges M20 en classe 4.6

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

$$F_{vb,Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 28,85 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 20.36 + 4 \times 29 = 135,76 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 119.25 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 135,76 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d'ancrages dans le cas de grands efforts de cisaillement comme le séisme

On choisit une bêche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- profondeur efficace : $60 \text{ mm} \leq L_{\text{eff}}(\text{bêche}) \leq 1.5 h_{\text{bêche}}$
- hauteur de la bêche : $h_{\text{bêche}} \leq 0.4 h_c$
- Elancement maximal des ailes : $b_{\text{bêche}} / t_{\text{bêche}} \leq 20$

les dimensions d'un profile IPE 100 respectent les deux premières conditions.

Une bêche en IPE 100 en acier S235 est retenue.

la profondeur totale : $d_0 = 100 \text{ mm}$

la longueur efficace : $L_{\text{eff}}(\text{bêche}) = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$

L'épaisseur du scellement est de 30 mm

VIII.1.4.2-Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement

Dans le cas où l'effort N_{Sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement

Les tiges d'ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant V_{Sd} à la fondation

D'après les résultats du SAP 2000

$$N_{Sd} = -60,82 \text{ KN} \text{ et } V_{Sd} = 68,68 \text{ KN}$$

VIII.1.4.3-Vérification de la tige d'ancrage à la résistance

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d'ancrage que la condition suivante est satisfaite :

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

avec :
$$N_{t,Rd} = \frac{0.9.f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70.6 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb,Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t,Rd}} = \frac{68,68/4}{29} + \frac{60.82/4}{70.6} = 0,8 < 1$$
 C.V

VIII.1.4.4-Vérification de la tige d’ancrage à l’adhérence

Pour un boulon d’ancrage :
$$N_{Sd}/4 \leq F_{anc.Rd}$$

La résistance d’ancrage en traction d’une tige d’ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi.d.f_{bd} (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$r = 3 \times d ; l_1 = 20 \times d ; l_2 = 2 \times d$

$r = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$

$l_1 = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$

$l_2 = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$

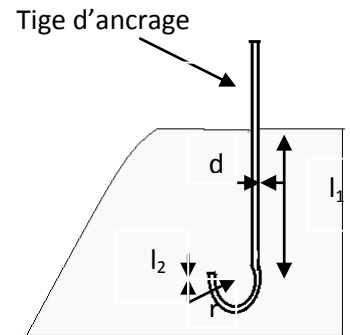
La longueur totale de la tige :

$l_b = l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2 = 400 + 6,4 \times 60 + 3,5 \times 40 = 924 \text{ mm}$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l’Eurocode de CTICM [1]

La longueur totale de la tige requise est :

$l_{b,rqd} = 0.144 \times d \times (f_{ub}/f_{bd})$



VIII.1.4.5-Calcul de contrainte d’adhérence f_{bd}

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance de béton à la compression

$\gamma_c = 1,5$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 20 \times \frac{400}{1,2} = 960 \text{ mm}$$

la résistance d’ancrage en traction d’une tige d’ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \times 20 \times 1,2 (400 + 6,4 \times 60 + 3,5 \times 40) = 69667,9 \text{ N} \approx 69,7 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}/4 = 60,82/4 = 15,21 \text{ KN} \leq F_{anc.Rd} = 69,7 \text{ KN}$$
 C.V

La longueur de référence requise est :

$$l_{b,rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi.d.f_{bd}}$$

Ou :

$$N_{Sd} = A\sigma_{Sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} * \sigma_{Sd} : \text{effort de soulèvement par tige d'ancrage}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\pi \cdot d^2 \cdot \sigma_{sd}}{4\pi \cdot d \cdot f_{bd}} = \frac{\sigma_{sd}}{4f_{bd}} ; \frac{l_{b,rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4f_{bd}}$$

On suppose que les tiges peuvent être ancrées suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{sd}}{A} \Leftrightarrow \max \sigma_{Sd} = \frac{N_{t,rd}}{A} = \frac{(0,9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{m2}}{A}$$

