

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

Université Abou Bekr Belkaid 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'UN COMPLEXE SPORTIF
A OULED RIAH WILAYA DE TLEMCCEN**

Présenté par :

BOUROUAHA Abdessalam

MOUFFOKES Abdelmadjid

Soutenu le 23 mai 2016, devant le jury composé de :

M. BENYELLES Zoheir
M. HASSAINE Nasreddine
M. CHERIF Zine El Abidine
Pr. BOUMECHRA Nadir
Dr. HAMDAOUI Karim

Président
Examineur
Examineur
Encadreur
Encadreur

Année Universitaire 2015-2016

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon Dieu, 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 encadreur M. BOUMECHRA Nadir et M. HAMD AOUI Karim pour le temps qu'ils nous ont accordé, de leur confiance et de leur aide scientifique, ainsi leurs précieux conseils.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus et spécialement les professeurs de la construction métallique.

Nos vifs remerciements à M. BENYELLES Zoheir, Président du jury ainsi qu'à M. CHERIF Zine El Abidine et M. HASSAINE Nasreddine qui ont bien accepté d'examiner notre travail.

Nous adressons aussi nos remerciements à M. OUAHRANI, ingénieur au CTC, pour ses conseils prodigués.

Mes remerciements aux ingénieurs du DJS pour leurs aides et leurs conseils.

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

Merci à toutes et à tous

BOUROUAHA A. & MOUFFOKES A.

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

*Mes très chères parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période
d'étude, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et mon respect.*

Toute la famille MOUFFOKES, AHMED BRAHIM.

A mes chères frères, mes sœurs

Mes amis et tous ceux qui m'ont aidés de loin et de près

*Mon binôme ABDESSALAM qui a contribué à la réalisation de ce modeste
travail.*

Tous mes enseignants

*A toute la promotion de génie civil 2016 plus particulièrement la promotion
de la charpente métallique chaque'un par son nom*

MOUFFOKES Abdelmadjid

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

Mes très chères parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période d'étude, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et mon respect.

A ma mère que Dieu tout puissant la garde en bonne santé.

A ma chère sœur, mes beaux frères.

A toute ma famille

Mes amis et tous ceux qui m'ont aidés de loin et de près.

Mon binôme MADJID qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Tous mes enseignants

A toute la promotion de génie civil 2016 plus particulièrement la promotion de la construction métallique chaque un par son nom

BOUROUAHA Abdessalam

Tableau Des Matières

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction	01
I.2 Classification des produits sidérurgiques	01
I.3 Différents types de structure.....	02
I.4 Terminologie	02
I.4.1 Portiques	02
I.4.2 Bardages.....	03
I.4.3 Les assemblages.....	04
I.5 Stabilité des structures.....	06
I.5.1 Stabilité d'une structure plane	06
I.5.2 Stabilité d'une structure tridimensionnelle.....	07

Chapitre II:Présentation de structure et matériaux

II.1 Description du projet.....	09
II.2 Localisation et données concernant le site	10
II.3 Matériaux utilisés	11
II.3.1 L'acier de construction	11
II.3.2 Le béton	12
II.4 Règlements utilisés.....	12

PARTIE I : Calcul des éléments de la structure en acier

Chapitre III : Etude climatique

III.1 Introduction.....	13
III.2 Calcul de la charge de neige S.....	13
III.3 Action du vent sur la structure	14
III.3.1 Données relatives au site.....	15
III.3.2 calcul de pression due au vent q_j	15
III.3.3 Calcul des coefficients de pressions.....	17
III.3.4 Force de frottements.....	22
III.4 Conclusion.....	23

Chapitre IV : Etude des éléments structurels

IV.1 Introduction.....	24
IV.2 Etude des éléments secondaires.....	24
IV.2.1 Chéneaux et descentes des eaux pluviales	24

IV.2.2 Calcul de l'échantignole	25
IV.2.3 Les pannes de toitures.....	31
IV.2.4 Calcul des potelets	41
IV.3 Etude des éléments porteurs	46
IV.3.1 Introduction.....	46
IV.3.2 Justification de la traverse (IPE330).....	46
IV.3.3 Justification des poteaux (IPE360)	49
IV.3.4 Contreventements	52
IV.4 Conclusion.....	53

Chapitre V : Etude Dynamique

V.1 Etude dynamique de la structure.....	54
V.2 Choix de la méthode de calcul	54
V.3. Méthode d'analyse modale spectrale	54
V.4 Spectre de réponse de calcul.....	54
V.5 Analyse dynamique de la structure	57
V.5.1 Modélisation de la structure	57
V.5.2 Etapes de la modélisation de la structure :	58
V.5.3 Analyse modale.....	58
V.5.4 Nombre de modes à considérer	59
V.5.5 Estimation de la période fondamentale de la structure	60
V.6 Poids total de la structure	60
V.7 Méthode statique équivalente (vérification)	61
V.7.1 Vérifications des forces sismiques de calcul.....	61
V.7.2 Calcul des déplacements	62
V.8 Conclusion	62

Chapitre VI.:Calcul des assemblages

VI.1 Introduction	63
VI.2 Fonctionnement des assemblages.....	63
VI.2.1 Le boulonnage.....	63
VI.2.2 Le soudage	63
VI.3. Liaison poteau - traverse (IPE360 - IPE330).....	64
VI.3.1 Efforts sollicitant.....	64
VI.3.2 Soudure de la platine.....	65
VI.3.3 Calcul des boulons	65
VI.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction.....	66
VI.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement.....	66
VI.3.6 Vérification de la pression diamétrale	67

VI.4 Liaison traverse – traverse (IPE 330-IPE330).....	67
VI.4.1 Efforts sollicitant.....	67
VI.4.2 Soudure de la platine.....	67
VI.4.3 Disposition constructives	68
VI.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction.....	69
VI.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement.....	69
VI.4.6 Vérification de la pression diamétrale	69
VI.5 Assemblages des contreventements	69
VI.5.1 Contreventement en X avec poteau	69
VI.5.2 Contreventement en X (assemblage milieu).....	70
VI.6 Conclusion	71
Chapitre VII : Etude De L'infrastructure	
VII.1 Introduction	72
VII.2 Calcul de pieds de poteaux.....	72
VII.2.1 Effort sollicitant.....	72
VII.2.2 Dimensionnement de la plaque d'assise.....	72
VII.2.3 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle	72
VII.2.4 Vérification des tiges d'ancrage	73
VII.2.5 Condition d'équilibre du BAEL	73
VII.3 Calcul des fondations	74
VII.3.1 Introduction	74
VII.3.2 Charges à prendre en considération.....	74
VII.3.3 Dimensionnement des semelles	74
VII.3.4 Vérification des contraintes	75
VII.3.5 Calcul de ferrailage.....	75
VII.4 Calcul des longrines.....	76
VII.4.1 Calcul de ferrailage.....	76
VII.4.2. Vérification de condition de non fragilité.....	77
VII.4.3 Calcul d'armatures transversales	77
VII.4.4 Calcul d'espacement des cadres.....	77
VII.5 Conclusion.....	78
Partie II : Structure en béton armé	
Chapitre VIII : Calcul des éléments en béton armé	
VIII.1 Introduction.....	79
VIII.2 Pré-dimensionnement du plancher.....	79
VIII.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher.....	79

VIII.2.2 Plancher terrasse inaccessible RDC	79
VIII.2.3 Les poutrelles	80
VIII.3 Dimensionnement des poutres	81
VIII.3.1 Poutres principales	81
VIII.3.2 Poutres secondaires.....	81
VIII.4 Ferrailage des poutres	82
VIII.4.1 Armatures longitudinales	82
VIII.4.2 Armatures transversales	82
VIII.4.3 Poutres principales.....	82
VIII.4.4 Poutres secondaires.....	85
VIII.5 Dimensionnement des poteaux	87
VIII.5.1 Surface supportée par le poteau	88
VIII.5.2 Chargement	88
VIII.5.3 Détermination du côté du poteau.....	88
VIII.5.4 Vérifications imposées par le RPA99v2003	89
VIII.5.5 Vérifications des poteaux au flambement.....	89
VIII.6 Ferrailage des poteaux	90
VIII.6.1 Armatures longitudinales	90
VIII.6.2 Armatures transversales	91
VIII.6.3 Calcul d'espacement des cadres.....	91
VIII.7 Ferrailage des poutrelles	92
VIII.7.1 Ferrailage adopté.....	92
VIII.8 Etude dynamique	92
VIII.8.1 Spectre de réponse de calcul	92
VIII.8.2 Analyse dynamique de bloc.....	94
VIII.8.3 Analyse modale.....	94
VIII.8.4 Vérification de bloc (b) béton armé	94
VIII.8.5 Méthode statique équivalente	95
VIII.9 Vérifications des forces sismiques de calcul.....	96
VIII.9.1 Calcul des déplacements	96
VIII.10 Justification de la largeur des joints sismiques	96
VIII.11 Etude des semelles	97
VIII.11.1 Condition d'homothétie.....	97
VIII.11.2 Détermination de d et h.....	97
VIII.11.3 Vérification	97

VIII.11.4 Calcul de ferrailage.....	98
VIII.11.5 Vérification au renversement.....	99
VIII.11.6 Détermination de la hauteur du patin.....	99
VIII.11.7 Calcul des longrines.....	99
VIII.12 Conclusion.....	100

Liste des Tableaux

Tableau . I.1	Types des profilés	01
Tableau .I.2	Forme des profilés	01
Tableau . II.1	Valeurs nominales de f_y et f_u	11
Tableau . II.2	Règlements techniques	12
Tableau . III.1	C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments a base rectangulaire	18
Tableau . III.2	C_{pe} pour les différentes parois	18
Tableau . III.3	Zone des pressions sur les toitures terrasses pour $\theta = 0^\circ$	20
Tableau . III.4	Zone des pressions sur les toitures terrasses pour $\theta = 90^\circ$	21
Tableau .III.5	Pressions sur les parois verticales - Direction V1(AB) et V3(CD) du vent	21
Tableau .III.6	Pressions sur la toiture pour $\theta = 90^\circ$	22
Tableau .III.7	Pressions sur les parois verticales - Direction V2(AD) et V4(BC) du vent	22
Tableau .III.8	Pressions sur la toiture pour $\theta = 0^\circ$	22
Tableau .IV.1	Les caractéristiques de profilé IPE160	37
Tableau .IV.2	caractéristiques du profilé HEA180	43
Tableau .IV.3	Caractéristiques du profilé IPE330	46
Tableau .IV.4	Caractéristiques du profilé IPE360	49
Tableau .V.1	Pénalité en fonction de critère de qualité	57
Tableau .V.2	Eléments structuraux constituant la structure	58
Tableau .V.3	Poids de la structure	61
Tableau .V.4	Comparaison V_t par rapport à 80% V	61
Tableau .V.5	Vérifications des déplacements relatifs	62
Tableau .VI.1	Les classes des boulons	63
Tableau .VIII.1	Descente des charges de plancher inaccessible	79
Tableau .VIII.2	Sollicitations des poutres principales	82
Tableau .VIII.3	Sollicitations des poutres secondaires	84
Tableau .VIII.4	Le chargement supporté par le poteau	87
Tableau .VIII.5	Pénalité en fonction de critère de qualité	92
Tableau . VIII.6	Poids de la structure (BA)	94
Tableau . VIII.7	Comparaison V_t par rapport à 80% V	95
Tableau . VIII.8	vérifications des déplacements relatifs	95
Tableau . VIII.9	Différentes sollicitations agissantes sur la semelle.	96

Liste des figures

Figure. I.1 :	structure en treillis	2
Figure. I.2 :	Structure en portique	2
Figure. I.3 :	Bardage simple peau	3
Figure. I.4 :	Bardage double peau	4
Figure. I.5 :	Bardage par panneaux sandwichs	4
Figure.I.6:	Assemblages boulonnés (1)	5
Figure. I.7	Assemblages boulonnés (2)	6
Figure. I.8	Stabilité par (a) nœuds fixes et (b) nœuds déplaçables	7
Figure.I.9	Stabilité de la structure en 3-D	7
Figure.10	Stabilité par palé de stabilité	8
Figure. II.1	Vue en plan du complexe sportif de proximité	9
Figure. II.2	La partie 1 (structure métallique)	10
Figure. II.3	Partie 2 (structure en béton armé)	10
Figure. II.4	Plan de situation du projet	11
Figure. III.1	Les différents cas à retenir pour des toitures à deux versants	14
Figure. III.2	Les sens du vent sur la structure	15
Figure.III.3	Légende pour les parois verticales	18
Figure. III.4	Répartition des pressions sur les parois verticales V1(AB) et V3(CD)	19
Figure.III.5	Répartition des pressions sur les parois verticales V2(AC) et V4(BD)	20
Figure.III.6	Zone des pressions sur les toitures terrasses pour $\theta = 0^\circ$	20
Figure.III.7	Répartitions des pressions sur la toiture – direction du vent 0° .	21
Figure.III.8	Répartitions des pressions sur la toiture – direction du vent 90°	21

Figure.IV.1	Chéneau d'eaux	24
Figure.IV.2	Assemblage traverse panne par le pied d'un échantignole	26
Figure.IV.3	Représentation des efforts appliquées au l'échantignole	26
Figure.IV.4	Vue de l'échantignole	30
Figure. IV.5	Cordon de soudure	30
Figure. IV.6	Caractéristique géométrique de la tôle de couverture	31
Figure. IV.7	Cas de charge permanente	32
Figure. IV.8	Cas de charge de neige	33
Figure. IV.9	Cas de l'effet du vent	33
Figure.IV.10	Diagrammes des moments fléchissant au niveau de la couverture	34
Figure. V.1	Spectre de réponse	59
Figure.VI.1	Liaison poteau – traverse (IPE360 – IPE330)	64
Figure. VI.2	Liaison traverse – traverse (IPE330 – IPE330)	67
Figure. VIII.1	Plancher terrasse inaccessible RDC	78
Figure. VIII.2	Une coupe de la poutrelle	79
Figure. VIII.3	Spectre de réponse	93
Figure.VIII.4	Ferraillage de la semelle	98

Liste des notations

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	: Coefficient de pression ;
C_e	: Coefficient d'exposition ;
C_d	: Coefficient dynamique ;
E	: Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	: Charge permanente ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	: Facteur de terrain ;
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_{el}	: Module de résistance élastique ;
W_{pl}	: Module de résistance plastique ;
W	: Poids de la structure
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 ;
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_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 ;

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 béton armé, ou précontraint, 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 et en béton armé à usage sportif, il s'agit d'un complexe sportif de proximité à Ouled Riah (Daïra de Hennaya, Wilaya de Tlemcen).