En prenant : $\frac{A}{A_s} \approx 0,8$

A : section brute de la tige

A_s : section résistante

$$\max \sigma_{Sd} = 0,576 f_{ub}$$

$$\frac{l_{b,rqd}}{d} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{0,576 f_{ub}}{4 f_{bd}}$$

$$l_{b,rqd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

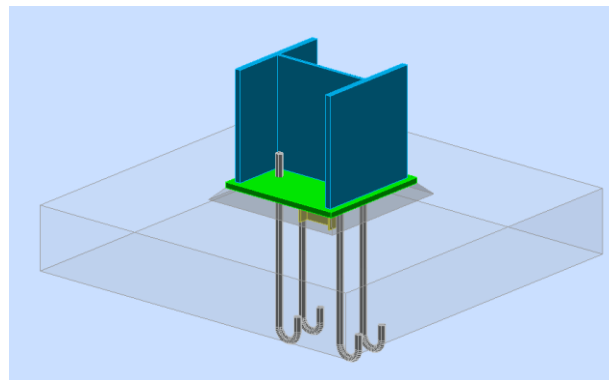


Figure VIII. : Le pied de poteau encastré en 3 D

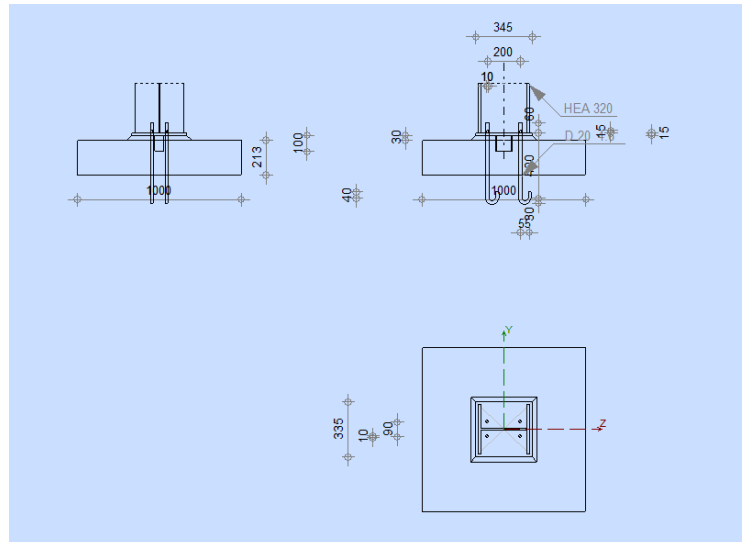


Figure VIII. : Dimensions du pied de poteau

VIII.2-Calcul des fondations

VIII.2.1-Introduction :

La stabilité de l’ouvrage est assurée par les fondations qui transmettent les charges exercées par la superstructure au sol. Elle constitue donc une partie délicate de l’ouvrage puisque leur bonne conception et réalisation conduisent à une bonne tenue de l’ensemble.

D’après le RPA99 version 2003, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ✓ G+Q+E
- ✓ 0,8G±E

Mais on se limitera dans notre projet sur le choix du type de la fondation essentiellement a la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol est de **2,5 bars**.

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

Chaque semelle est soumise à :

- un effort normal
- un moment de flexion

{ Le pré dimensionnement se fait à l’E.L.S.
 { L’étude se fait sur les semelles les plus sollicitées.

Dans ce type de semelle on doit faire l’étude de 2 cas :

- ❖ Semelle d’angle
- ❖ Semelle de rive

VIII.2.2. Etude des semelles

VIII.2.2.1. Charges à prendre en considération

	N_{sd} (KN)	M_{sd} (KN.m)
Semelle d'angle	-137,97	5,10
Semelle de rive	-318,27	5,6

Tableau VIII.3: Valeur des efforts donnés par le S.A.P.2000

D'après le rapport géotechnique effectué : $\sigma_{sol} = 0.25 \text{ MPa}$

VIII.2.2.2. Dimensionnement des semelles

a) Calcul les dimensions A et B :

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \iff A = B$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B = \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}}$$

b) Calcul la hauteur de la semelle :

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

• calcul de d :

d : distance entre la fibre supérieure et le centre de gravité des armatures

➤ Condition de rigidité :

$$d = \max \begin{cases} dx \geq \frac{(A-a)}{4} \\ dy \geq \frac{(B-b)}{4} \end{cases}$$

c) Les résultats des dimensions :

Types de semelles	A=B (cm)	d (cm)	h (cm)
semelle d'angle	100	16,25	21,25
semelle de rive	150	28,75	33,75

Tableau VIII.4.: Dimension des semelles

VIII.2.2.3- Vérification de la stabilité au renversement

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

a- Semelle d'angle $e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 0.02 \text{ m}$

$6e < A = 0.12 \text{ m} < 1.00 \text{ m}$ Condition vérifiée

b- Semelle de rive $e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 0.04 \text{ m}$

$6e < A = 0.16 \text{ m} < 1.50 \text{ m} \Rightarrow$ Condition vérifiée

VIII.2.2.4- Vérification des contraintes dans le sol $\sigma_{sol} < \overline{\sigma}_{sol}$

a- Semelle d'angle

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 146,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 146,25 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

b- Semelle de rive

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 40,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 152,77 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

VIII.2.2.4- Ferrailage des semelles:

a- Semelle d'angle

$$\begin{cases} A_x = N_{sd} \left(1 + (3e/B) \right) \left(\frac{B-b}{8 \times 0.9h \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \right) = 2,09 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_z = N_{sd} \left(1 + (3e/A) \right) \left(\frac{A-a}{8 \times 0.9h \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \right) = 2,09 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon le R.P.A 99/version 2003 ($\emptyset 12$) avec un espacement (min 15, max 25)

➤ Calcul du nombre des barres :

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{(\text{espacement})} + 1 = 7,27 \Rightarrow n_a = 8 \text{ barres}$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{(\text{espacement})} + 1 = 7,27 \Rightarrow n_b = 8 \text{ barres}$$

Avec un espacement de 15 cm

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre $\emptyset 10$

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{(\text{espacement})} + 1 = 5,7 \Rightarrow n_a = 6 \text{ barres}$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{(\text{espacement})} + 1 = 5,7 \Rightarrow n_b = 6 \text{ barres}$$

Avec un espacement de 20 cm

b- Semelle de rive :

$$\begin{cases} A_x = N_{sd} (1 + (3e / B)) \left(\frac{B-b}{8 \times 0.9h \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \right) = 4,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_z = N_{sd} (1 + (3e / A)) \left(\frac{A-a}{8 \times 0.9h \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \right) = 4,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

Vue que la semelle de fondation est une semelle massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon le R.P.A 99/version 2003 ($\emptyset 12$) avec un espacement (min 15, max 25)

➤ Calcul du nombre des barres :

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{(\text{espacement})} + 1 = 9,6 \Rightarrow n_a = 10 \text{ barres}$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{(\text{espacement})} + 1 = 9,6 \Rightarrow n_b = 10 \text{ barres}$$

Avec un espacement de 15 cm

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre $\emptyset 12$

$$n_a = \frac{A - 2(\text{enrobage})}{(\text{espacement})} + 1 = 7,2 \Rightarrow n_a = 8 \text{ barres}$$

$$n_b = \frac{B - 2(\text{enrobage})}{(\text{espacement})} + 1 = 7,2 \Rightarrow n_b = 8 \text{ barres}$$

Avec un espacement de 20 cm

VIII.3. Etudes des longrines

Longrines sont des éléments d'infrastructure; qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort de traction estimé à l'effort normal.

VIII.3.1. Dimensionnement des longrines

« La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S1) et dans le cas d'un site de catégorie S2 en zone I.

Selon le RPA 99 version 2003 page 93

Alors on va utiliser les longrines juste pour renforcer la plateforme avec des dimensions de 30 cm \times 30 cm

VIII.3.2 Calcul de ferrailage

Le RPA 99 version 2003 exige une section minimale de 0,6 de la section du béton.

$$A_{\min} = 0,6 \% (30 \times 30) = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

VIII.3.2.3 Condition de non fragilité

On prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} = 0,23 \times 30 \times 30 \times 2,1/400$$

$$A_{st \min} \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{st \min} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