L'ossature métallique plus courantes dans les domaines industriels, sportif se distingue par certain avantages telque : légèreté, montage rapide sur chantier, transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, ceci a conduit certains pays, gros producteurs d'aciers, 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, contreventement et assemblages, fait partie intégrante de ce travail. L'étude est réalisée en utilisant les outils de calcul numérique tout en respectant les normes RNV99v2013, CCM97, RPA99 et BAEL91.

Partie I :

Structure en acier

I.1 Introduction :

La construction métallique est utilisée pour la réalisation de la charpente des bâtiments industriels et commerciaux (usines, hangars), des ouvrages d'arts (passerelles, ponts), des ouvrages de génie civil (pylônes, plates-formes de forages, remontée mécanique) et dernièrement, des bâtiments d'habitation.

La construction légère en acier peut être conçue de sorte à minimiser les effets des vibrations. Des poutres de plus grande portée mobilisent une masse efficace supérieure et réduisent la réponse aux vibrations.

La construction en acier apporte au programme de construction des avantages qui ont une influence majeure sur un achèvement rapide et sur la rentabilité financière.

I.2 Classification des produits sidérurgiques :

On utilise essentiellement des poutrelles et laminés marchands (les profilés métalliques) :

	Désignation	Nom
I	IPN	I profil normal
	PA	Poutrelle allégée de forme I
	IPE	I profil européen
	IPE-A	I profil européen allégé
	IPE-R	I profil européen renforcé
H	HEA	Profil H type A
	HEA-A	Profil H type A allégé
	HEB	Profil H type B
	HEM	Profil H type M
	HEC	Profil H type C
U	UPN	U profil normal
	UPN-A	U profil normal allégé
	UAP	Profil U à ailes parallèles
	UAP-A	Profil U à ailes parallèles allégées
	PIA	Poutrelles à inertie adapTableaule
	PSA	Poutrelle en à ailes parallèles
	PRS	Poutrelles reconstituée soudée

Tableau II.1 : Types des profilés

Les différentes formes des profilés sont résumées dans le Tableau II.1 si dessous :

Forme	Profil
Profilés angulaires	Cornières à ailes égales, normales ou allégées
	Cornières à ailes inégales
Fer plats d'usage général	
Profils pleins	Ronds d'usage général, carrés d'usage général ou hexagone

Tableau II.2 : forme des profilés

I.3. Différents types de structure :

En générale, les structures métalliques sont de deux types ; « structures en treillis » (figure I.1) et « les structures en portique » (figure I.2).

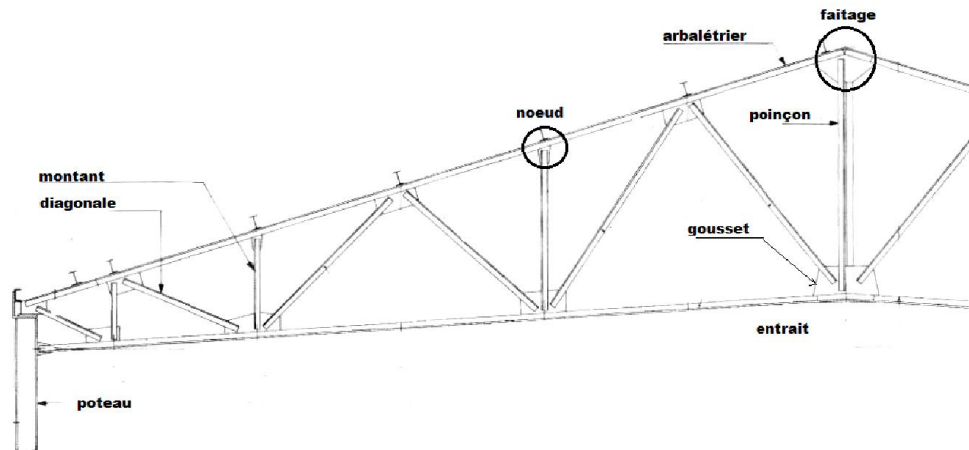


Figure I.1 : Structure en treillis

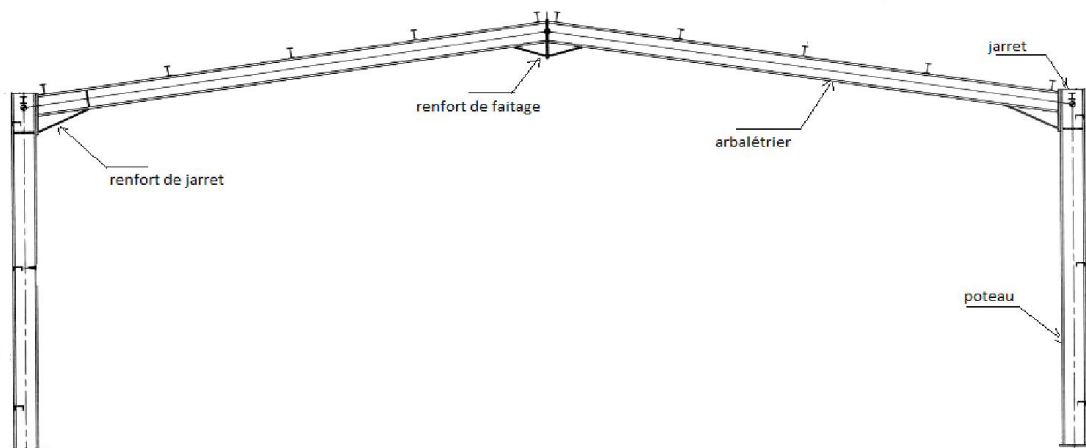


Figure I.2 : Structure en portique

I.4. Terminologie :

I.4.1. Portiques :

Un portique à double pentes symétriques et à portée unique (le cas de notre structure) présente généralement les caractéristiques suivantes :

- Une portée peut atteindre 50 m ;
- Une hauteur au jarret comprise entre 5 m et 10 m ;
- Un espacement des portiques compris entre 5 m et 8 m (plus la portée du portique est grande, plus l'espacement est important) ;
- Des renforts dans les arbalétriers au niveau des jarrets et du faitage.

La plupart de ces caractéristiques sont imposées par les critères économiques des portiques par rapport à d'autres formes de construction.

L'utilisation de renforts au niveau des jarrets et du faîtage permet à la fois de réduire la hauteur requise de l'arbalétrier et d'obtenir un assemblage encastré efficace en ces points.

I.4.2. Bardages :

Les bardages métalliques sont des parois qui assurent à la fois :

- La résistance mécanique ;
- L'étanchéité à l'air et à l'eau ;
- L'isolation thermique et acoustique ;
- L'esthétique.

Ils sont réalisés à partir d'éléments nervurés réalisés en acier ou en aluminium. On peut réaliser trois types de bardage selon les fonctions retenues :

- 1) bardage simple peau : solution économique, pose sur lisse horizontale ;

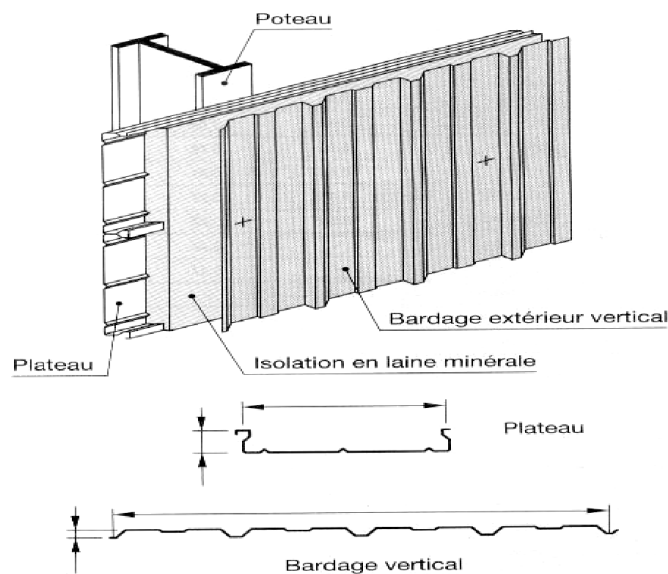


Figure I.3 : Bardage simple peau

- 2) Bardage double peau : isolation posée entre un plateau intérieur horizontal et le bardage extérieur à nervure verticale ;

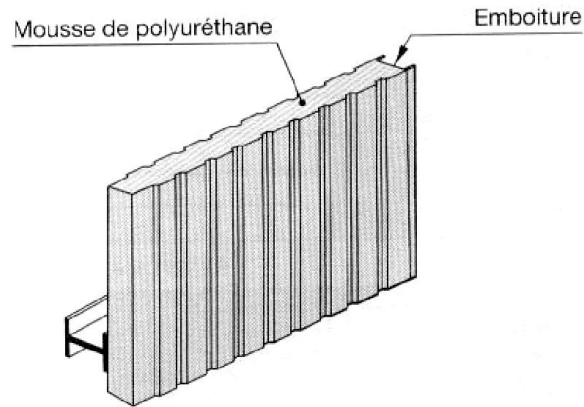


Figure I.4 : Bardage double peau

- 3) Bardage par panneaux sandwichs : panneaux monoblocs composés de deux parements en tôle nervurée enserrant un isolant en mousse de polyuréthane (rigide).

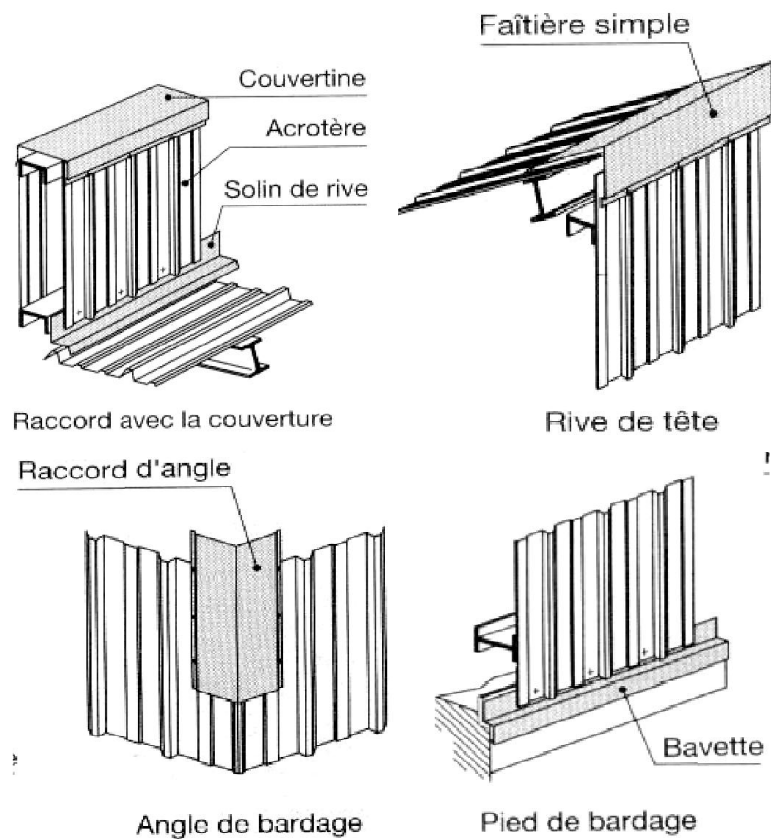


Figure I.5 : Bardage par panneaux sandwichs

I.4.3. Les assemblages :

La fonction de l'assemblage est de relier les éléments linéiques de la structure (profilés métalliques) de façon à respecter le schéma de conception qui a été choisi. Les assemblages doivent avoir une résistance suffisante pour transmettre les sollicitations données par le calcul de la structure schématisée et une rigidité suffisante en rapport avec les choix faits lors de la conception de la structure.

I.4.3.1. Les rivets :

Selon le diamètre du rivet, la pose est effectuée à chaud ou à froid. Le trou réalisé par poinçonnage est alésé pour que le rivet bouche entièrement le trou lors du refoulement (pas de jeu).

Un rivet peut fonctionner en traction, en cisaillement ou en traction et cisaillement. Il faut aussi éviter l'ovalisation du trou sous l'effort exercé par le corps du rivet sur les pièces assemblées.

I.4.3.2. Assemblages par boulons ordinaires :

Les boulons non précontraints fonctionnent de la même façon que les rivets, cependant, il y a un jeu à rattraper avant cisaillement des boulons (le diamètre du boulons est inférieur au diamètre du trou pour assurer son montage).

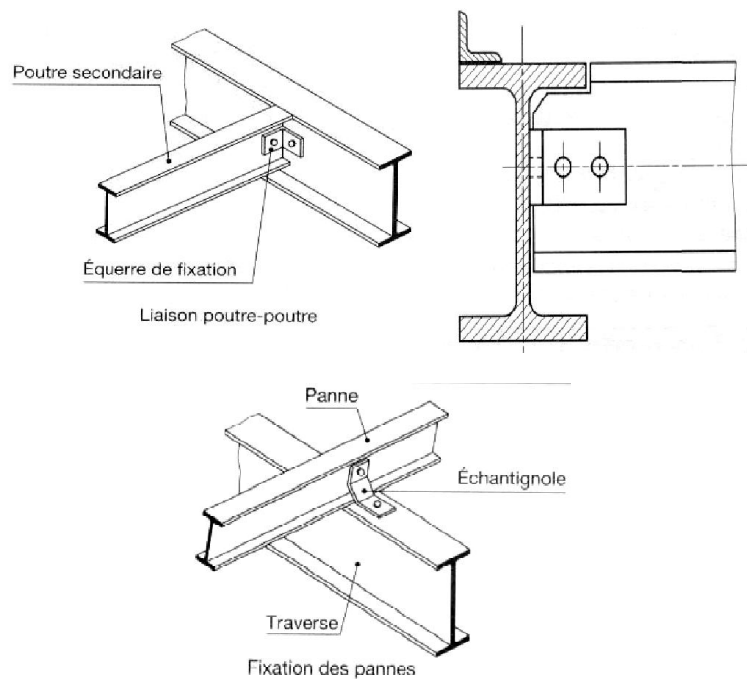


Figure I.6 : Assemblages par boulons ordinaires

I.4.3.3 Assemblages par boulons à haute résistance :

Appelés aussi boulons à serrage contrôlé ou précontraints ou L'assemblage fonctionne par frottement. Les pièces sont plaquées l'une sur l'autre par l'effort de précontrainte du boulon. Le boulon fonctionne toujours en traction.

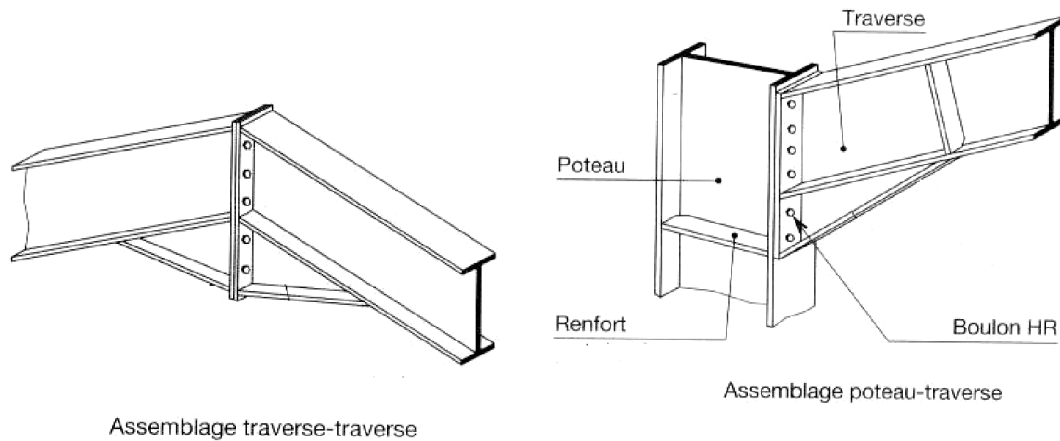


Figure I.7 : Assemblages par boulons haute résistance

I.4.3.4. Assemblages par soudure :

Ils sont réalisés en atelier et destinés aux liaisons permanentes. On réalise une continuité de matière entre les éléments à assembler. On considère comme éléments systématiquement soudés) :

- les organes de liaisons (goussets ; platines, jarrets) ;
- les profils reconstitués, les raboutagés des profilés.

Deux procédés de soudages sont utilisés :

- la soudure autogène (chalumeau) ;
- la soudure à l'arc (procédé le plus courant).

I.5. Stabilité des structures :

Un bâtiment est soumis à des actions horizontales comme l'action du vent, les effets indirects d'action comme la neige, les actions variables comme les chocs, les efforts de freinages ou d'accélération (ponts roulants), et les actions sismiques.

Les écarts inévitables entre l'étude théorique (géométrie parfaite, liaisons idéales) et l'exécution, les tolérances de fabrication et d'implantation, peuvent engendrer des excentrement d'efforts et des défauts d'aplomb.

I.5.1. Stabilité d'une structure plane :

La stabilité d'un portique peut être obtenue par deux types de conception :

- Bâtiments à nœuds fixes ; ou les barres sont articulées entre elles et la stabilité est réalisée par un élément en traction (barre de contreventement).

- Bâtiment à nœuds déplaçables : ou les barres sont encastrées et la stabilité est assurée par les barres elles-mêmes.

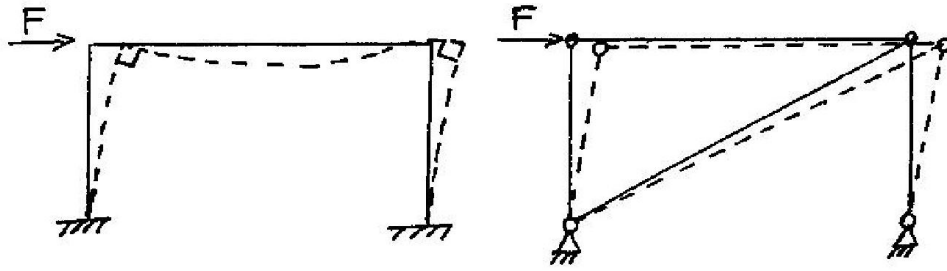


Figure I.8 : Stabilité par (a) nœuds fixes et (b) nœuds déplaçable

I.5.2. Stabilité d'une structure tridimensionnelle :

La structure 3-D est considérée comme un système composé de 3 structures planes dont il faut s'assurer :

- Stabilité longitudinale de la structure 3-D
- Stabilité transversale de la structure 3-D
- Stabilité horizontale de la structure 3-D

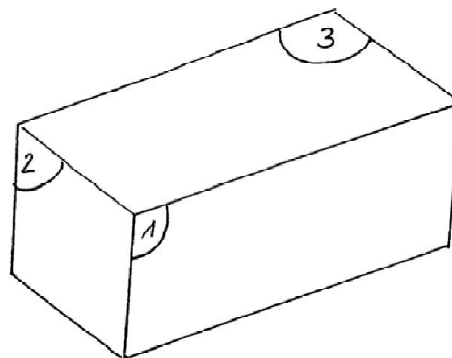


Figure I.9 : Stabilité par (a) nœuds fixes et (b) nœuds déplaçables

La stabilité des pignons et la stabilité longitudinale sont assurées par des palées de stabilité (croix de Saint André) ;

La stabilité transversale en partie courante (sauf pignons) est réalisée par des portiques auto-stables (structures à nœuds déplaçables) ;

La stabilité horizontale est réalisée par un cadre en treillis au niveau de la toiture non déformable.

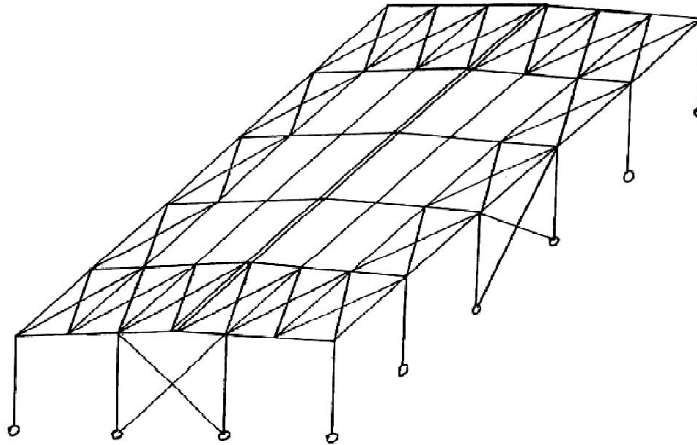


Figure I.10 : stabilité par palée de stabilité

La palée de stabilité dans le sens longitudinal est généralement unique et placée au milieu du bâtiment pour permettre la libre dilatation thermique du bâtiment :

- un remplissage en maçonnerie entre les poteaux métalliques, dans le sens longitudinal et/ou transversal réalise un contreventement ;
- un plancher béton armé (ou bac acier collaborant) permet d'assurer la stabilité horizontale du bâtiment.

II.1. Description du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un complexe sportif de proximité (CSP) réalisé en charpente métallique (partie I) et en béton armé (partie II). Il est implanté au niveau de la commune d'Ouled Riah, Daïra de Hennaya (28 Km à l'ouest de la ville de TLEMCEM).

Le projet qui est réalisé dans le cadre de la promotion du sport de proximité est d'une superficie totale de 2018,25m². Il comprend une salle polyvalente spécialisée, un terrain sportif de proximité, un terrain de pétanque, une aire destinée à la boxe (équipée d'un ring), un tatami avec un revêtement synthétique, une salle de lecture, une bibliothèque (dotée de tous les ouvrages), un foyer, un espace internet (13 postes), un espace d'art lyrique, dramatique et plastique, et un espace parking pour véhicules avec une finition enrobée.

Le bloc étudié comprend une salle polyvalente spécialisée réalisée en charpente métallique (la partie 1), en plus des bureaux, un local matériels, deux vestiaires sportifs, deux vestiaires moniteurs, deux douches collectives, et une infirmerie réalisés en béton armé (la partie 2).

Les dimensions en plan du complexe sportif sont représentées sur la figure II.1 :

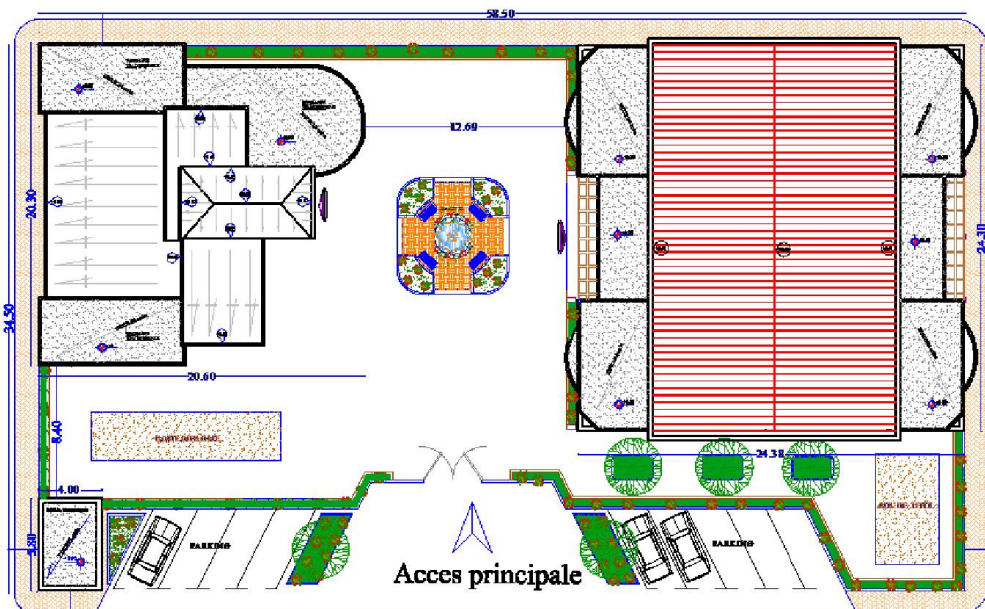


Figure II.1 : Vue en plan du complexe sportif de proximité

La partie 1 : c'est une salle polyvalente spécialisée (hachuré) qui est réalisée en charpente métallique. La toiture est en panneau sandwich. La partie inférieure est prévue en bardage en maçonnerie. La salle est dotée d'une forme rectangulaire et caractérisée par les dimensions suivantes :

- Largeur : $L1 = 15\text{m}$;
- Longueur : $L2 = 24,30\text{ m}$;
- Hauteur globale : $H = 7,5\text{m}$.