VIII.3.3- Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35}, 1, \frac{30}{10} \right)$$

$$\Phi_t = \Phi 85 \text{ mm}$$

VIII.3.4- Calcul d'espacement des cadres

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

a. Zone nodale

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

b. Zone courante

$$S_t = 18 \text{ cm}$$

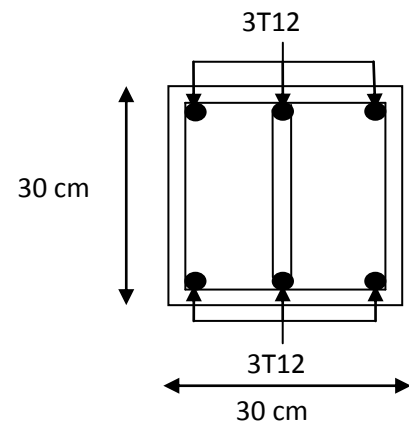


Figure VIII.12 : Ferrailage de la longrine

Conclusion

D'une manière générale, ou dans une discipline bien définie, la formation de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre à profit les connaissances apportées dans le cadre de la formation de Master Génie Civil et de mieux les intégrer. Toutefois dans une réalité économique et professionnelle, on a dû s'adapter et se rendre plus opérationnel.

Grâce à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser un outil de calcul et de DAO pour les dessins, ainsi que l'application des règlements en vigueur telle que le C.C.M.97 et R.N.V.99 et R.P.A.99 (version 2003).

Il nous a permis d'approfondir nos connaissances dans les différentes phases de conception d'une structure à savoir : définition des différents efforts agissants sur une construction métallique ensuite connaître les méthodes de calcul des éléments composants notre structure ainsi d'être conscient de l'importance de l'étude sismique dans le but d'assurer la sécurité des vies humaines ;

La modélisation de notre structure qui était la phase la plus difficile dans notre projet et particulièrement l'étude sismique car elle nécessite un savoir sur le comportement de la structure et surtout utilisation des codes de calcul qui sont très importants à comprendre pour le dimensionnement et la vérification des éléments.

Il est difficile et parfois frustrant, pour un étudiant en master, de s'apercevoir que dans un projet réel, il n'est pas simple de mettre en adéquation les aspects techniques, esthétiques et financiers, ce dernier, représente bien souvent l'enjeu majeur d'une opération de construction.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail nous servira dans un future proche pour notre vie professionnelle

BIBLIOGRAPHIE

Belazoughi. M (2008), Calcul pratique des structures métalliques, C-Ed : OPU-CGS, Alger (Algérie)

Charges et surcharges DTR BC2.2 MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Chaouche Ramdane K.(2011-2012), Etude d'une piscine semi olympique à Sebdou W. Tlemcen, Département de génie civil, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie)

Coster. J & Sanglerat. G (1983), Cours pratique de mécanique des sols, Ed :Dunod, Paris (France)

Fodil M & Bedjaoui M. (2011-2012), étude d'une piscine semi olympique à Ghazaout W. Tlemcen Département de génie civil, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie)

Lahlou. D « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3» Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2012.

Lahlou. D « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE » Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2010.

Lescouarc'h. Y « Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier » CTICM, Février 1997.

Manfred A.H, Michel. C « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL) ,1995

Morel. J « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles, 1975

Morris L.J, Plum D.R « Structural Steelwork Design to BS 5950), 2d. Edition, Addison Wisley Longman Limited, England 1996.

Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règlement neige et vent « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles parasismiques Algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

ANNEXE A

RAPPORT LARGEUR EPAISSEUR MAXIMAUX POUR PAROIS COMPRIMEES

(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 53.1 : Feuille 1 – Rapport Largeur Epaisseur maximaux pour parois comprimées

Ames « Parois Internes Perpendiculaires à l'axe de Flexion »

(b) Parois semelles en console :

Sections laminées

Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$ $c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$ $c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$ $c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 53.1 : Feuille 3 – Rapport Largeur Epaisseur maximaux pour parois comprimées

« Parois de semelles en console »