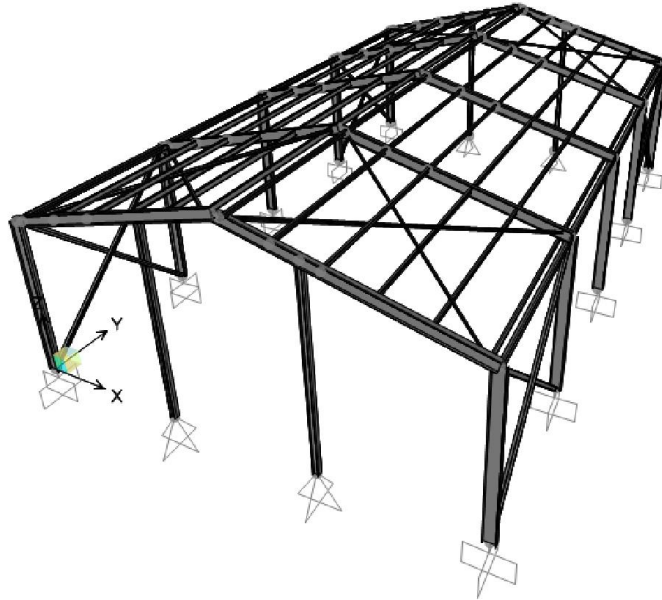


Figure II.2 : La partie 1 (structure métallique)

La partie 2 : en béton armé, qui comporte deux structures identiques (R+0) avec terrasse inaccessible, de dimensions :

- Largeur : $L'1 = 4,20\text{ m}$;
- Longueur : $L'2 = 24,30$;
- Hauteur globale : $H' = 3,30\text{m}$.



Figure II.3 : Partie 2 (structure en béton armé)

II.2 Localisation et données concernant le site :

Le complexe sportif de proximité est implanté à Ouled Riah wilaya de TLEMEN dont les caractéristiques de zone sont les suivantes :

- Altitude = 500 m
- le site est classé dans la zone sismique I (RPA 99/version 2013)
- Zone de neige par commune : Zone B
- Zone de vent : B2
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,8$ bars (rapport de sol – LTPO)

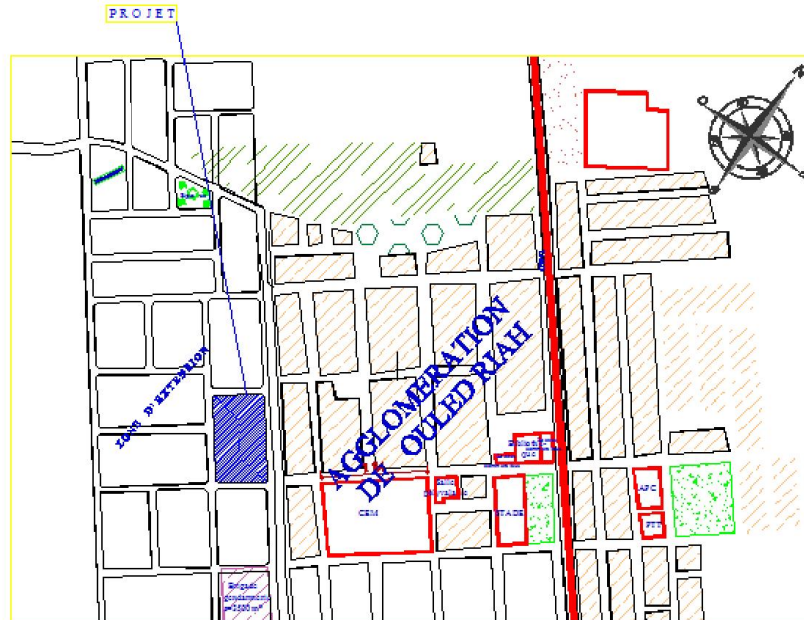


Figure II.4 : Plan de situation du projet

II.3. Matériaux utilisés :

II.3.1 L'acier de construction :

L'acier est un remarquable matériau de construction, qui peut supporter les charges les plus lourdes et couvrir avec des sections réduites des portées immenses.

La construction en acier présente en outre, dans l'usage courant, d'importants avantages : le montage simple et rapide qui peut être fait sur un chantier restreint, dans une grande mesure, le déploiement d'échafaudages et de coffrages.

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

Nuance d'acier	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 II.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u .

L'acier utilisé est de nuance Fe 360, ses caractéristiques sont :

- Nuance d'acier : S235
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa

II.3.2 Le béton :

Comme il est connu, le béton est un mélange, en proportions diverses, de granulats, de ciment et d'eau.

Le béton a un succès dû à plusieurs facteurs : un matériau économique, fabriqué à partir des ressources locales, résistant, durable ; il participe à l'architecture par les formes, les textures, les teintes qu'il permet d'obtenir ; il est facile à mettre en œuvre et se marie avec l'acier. Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³
- Module d'élasticité : $E = 14000$ N/ mm².

II.4. Règlements utilisés :

Les règlements utilisés dans l'étude sont :

Règlements	Définition
RNV99 version 2013	Règlement neige et vent99 version 2013
RPA99-V2003	Règlement parasismique algérien version 2003
CCM 97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL 91	Béton armé aux états limites
DTR BC 2.2	Charges et surcharges

Tableau II.2 : Règlements techniques

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons déterminer la charge de neige qui est une charge statique dirigée verticalement, elle varie suivant la localisation géographique et l'altitude du lieu considéré. Certains facteurs peuvent influencer des distributions diverses de la neige, dont la forme de la toiture. Puis les actions du vent appliquées à différentes parois qui dépendent de sa direction ; son intensité ; sa région et la forme de la toiture et ouvertures du bâtiment à étudier.

Les effets du neige et vent sont étudiés conformément à la réglementation « règlement neige et vent RNV99 ».

III.2. Calcul de la charge de neige S :

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

$$S = \mu \times S_K \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Avec :

- S : en kN/m^2 , c'est la charge caractéristique de la neige par unité de surface ;
- S_k : en kN/m^2 , c'est la charge de la neige sur le sol, en fonction de l'altitude H et de la zone de la neige.
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé aussi coefficient de forme.

La figure III.1 donne les différents cas à retenir pour des toitures à deux versants :

- Cas (I) : neige caractéristique sans accumulation ;
- Cas (II) : neige caractéristique dissymétrique (deux versants) ou avec accumulation en noue (plus de deux versants) ;
- Cas (III) : neige caractéristique dissymétrique (deux versants – second cas).

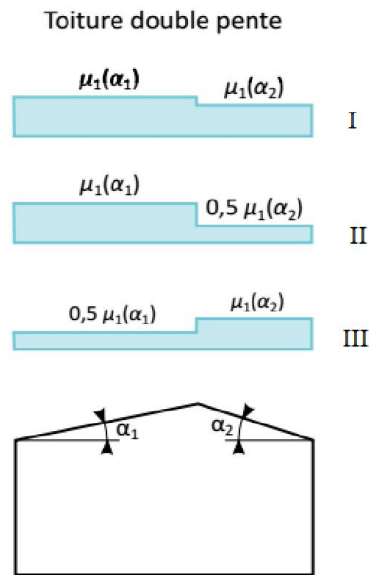


Figure III.1 : Les différents cas à retenir pour des toitures à deux versants

Le complexe sportif de proximité est situé à Ouled Riah, wilaya de Tlemcen, classée en la zone A dont l'altitude est de 500m selon la classification de RNV 99v2013.

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0,07H+10}{100} = \frac{0,07 \cdot 500+10}{100} = 0,45 \text{ kN/m}^2$$

Angles de l'inclinaison α, β : ($\alpha = \beta$)

$$\tan \alpha = \tan \beta = \frac{1,99}{7,18} = 0,28 \rightarrow \arctan 0,28 = 15,49^\circ \quad (15^\circ \leq \alpha, \beta \leq 30^\circ)$$

$$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$$

$$S = \mu_1 \times S_k = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \text{ KN/m}^2$$

Par projection horizontale :

$$S = 0,24 \cos (15,49^\circ) = 0,23 \text{ KN/m}^2$$

III.3. Action du vent sur la structure :

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

$$q_j = C_d \cdot w(z_j) \quad \text{avec : } w(z_j) = q_{\text{dyn}} \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

Avec :

- q_{dyn} : pression dynamique du vent ;
- C_d : coefficient dynamique ;
- c_{pe} : coefficient de pression extérieure ;
- c_{pi} : coefficient de pression intérieure.

III.3.1 Données relatives au site :

Le site de complexe se situe dans la région d'Ouled Riah, wilaya de Tlemcen, les données relatives au projet sont les suivantes :

- Zone II $q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2$ (voir annexe A.2)
- La vitesse de référence du vent $V_{\text{réf}} = 27 \text{ m/s}$
- Site plat $C_t(z) = 1,0$
- Terrain decatégorie III $K_t = 0,215$
- Paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3 \text{ m}$
- La hauteur minimale $Z_{\text{min}} = 5 \text{ m}$
- Coefficient (calcul de C_d) $\varepsilon = 0,61$

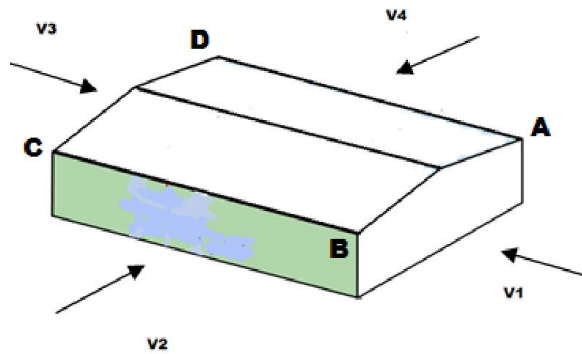


Figure III.2 : Les sens du vent sur la structure

Avec :

- V1 : vent perpendiculaire à la façade (AB).
- V2 : vent perpendiculaire à la façade (BC).
- V3 : vent perpendiculaire à la façade (DC).
- V4 : vent perpendiculaire à la façade (AD).

III.3.2. calcul de pression due au vent q_j :

III.3.2.1 Calcul de la pression dynamique de pointe q_p :

la pression dynamique $q_p(z_e)$ qui s'exerce sur un élément à une hauteur Z donnée par la formule suivante :

$$q_p = q_{ref} \times C_e(z_e) [N/mm^2]$$

Avec :

- q_{ref} : est la pression dynamique de référence (voir annexe A.2) ;
- C_e : est un coefficient d'exposition au vent ;
- Z_e : est la hauteur de référence.

III.3.2.2 Détermination de coefficient dynamique C_d :

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

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

On considère que le complexe sportif est un bâtiment ayant une hauteur de 7,5m (inférieur à 15m), selon le RNV99, version 2013, on admet une valeur conservatrice de $C_d = 1$, et on conclut que la structure est supposée peu sensible aux excitations dynamiques.

III.3.2.3 Détermination de coefficient d'exposition $C_e(z)$:

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

$C_e(z)$ est donné par :

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

Avec :

- C_r est le coefficient de rugosité ;
- C_t est le coefficient de topographie ;
- $I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence ;
- z (en mètre) est la hauteur considérée.

a) Calcul de coefficient de rugosité $C_r(z)$:

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ réduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est défini par :

$$Cr(z) \begin{cases} K_T \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \dots \dots \dots (i) \\ K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } 200 > z > z_{min} \dots (ii) \end{cases}$$

Dans notre cas on a : $z = 7,5\text{m}$ et $z_{min} = 5\text{m}$, on utilise la formule (ii) :

$$Cr(7,5) = 0,215 \ln\left(\frac{7,5}{0,3}\right) = 0,6$$

b) Calcul de l'intensité de turbulence $I_v(z)$:

L'intensité de la turbulence est défini comme étant l'écart type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent et elle est donnée par l'équation suivante :

$$I_v(z) \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{min} \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \text{ pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

$$I_v(7,5) = \frac{1}{C_t(7,5) \times \ln\left(\frac{7,5}{5}\right)} = 0,31$$

Après détermination des termes de la formule de $C_e(z)$, le coefficient d'exposition est :

$$C_e(7,5) = 1^2 \times 0,6^2 \times [1 + 7 \cdot 0,31]$$

$$C_e(7,5) = 1,14$$

Et par suite, la pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$ est :

$$q_p(z_e) = 435 \times 1,14 = 496,42 \text{ N/m}^2$$

III.3.3 Calcul des coefficients de pressions :

III.3.3.1 Calcul des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante, le coefficient de pression intérieure est donné par :

- $C_{pi} = 0,75C_{pe}$: lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces, et ;
- $C_{pi} = 0,90C_{pe}$: lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

Dans le cas des bâtiments sans cloisons intérieures pour lesquels μ_p ne peut être déterminé (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrêmes suivantes peuvent être utilisées:

$C_{pi} = 0,8$ et $C_{pi} = - 0,5$.

III.3.3.2 Calcul des coefficients de pressions extérieurs C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- si : $S \leq 1m^2 C_{pe} = C_{pe.1}$
- si : $1m^2 < S < 10m^2 C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(s)$
- si : $S \geq 10m^2 C_{pe} = C_{pe.10}$

S (m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée :

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

Paroi latéral				Paroi au vent		Paroi sous le vent			
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	1,0	-0,3	

Tableau III.1 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments a base rectangulaire

Parois verticales	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau III.2 : C_{pe} pour les différentes parois

a) Parois verticales :

Les façades sont découpées en zones de pression uniformes telle que la figure III.3:

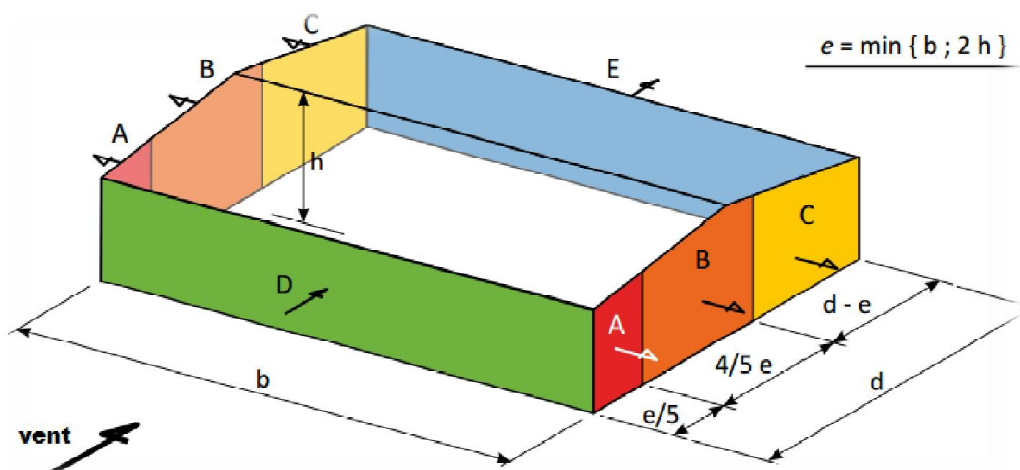


Figure III.3 : légende pour les parois verticales

- **Suivant pignon :**

$$e = \min [b ; 2h] = \min [15 ; 2*7,5] = \min [15 ; 15] \text{ donc } e = 15\text{m}$$

$$b = 15\text{m}, d = 24\text{m}, h = 7,5\text{m}, e = 15\text{m}$$

$d > e$ donc la paroi est divisée en 3 zones de pression uniforme A, B et C :

$$\begin{cases} A = \frac{e}{5} = \frac{15}{5} = 3\text{ m} \\ B = e - A = 15 - 3 = 12\text{ m} \\ C = d - e = 24 - 15 = 9\text{ m} \end{cases}$$

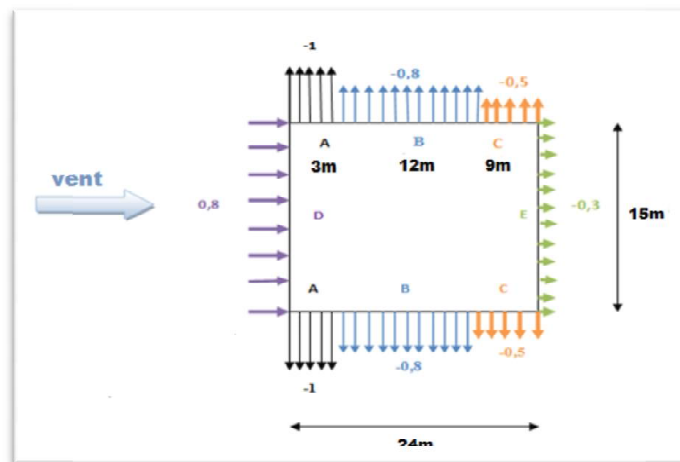


Figure III.4 : répartition des pressions sur les parois verticales V1(AB) et V3(CD)

Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales (pignon) :

- **Suivant long-pan :**

$$e = \min [b ; 2h] = \min [24 ; 2*7,5] = \min [24 ; 15] \text{ donc } e = 15\text{m}$$

$$b = 24\text{m}, d = 15\text{m}, h = 7,5\text{m}, e = 15\text{m}$$

$d \leq e$ donc la paroi est divisée en 2 zones de pression uniforme A', B' :

$$\begin{cases} A' = \frac{e}{5} = 3\text{ m} \\ B' = d - \frac{e}{5} = 12\text{ m} \end{cases}$$

La figure III.5 illustre la répartition des pressions du vent sur les différentes parois de la structure.

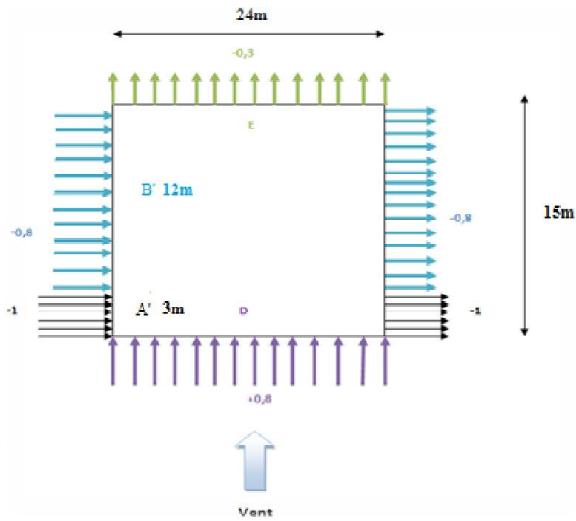


Figure III.5 : répartition des pressions sur les parois verticales V2(AC) et V4(BD)

b) Toitures à deux versants :

La direction du vent est définie par un angle θ :

$\theta = 0^\circ$ pour un vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices ;

$\theta = 90^\circ$ pour un vent dont la direction est parallèles aux génératrices.

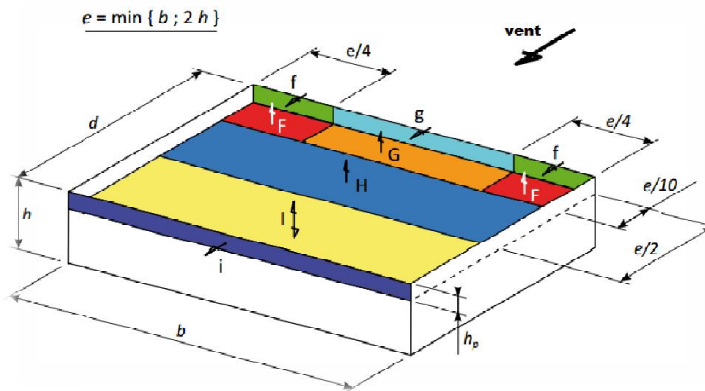


Figure III.6 : zone des pressions sur les toitures terrasses pour $\theta = 0^\circ$

$e = \min[24 ; 2*7,5] = \min[24 ; 15] = 15\text{m}$

Angle de pente	Zone pour vent de direction $\theta = 0$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5

Tableau III.3 : Zone des pressions sur les toitures terrasses pour $\theta = 0^\circ$

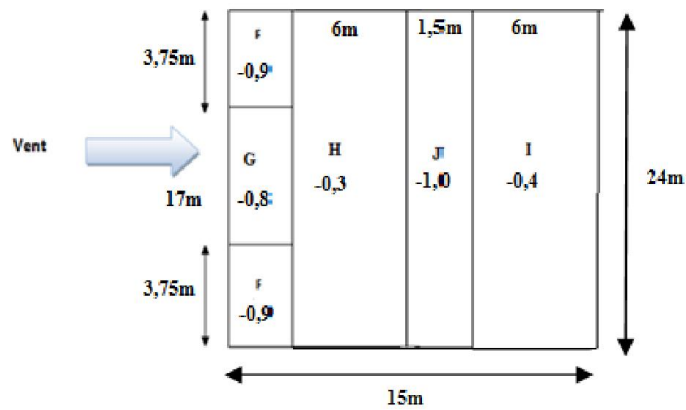


Figure III.7 : Répartitions des pressions sur la toiture – direction du vent 0°.

Angle de pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	

Tableau III.4 : Zone des pressions sur les toitures terrasses pour $\theta = 90^\circ$

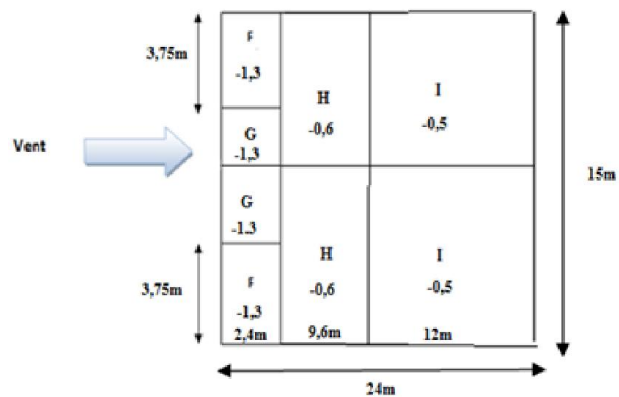


Figure III.8 : Répartitions des pressions sur la toiture – direction du vent 90°

- Parois (AB) et (CD) :

Zone	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	$C_{pi 1}$	$C_{pi 2}$	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)	max q_j (N/m ²)
D	496,42	0,8	0,8	-0,5	0	645,346	645,346
A	496,42	-1,0	0,8	-0,5	-893,556	-248,21	893,556
B	496,42	-0,8	0,8	-0,5	-794,272	-148,926	-794,272
C	496,42	-0,5	0,8	-0,5	-645,346	0	-645,346
E	496,42	-0,3	0,8	-0,5	-546,062	99,284	-546,062

Tableau III.5 : Pressions sur les parois verticales - Direction V1(AB) et V3(CD)du vent

- **Toiture : $\theta = 90^\circ$**

Zone	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} (N/m^2)$	$q_{j2} (N/m^2)$	Max $q_j (N/m^2)$
G	1,0	496,42	-1,3	0,8	-0,5	-1042,482	-397,136	-1042,482
F	1,0	496,42	-1,3	0,8	-0,5	-1042,482	-397,136	-1042,482
H	1,0	496,42	-0,6	0,8	-0,5	-694,988	-49,642	-694,988
I	1,0	496,42	-0,5	0,8	-0,5	-645,346	0	-645,346

Tableau III.6 : Pressions sur la toiture pour $\theta = 90^\circ$

- **Parois (BC) et (AD) :**

zone	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} (N/m^2)$	$q_{j2} (N/m^2)$	Max $q_j (N/m^2)$
A'	1,0	496,42	-1,0	0,8	0,5	-893,556	-248,21	-893,556
B'	1,0	496,42	-0,8	0,8	0,5	-794,272	-148,926	-794,272
D	1,0	496,42	0,8	0,8	0,5	0	645,346	645,346
E	1,0	496,42	-0,3	0,8	0,5	-546,062	99,284	-546,062

Tableau III.7 : Pressions sur les parois verticales - Direction V2(AD) et V4(BC) du vent

- **Toiture : $\theta = 0^\circ$**

Zone	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	$q_{j1} (N/m^2)$	$q_{j2} (N/m^2)$	Max $q_j (N/m^2)$
G	1,0	496,42	-0,8	0,8	-0,5	-794,272	-148,926	-794,272
F	1,0	496,42	-0,9	0,8	-0,5	-843,914	-198,568	-843,914
H	1,0	496,42	-0,3	0,8	-0,5	-546,062	99,284	-546,062
I	1,0	496,42	-0,4	0,8	-0,5	-595,704	49,642	-595,704

Tableau III.8 : Pressions sur la toiture pour $\theta = 0^\circ$

III.3.4. Force de frottements :

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.

Les effets de frottement dû au vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent. La force de frottement F_{fr} est définie par :

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

Avec :

- C_{fr} : est le coefficient de frottement (voir annexe A.3) ;
- $q_p(z_e)$: est la pression dynamique du vent ;

- A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

III.3.4.1 Détermination de coefficient de frottement C_{fr} :

D'après le règlement neige et vent RNV99, v2013, on a tiré le coefficient de frottement comme suit :

Etat de surface	Coefficient de frottement C_{fr}
Lisse (acier, béton lisse, ondulations // au vent) paroi enduite, etc.	0,01

III.3.4.2 Détermination de l'aire de frottement A_{fr} :

- Vent parallèles aux parois (AB) et (CD) :

$$A_{fr} = 24 \times 7,5 = 180 \text{ m}^2$$

- Vent parallèles aux parois (BC) et (AD) :

$$A_{fr} = 15 \times 7,5 = 112,5 \text{ m}^2$$

- Toiture :

$$A_{fr} = 15 \times 24 = 360 \text{ m}^2$$

III.3.4.3 Calcul de force de frottement F_{fr} :

Type de paroi	q_{dyn}	C_{fr}	A_{fr}	F_{fr}
Toiture	496,42	0,01	360	1787.11
Paroi vertical	496,42	0,01	180	893.56

$$\sum F_{fr} = 2680,67\text{N}$$

III.4 Conclusion :

A la fin de ce chapitre, les charges climatiques (neige, vent et force de frottement) sont définies qui seront appliquées à la structure qu'on appliquera dans le chapitre suivant qui est le dimensionnement des éléments de la structure.