ANNEXE B

COURBES DE FLAMBEMENT

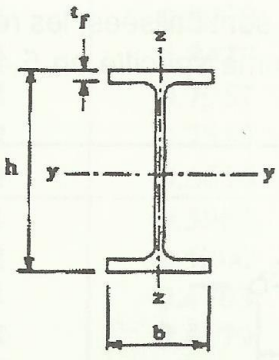
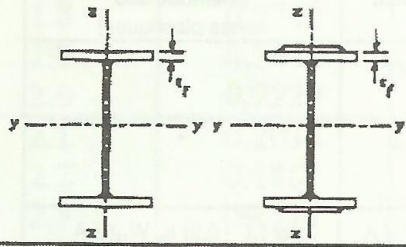
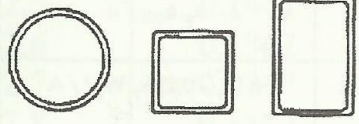
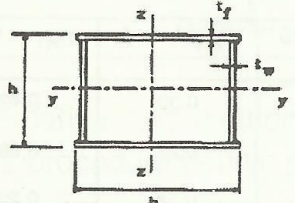
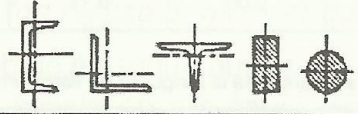
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

Tableau 53.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

Tableau 53.2 : Coefficients de réduction χ

ANNEXE C

DEVERSEMENT




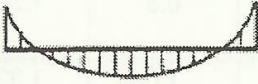
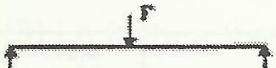

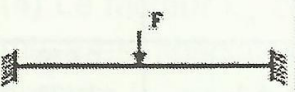

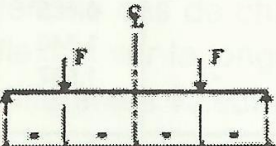
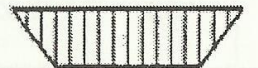
Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau B.1.2. : Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k dans le cas de charges transversales

RESUME

Ce projet de fin d'étude a consisté à l'étude d'un bâtiment à usage sportif en charpente métallique, il s'agit d'une salle de sport qui fait partie d'un complexe sportif situé à Lella Setti W. Tlemcen

Notre travail s'inscrit en premier lieu dans une démarche de conception à partir des plans architecturaux. Il a été nécessaire de définir la conception structurelle ainsi que les solutions technologiques concernant l'enveloppe de la salle et sa toiture.

Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique selon le R. N. V. 99, le dimensionnement des différents éléments, l'étude dynamique selon le R. P. A.99/ version (2003), la vérification des éléments puis leurs assemblages selon le règlement C. C. M. 97 et enfin l'étude des fondations. L'outil informatique qu'on a utilisé est le SAP 2000 pour calculer les efforts internes dans les différents éléments de la structure

Mots clés : Construction métalliques-Assemblages-dimensionnement

ABSTRACT

This final project focuses on a building investigation for sport usage; it is about a gym that is part of a sports center located at Lella Setti W. Tlemcen

Our work deals primarily with a design process from architectural plans. It was necessary to define the structural design and technological solutions for the envelope of the building its roof.

This project is elaborated in various steps; firstly the assessment of loads and overloadings , secondly the climatic study (wind and snow) according to R. N. V.99, Then dimensioning of different elements, the dynamic study according to R. P. A.99 ,after this elements and their connections are to be verified according to the code C. C. M. 99 Finally the

foundations studied. The software used is SAP 2000 witch calculates the internal efforts in the different elements of the structure .

Key words: Steel structure – connections –dimensioning

ملخص

ان هذا المشروع لاختتام دراستنا عبارة عن دراسة قاعة رياضية ببناء حديدي و الذي يندرج في اطار انشاء مركب رياضي بلالة ستي ولاية تلمسان.

لقد اقتصر عملنا في المقام الاول على تجسيد رؤية تصميمية انطلاقا من المخططات المعمارية، كان من الضروري تحديد التصميم الانشائي مع ادراج الحلول التكنولوجية الخاصة بالواجهات و الغطاء .

تمت دراسة هذا المشروع من خلال المرور بعدة مراحل، الأولى تقييم الأثقال، دراسة المناخ (الرياح و الثلوج) وفقا

ل R. N. V.99، تصميم مختلف العناصر، دراسة ديناميكية بواسطة R. P. A.99، التحقق من الهيكل و مختلف عناصر التجميع بالاعتماد على C. C. M. 99 و أخيرا دراسة الأسس. الوسيلة الأوتوماتيكية التي اعتمدنا عليها في حساب القوى

الداخلية لمختلف عناصر الهيكل هي SAP 2000

كلمات مفتاحية بناء حديدي – عناصر التجمع -التصميم الانشائي