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, il sera abordé le dimensionnement des différents éléments de la structure. L'acier utilisé est de nuance Fe360 et la démarche du calcul est suivie en utilisant le code CCM 97.

L'étude de la structure comportera deux grandes parties :

- Etude des éléments secondaires : chéneaux, pannes, contreventements et potelets.
- Etude des éléments porteurs : poteaux et traverses.

IV.2 Etude des éléments secondaires :

IV.2.1 Chéneaux et descentes des eaux pluviales :

Le rôle du chéneau est l'évacuation des eaux pluviales ainsi d'éviter leurs stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture de la construction.

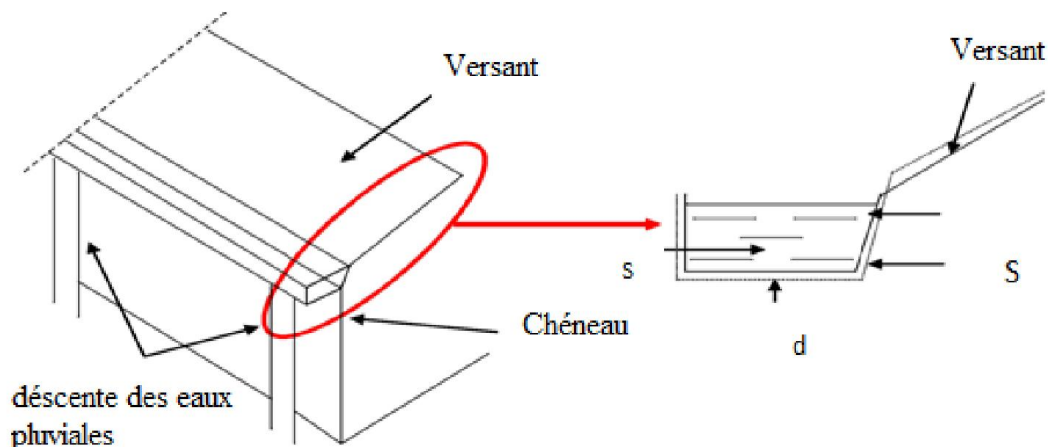


Figure IV.1 : Chéneau d'eau

IV.2.1.1. Calcul de chéneaux et de la descente des eaux pluviales :

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

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

Avec :

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

Le périmètre « d » étant difficile à évoluer, on peut calculer la section de chéneau à partir d'un abaque en fonction de la pente du chéneau de la surface des combles en m^2 . Un chéneau desservira une surface de comble de :

$$S = 24 \times 7,76 = 186,24 m^2$$

La pente de chéneau : $p = 2mm/m$

L'abaque « chéneau et descente d'eau » nous donnera une surface de chéneau sans naissance et un diamètre de descente d'eau sont les suivants :

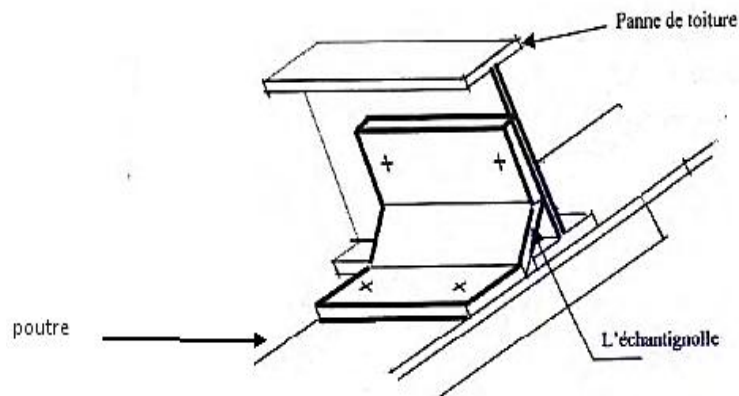
$$s = 280 cm^2 \text{ (voir annexe B1)}$$

$$d = 18 cm \text{ (voir annexe B2)}$$

IV.2.2 Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes.

On retrouve ce type de montage pour des pannes maintenues par des échantignoles sur un arbalétrier. Les échantignoles sont fixées dans l'âme du profilé en appui.



Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

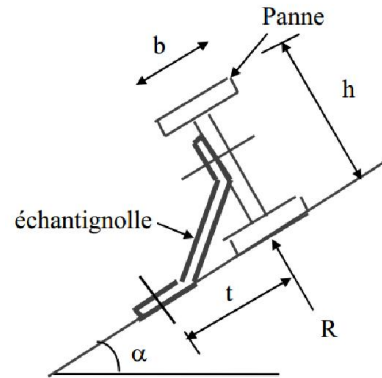


Figure IV.2 : Assemblage traverse ferme par le pied d'un échantignolle

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

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

Pour un IPE 160 :

$$h = 16,0 \text{ cm et } b = 8,2 \text{ cm}$$

$$8,2 \leq t \leq 12,3 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } t = 10 \text{ cm}$$

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

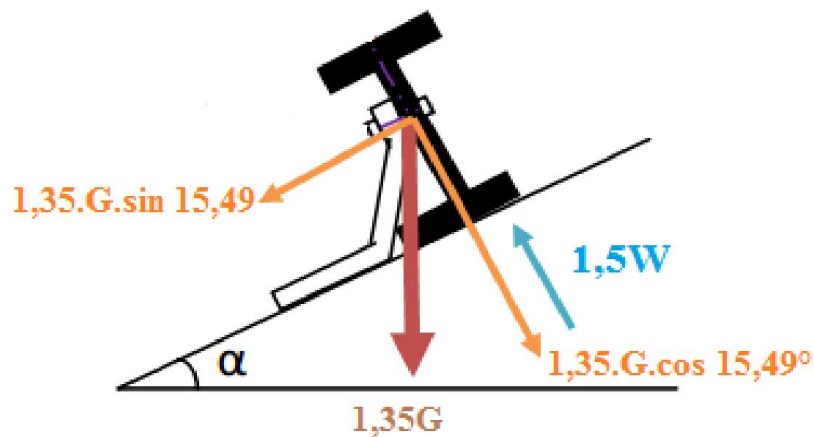


Figure IV.3: Représentation des efforts appliqués au l'échantignolle

M_r est déterminé à partir de la section d'encastrement :

$$M_r = -1,35G \cos \alpha \cdot t + 1,35G \sin \alpha \cdot \frac{h}{2} + 1,5 \cdot W \cdot t$$

IV.2.2.1. Efforts sollicitant à l'ELU :

$$F_z = [1,35G_z + 1,5W] \times \frac{l}{2}$$

$$F_y = 1,35G_y \times \frac{l}{2}$$

$$\begin{cases} G_z = G \cos \alpha = 0,157 \cos 15,49 = 0,15 \text{ KN/m} \\ G_y = G \sin \alpha = 0,157 \sin 15,49 = 0,042 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$F_z = (1,35 \times 0,15) + (1,5 \times (1,04)) \frac{6,0}{2} = 4,88 \text{ KN/m}$$

$$F_y = 1,35 \times 0,042 \times \frac{6,0}{2} = 0,33 \text{ kN/m}$$

$$M_r = \left(-1,35G \cos \alpha \cdot t + 1,35G \sin \alpha \cdot \frac{h}{2} + 1,5 \cdot W \cdot t \right) \cdot 2 = 1,18 \text{ KN.m}$$

IV.2.2.2 Modules de résistance de l'échantignolle :

$$w = \frac{I}{V}$$

$$\begin{cases} I = \frac{l \cdot e^3}{12} \\ V = \frac{l \cdot e}{2} \end{cases} \Rightarrow W = \frac{l \cdot e^2}{6}$$

Avec :

- l : la largeur de l'échantignolle.

$l = 10 \text{ cm}$ est calculée après avoir modélisé la traverse par le logiciel SAP2000

Avec l'épaisseur de gousset est 10 mm

IV.2.2.3 Epaisseur de l'échantignolle « e » :

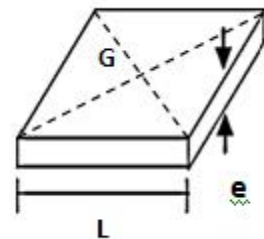
- **La condition de la contrainte :**

$$\frac{M_r}{w} \leq f_y$$

$$\rightarrow \frac{6M_r}{le^2} \leq f_y \Rightarrow e_{min} = \sqrt{\frac{6M_r}{l \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,18}{0,1 \times 235 \times 10^3}}$$

$$\rightarrow e_{min} = 1,7 \text{ cm}$$

On prend un échantignolle d'épaisseur $e = 6 \text{ mm}$



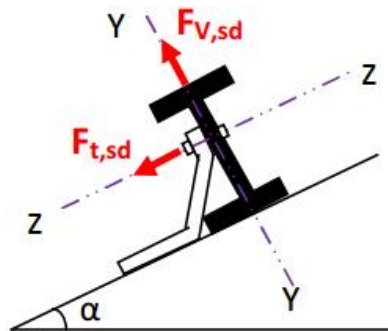
IV.2.2.4 Boulon d'attache :

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 :

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

Avec :

- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement
- $F_{t,sd}$: Effort de traction



$F_{v,sd}$ et $F_{t,sd}$ représentent F_y et F_z respectivement qui sont déjà calculés

- $F_{v,Rd}$: 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 :

- $F_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_b} = \begin{cases} 1,25 & \text{boulons sollicités en cisaillement} \\ 1,5 & \text{boulons sollicités en traction} \end{cases}$

$F_{v,Rd}$ & $F_{t,Rd}$ sont donnée en fonction de l'aire de la section résistante « A_s » du boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}} = \frac{0,5 \times 1 \times A_s}{1,25} = 0,4 \cdot A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times F_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}} = \frac{0,9 \times 1 \times A_s}{1,25} = 0,6 \cdot A_s$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \rightarrow \frac{0,33}{0,4 \cdot A_s} + \frac{4,88}{0,84 \cdot A_s} \leq 1$$

$$\frac{6,63}{A_s} \leq 1 \rightarrow A_{smin} = 6,63 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\varnothing 12$ d'une section résistante $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$. Pour la précision, le règlementent CCM97 impose les vérifications suivantes :

- $\frac{F_{v,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1$
- $\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1$
- $\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} \leq 1$

1^{ère} vérification :

$$\frac{F_{t,sd}}{F_{v,Rd}} = \frac{4,88}{0,6.A_s} \leq 1 \Rightarrow \frac{4,88}{0,6.84,3} = 0,09 < 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2^{ème} vérification :

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \quad \text{Avec} \quad F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M_b}}$$

Avec :

- $F_{b,Rd}$: Résistance à la pression diamétrale
- $\alpha = \min\left(\frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = \min\left(\frac{10^3}{360}, 1\right) = 1$
- d : diamètre du boulon (M12)
- t : épaisseur de l'échantignole $t=10$ mm

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 360 \times 10^3 \times 0,012 \times 0,01}{1,25} = 86,4 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,Rd}} = \frac{0,33}{86,4} = 0,0038 < 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3^{ème} vérification :

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

Avec :

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

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

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

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

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

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

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 0,012 \times 5 \times 10^{-3} \times 360 \times 10^3}{1,25} = 32,6 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,Rd}} = \frac{4,88}{32,6} = 0,15 < 1$$

Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre Ø124

IV.2.2.5 Cordon de soudure :

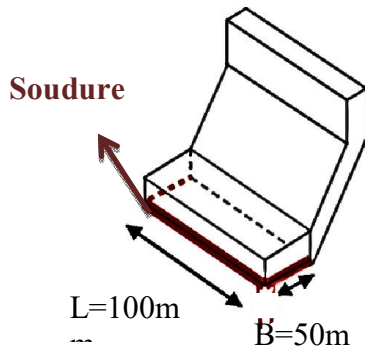


Figure IV.4 Vue de l'échantignole soudure

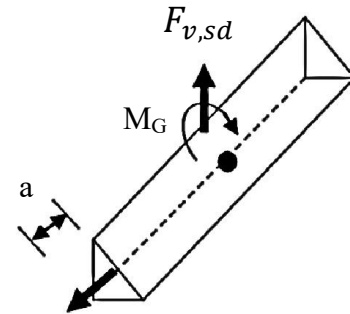


Figure IV.5 Cordon de

Pour $t_{max} \leq 17 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 4 \text{ mm}$

$$\sigma_{\perp} = \frac{F_{v,sd}}{2 \cdot (b + l) \times a} = \frac{0,33 \times 10^3}{2(50 + 100) \times 4} = 0,27 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{//} = \frac{F_{t,sd}}{2 \cdot (b \times a)} = \frac{4,88 \times 10^3}{2(50 \times 4)} = 12,2 \text{ N/mm}^2$$

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

Avec :

- $M_G = F_{v,sd}(b + c) + F_{t,sd} \frac{h}{2} = 330.10 + 488.80 = 42340 \text{ N} \cdot \text{mm} =$
- $\tau_{\perp} = \frac{42340}{50 \cdot (2 \times 100) \times 4} = 1,06 \text{ N/mm}^2$

a) Vérification de la soudure :

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

Avec :

- $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$
- $B_w = 0,8$

- $\gamma_{M_w} = 1,25$

$$\sqrt{0,27^2 + 3(1,06^2 + 12,2^2)} \leq \frac{360}{0,8 \times 1,25} \rightarrow 21,21 \text{ N/mm}^2 \leq 360 \text{ N/mm}^2$$

Le cordon de soudure d'épaisseur 4 mm est suffisant.

IV.2.3 Les pannes :

Les pannes sont des poutres destinés à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse. Il est à noter que pour les bâtiments industriels, on utilise soit des profilés en double té soit des éléments formés à froid en Z, C, U.

IV.2.3.1 Matériau de couverture :

La couverture est en panneau sandwich ; elle est composée de tôles et de la matière isolante entre les deux. D'après la fiche technique, les caractéristiques du panneau sandwich sont les suivants :

- Poids propre de la tôle (Grenus 160,10/ème) : $P = 17,90 \text{ kg/m}^2$;
- Limite de rupture : $f_u = 360 \text{ MPa}$;
- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ MPa}$;
- Module de résistance : $w = 70 \text{ cm}^3$;
- Module d'inertie : $I = 659 \text{ m}^4$;
- poids propre de la matière isolante : $P = 25,3 \text{ kg/m}^2$.

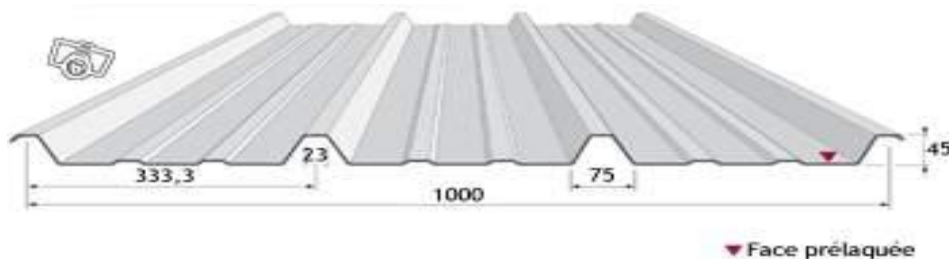


Figure IV.6 : Caractéristique géométrique de la tôle de couverture

IV.2.3.2 Déterminations des sollicitations :

a) Les charges permanentes :

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

La charge permanente (poids propre de la couverture en panneau sandwich)

$$G = 0,157 \text{ kN/m}^2$$

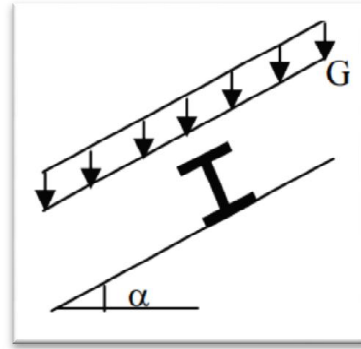
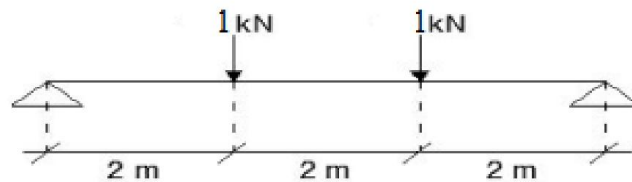


Figure IV.7 : Cas de charge permanente

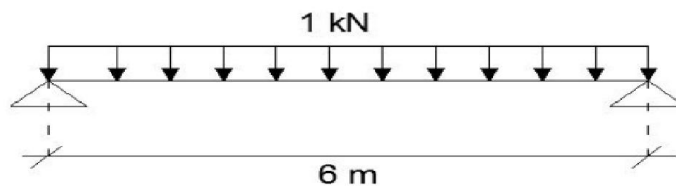
b) la charge d'entretien :

La charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2). On considère comme premier cas, une charge ponctuelle de 1kN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.



$$M = x - l(x - \frac{l}{3}) = \frac{l}{3} = 2 \text{ kN.m}$$

Le deuxième cas consiste à appliquer une charge de 1kN sur une surface de 10m². Ces 10m² forment un rectangle, dont un côté est déterminé par l'entre-axe des éléments considérés. Donc pour une bande de 1ml, Q sera prise égale a 1kN/ml.



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

c) Action de la neige :

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

Commençant par le calcul de la projection horizontale de l'effort N de la neige :

Suivant face rampante : $N \cos \alpha$

$$S = N \cos \alpha = 0,24 \times \cos 15,49 = 0,23 \text{ kN/m}^2$$

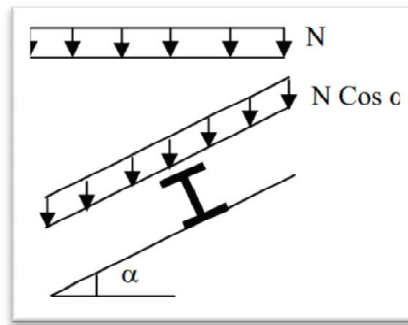


Figure IV.8: Cas de charge de neige

d) Action du vent :

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

$$W = -1,04 \text{ kN/m}^2$$

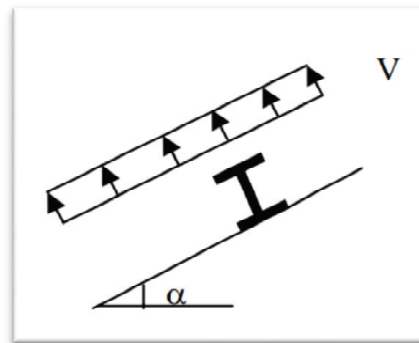


Figure IV.9 : Cas de l'effet du vent

IV.2.3.3 Espacement entre les pannes :

Notre couverture est de 6m de longueur, et est appuyée sur 6 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1,2m. La figure IV.10 montre les diagrammes des moments fléchissant au niveau des pannes du à la charges de la couverture panneau sandwich.

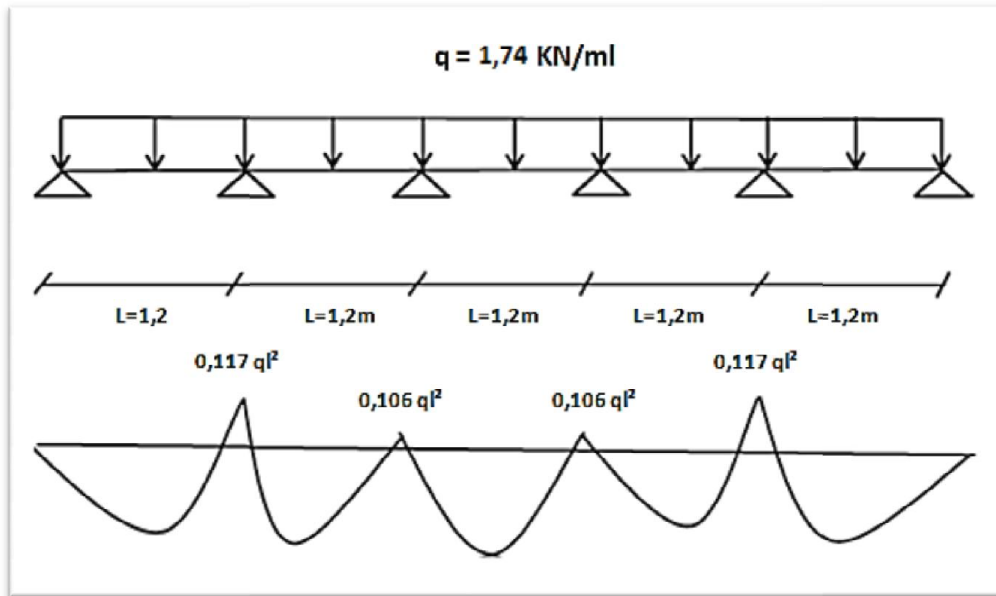


Figure IV.10 : Diagrammes des moments fléchissant au niveau de la couverture

a) Combinaison des charges et actions :

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

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,179 \times 1,2) + 1,5(1 \times 1) = 1,74 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35(0,179 \times 1,2) + 1,5(-1,04 \times 1) = -1,27 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35(0,179 \times 1,2) + 1,5(0,23 \times 1) = 0,63 \text{ KN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 1,74 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } q = 1,74 \text{ KN/m}^2 \longleftrightarrow M = 0,117 q l^2$$

l : espacement entre les pannes.

b) Calcul de l'espacement :

$$6 = \frac{M_{\max}}{w} \leq f_y$$

$$\rightarrow M_{\max} \leq f_y \cdot w$$

$$\rightarrow 0,117 q l^2 < f_y \cdot w$$

$$\rightarrow l \leq \sqrt{(f_y \times w) / (0,117 q)}$$

$$\rightarrow l \leq \sqrt{(235 \times 10^3 \times 5 \times 10^{-6}) / (0,117 \times 1,74)}$$

$$\rightarrow l \leq 2,4 \text{ m}$$

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

$$G = 0,157 \times 1,45 = 0,23\text{KN/m}$$

$$Q = 1 \times 1,45 = 1,45\text{ KN/m}$$

$$S = 0,23 \times 1,45 = 0,33\text{ KN/m}$$

$$W = -1,04 \times 1,45 = -1,51$$

- **A'ELU :**

$$q_1 = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 0,23) + (1,5 \times 1,45) = 2,48\text{ KN/m}$$

$$q_2 = 1,35.G + 1,5.S = (1,35 \times 0,23) + (1,5 \times 0,33) = 0,80\text{ KN/m}$$

$$q_3 = 1,35.G + 1,5.W = (1,35 \times 0,23) + (1,5 \times (-1,51)) = -1,95\text{ KN/m}$$

$$q_{max} = \max(q_1; q_2; q_3) = 2,48\text{ KN/m}$$

- **A'ELS :**

$$q_{s1} = G + Q = 0,23 + 1,45 = 1,68\text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = G + S = 0,23 + 0,33 = 0,56\text{ KN/m}$$

$$q_{s3} = G + W = 0,23 + (-1,51) = -1,28\text{ KN/m}$$

$$q_{s\ max} = \max(q_{s1}; q_{s2}; q_{s3}) = 1,68\text{ KN/m}$$

$$q_y = q. \sin \alpha = 2,48 \times \sin 15,49 = 0,66\text{ KN/m}$$

$$q_z = q. \cos \alpha = 2,48 \times \cos 15,49 = 2,39\text{ KN/m}$$

$$q_{sy} = q_s. \sin \alpha = 1,68 \times \sin 15,49 = 0,45\text{ KN/m}$$

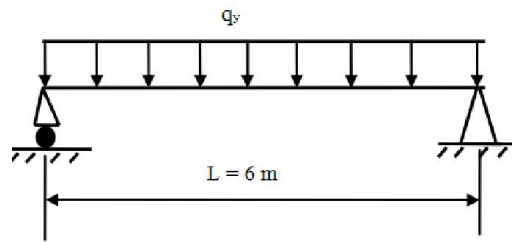
$$q_{sz} = q_s. \cos \alpha = 1,68 \times \cos 15,49 = 1,62\text{ KN/m}$$

c) Calcul des moments sollicitants M_{sd} :

Les traverses sont espacées de 6 m.

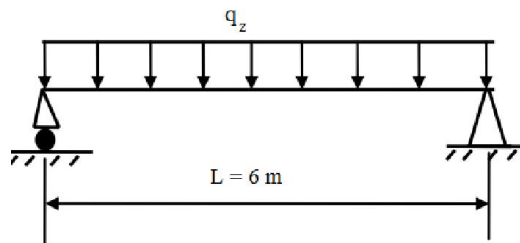
Plan (y-y) :

$$M_{z,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 0,66 \cdot \frac{6^2}{8} = 2,97\text{ KN.m}$$



Plan (z-z):

$$M_{y,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 2,39 \cdot \frac{6^2}{8} = 10,75 \text{ kN.m}$$



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

$$\begin{cases} M_{z,sd} \leq M_{z,Rd} \\ \text{et} \\ M_{y,sd} \leq M_{y,Rd} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_{z,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\triangleright M_{y,sd} \leq M_{y,Rd}$$

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

$$W_{ply,min} = \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{10,75 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 50,32 \text{ cm}^3$$

$$\triangleright M_{z,sd} \leq M_{z,Rd}$$

$$W_{plz,min} = \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{2,97 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 13,90 \text{ cm}^3$$

d) Choix du profilé :

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

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 160	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	869	68,3	124	26,1	6,58	1,84

Tableau IV.1 : Les caractéristiques de profilé IPE160

e) Condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_{max} = G + Q = [(0,23 \times 1,45) + 0,158 + (1 \times 1,45)] = 1,94 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sy} = q \cdot \sin \alpha = 0,52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sz} = q \cdot \cos \alpha = 1,87 \text{ KN/m}^2$$

f) Classe de profile:

➤ Classe de l'âme fléchie :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

- $d = 127,2 \text{ mm}$

- $t_w = 5 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \\ 72\varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

➤ Classe de la semelle comprimée :

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

Avec :

- $C = 41 \text{ mm}$

- $t_f = 7,4 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{41}{7,4} = 5,54 \\ 10\varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

La section globale est de classe I

IV.2.3.4 Vérification de la flèche :

- **Plan z-z:**

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = 0,415 \frac{5 \times 1,87 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869} = 0,71 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 0,71 \text{ cm} \\ \delta_{max} = \frac{l_z}{200} = 3 \text{ cm} \rightarrow \delta \leq \delta_{max} \end{cases}$$

- **Plan y-y :**

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,52 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 68,3} = 2,96 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 2,96 \text{ cm} \\ \delta_{max} = \frac{l_z}{200} = 3,0 \text{ cm} \rightarrow \delta \leq \delta_{max} \end{cases}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

IV.2.3.5. Vérifications des contraintes :

Nous sommes dans la flexion déviées, il faut vérifier :

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

Pour un profilé laminé en I :

$$\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$$

La formule précédente sera comme suit :

$$\left(\frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^1 \leq 1$$

$$q_1 = 1,35G + 1,5 Q = 1,35[(0,23 \times 1,45) + 0,129] + 1,5 \times 1 \times 1,45 = 2,84 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5W = 1,35[(0,23 \times 1,45) + 0,158] + 1,5(-1,04)1,45 = -1,60 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35[(0,23 \times 1,45) + 0,158] + 1,5 \times 0,23 \times 1,45 = 1,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{max} = 2,84 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} q_y = q \sin \alpha = 2,84 \times \sin 15,49 = 0,75 \text{ KN/ml} \\ q_z = q \cos \alpha = 2,84 \times \cos 15,49 = 2,73 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y,sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} = 2,73 \times \frac{6,0^2}{8} = 12,31 \text{ KN.m} \\ M_{z,sd} = q_y \frac{l_y^2}{8} = 0,75 \times \frac{6,0^2}{8} = 3,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left(\frac{12,31 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{124 \cdot 23,5} \right)^2 + \left(\frac{3,37 \cdot 10^2 \cdot 1,1}{26,1 \cdot 23,5} \right)^2 = 0,82$$

$$\left(\frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^2 = 0,82 \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3.6. 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 :**

$$M_{y,sd} = 12,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = 3,37 \text{ KN.m}$$

Résistance de calcul de l'IPE160 au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ (section de classe I)
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.

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

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

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

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

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

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1,59 - 0,2) + 1,59^2] = 1,65$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases}$ donc $G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 3,6 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 3,96 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 68,31 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 68,31}{600^2} \sqrt{\frac{3,96 \cdot 10^3}{68,31} + \frac{600^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 3,6}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 68,31}}$$

$$M_{cr} = 1256955,24 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 235 \times 10^2}{3216537,63}} = 1,59$$

On calcul :

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

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(1,65 + \sqrt{1,65^2 - 1,59^2}\right)} = 0,48$$

Donc :

$$M_{b,Rd} = \frac{0,48 \times 1 \times 124 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 12,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 12,31 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 12,72 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3.7. Résistance au voilement par cisaillement :

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

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

Avec :

- d : dimensions entre nus intérieurs des semelles

Pour notre profilé IPE160 :

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

$$d = 127,2 \text{ mm}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \\ 69\varepsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

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

IV.2.3.8 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}}$$

Avec :

- A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w(h - 2t_f) = 726 \text{ mm}^2$
- $A f_c$: Aire de la semelle comprimée
- $A f_c = b \cdot t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$
- f_y : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_y = 235 \text{ N/mm}^2$)
- $K = 1$ (semelle de classe I)

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,23 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \end{array} \right.$$

$$\frac{d}{t_w} = 25,44 \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A f_c}} = 293,23 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.4. Calcul des potelets :

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

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

Remarque : puisque dans notre structure à des parois en maçonnerie, donc le risque de déversement n'est pas à prendre en compte.

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

IV.2.4.1 Dimensionnement des potelets :

a) Action et sollicitations :

Maçonnerie : 285kg/m²

- Epaisseur de plâtre : 2 cm
- Epaisseur d'enduit : 2 cm
- La somme d'épaisseur de brique : 25 cm
- Poids propre de plâtre : 1000 daN/m³
- Poids propre de ciment : 2000 daN/m³

$$G_{max} = (0,02 \times 2000) + (0,02 \times 1000) + (0,25 \times 900) = 285 \text{ daN/m}^2$$

Poids propre de la poutre : (HEA180) :35,5kg/ml

$$G = (0,35 \times 5 \times 1) + (2,85 \times 6,83 \times 5) = 9,91 \text{ KN}$$

Action du vent sur le pignon (0,89 KN/m²)

b) Calcul du moment sollicitant de flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{(0,89 \times 5) \times 6,83^2}{8} = 25,95 \text{ KN.m}$$

c) Condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times q_w \times l^3}{384 \times E}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 6,08 \times 683^3}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$\rightarrow I_y \geq 2402,23 \text{ cm}^4$$

d) Choix du profilé :

Le profilé qui convient comme potelets est HEA180.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	D mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA180	35,5	45,3	171	180	9,5	6	122	2510	924,6	324,9	156,5	7,45	4,52

Tableau IV.2 Caractéristiques du profilé HEA180

e) Classe du profilé :➤ **Classe de l'âme :**

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 122\text{mm}$
- $t_w = 6\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 \\ 36\varepsilon = 36\sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \end{array} \right. \rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle :**

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

Avec :

- $C = 90\text{ mm}$
- $t_f = 9,5\text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{90}{9,5} = 9,47 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

La section globale est de classe I

IV.2.4.2 Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{max} = \frac{l}{200}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 6,08 \times 683^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2510} = 3,26 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{683}{200} = 3,41 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \delta = 3,26 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3,41 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \delta \leq \delta_{max}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée

IV.2.4.3 Vérification des contraintes :

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

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

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 35,44 \text{ KN.m}$)
- $M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y}$$

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

- $N_{sd} = 1,35(35,5 \times 10^{-2} + 9,91) = 13,86 \text{ KN}$
- $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y} = \frac{13,86 \times 1,1}{45,3 \times 23,5} = 0,014$
- $a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right)$ avec $A_w = A - 2b_f t_f$

$$A_w = 45,5 - (2 \times 18 \times 0,95) = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } a = \min\left(\frac{11,3}{45,5}; 0,5\right) = 0,25$$

Alors :

$$M_{N,Rd} = 324,9 \cdot \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \left[\frac{(1-0,014)}{(1-(0,5 \times 0,25))} \right] = 78,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 35,44 \text{ KN.m} < M_{N,Rd} = 78,21 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.4.4 Résistance du potelet au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

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

- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{171}{180} = 0,95 > 1,2 \\ t_f = 9,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{array} \right.$$

Plan (y-y) :

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

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{683}{7,45} = 91,68 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \varepsilon} = \frac{91,68}{93,9} = 0,98$$

Plan (z-z) :

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

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{341,5}{4,52} = 75,55 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \varepsilon} = \frac{75,55}{93,9} = 0,80$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,98$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,48 \times 1 \times 4530 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 464,53 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 13,86 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 464,53 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.4.5 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{f_c}}}$$

Avec :

- A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w \times d = 6 \times 122 = 732 \text{ mm}^2$
- A_{f_c} : Aire de la semelle comprimée

$$A_{f_c} = b_f \cdot t_f = 180 \times 9,5 = 1710 \text{ mm}^2$$

- f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)
- K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{732}{1710}} = 175,4 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{122}{6} = 20,33 \end{array} \right. \rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \text{ Condition vérifiée}$$

IV.3. Etude des éléments porteurs :

IV.3.1. Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles, la stabilité statique soit assurée, tant globalement au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement "CCM97".

IV.3.2. Justification de la traverse (IPE330) :

Après modélisation en SAP2000, on a choisit le profilé IPE330

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	7,5	271	11770	788	804	154	13,7	3,55

Tableau IV.3 Caractéristiques du profilé IPE330

IV.3.2.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

- $M_{sd} = 38,52 \text{ KN.m}$
- $V_{sd} = 15,14 \text{ KN}$
- $N_{sd} = 29,03 \text{ KN}$

IV.3.2.2 Classe de la section transversale :

➤ **Classe de l'âme :**

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 271 \text{ mm}$
- $t_w = 7,5 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,13 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle :**

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

Avec :

- $C = 55 \text{ mm}$
- $t_f = 9,2 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{160}{23} = 6,95 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

La section globale est de classe I

IV.3.2.3 Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

- Poids de la couverture ($0,179 \text{ KN/m}^2$)
- Poids propre de la panne ($15,8 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Poids propre du travers ($49,1 \cdot 10^{-2} \text{ KN/m}$)
- Espacement entre les travers ($6,0 \text{ m}$)

$$G = (0,179 \times 6,0) + (15,8 \cdot 10^{-2} \times 6) + (49,1 \cdot 10^{-2})$$

$$G = 2,51 \text{ KN/m}$$

$$G + Q = (2,51 + 6) = 8,51 \text{ KN/m}$$

$$\delta = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 8,51 \times 776^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 11770} = 1,62 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{776}{200} = 3,88 \text{ cm}$$

$$\delta = 1,62 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 3,88 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.3.2.4 Condition de résistance :**a) Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 6260 - 2(160 \times 11,5) + (7,5 + (2 \times 18)) \times 11,5$$

$$A_v = 3080 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl.Rd} = \frac{3080 (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 379,89 \text{ KN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 15,14 \text{ KN} \ll V_{pl.Rd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification d'un élément comprimé et fléchi :

La poutre est un élément comprimée et fléchi (effort normal + moment fléchissant), il faut vérifier donc :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_{lt} \cdot M_{y.sd}}{\frac{W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z.sd}}{\frac{W_{pl.z} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

Avec :

- $k_{lt} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$ mais $k_y \leq 1$;
- $k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$ mais $k_z \leq 1,5$;
- $\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_{lt} \cdot \beta_{MLT} - 0,15$ mais $\mu_{LT} \leq 1$;
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left[\frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} \right]$ mais $\mu_z \leq 0,9$;
- β_{Mz} : est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement ;
- β_{MLT} : est le facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement ;
- $M_{y.sd} = 38,52 \text{ kN.m}$
- $M_{z.sd} = 4,08 \text{ kN.m}$
- $\beta_{MLT} = 1,80$
- $\beta_{Mz} = 1$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1,81$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot 1,81 \cdot \beta_{MLT} - 0,15 = 0,34$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2} \right)} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \beta_A^{0,5} = \frac{\left(\frac{l_z}{i_z} \right)}{93,9} \cdot 1 = \frac{\left(\frac{389}{3,55} \right)}{93,9} = 1,17$$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + 0,34(1,17 - 0,2) + 1,17^2 \right] = 1,35$$

$$\chi_z = \frac{1}{\left(1,35 + \sqrt{1,35^2 - 1,17^2} \right)} = 0,49 \leq 1$$

$$k_{lt} = 1 - \frac{0,34 \cdot 38,03}{0,49 \cdot 6260,235 \times 10^{-3}} = 0,98$$

$$0,49 \cdot \frac{29,03}{\frac{6260,235 \cdot 10^{-3}}{1,1}} + \frac{0,98 \cdot 38,52 \cdot 10^3}{\frac{713,235}{1,1}} + \frac{1,14 \cdot 08 \cdot 10^3}{\frac{154,235}{1,1}} = 0,72 \leq 1$$

La condition d'un élément comprimée et fléchiée est vérifiée

IV.3.3 Justification des poteaux (IPE360) :

IV.3.3.1 Caractéristiques du poteau (IPE360) :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8	299	16270	1043	1019	191	13,7	3,55

Tableau IV.4 Caractéristiques du profilé IPE360

IV.3.3.2 Efforts sollicitant :

- $M_{sd} = 124,20 \text{ KN.m}$
- $N_{sd} = 50,62 \text{ KN}$

IV.3.3.3 Classe de la section transversale :

➤ Classe de l'âme :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 299 \text{ mm}$
- $t_w = 8 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{299}{8} = 37,32 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Donc l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle :**

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

Avec :

- $C = 85 \text{ mm}$
- $t_f = 12,7 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{85}{12,7} = 6,69 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ Donc la semelle est de classe I}$$

La section globale est de classe I

IV.3.3.4 Condition de résistance : (moment fléchissant + effort normal):

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{k_y \cdot M_{sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

Avec :

- $k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$ mais $k_z \leq 1,5$;
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right]$ mais $\mu_y \leq 0,9$;
- $\beta_{My} = 1$ (pour les sections de classe 1)
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ_{min} : coefficient de réduction
- $\bar{\lambda}_y$: élancement réduit
- $\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \beta_A^{0,5} = \frac{\lambda_y}{93\varepsilon}$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,12 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12,7 < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc les courbes de flambements considérées par chaque axe sont :

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

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

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{0,7L}{13,7} = \frac{0,7 \cdot 550}{13,7} = 28,10 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,30$$

χ : est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}_y$ et la courbe de flambement a

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

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21(0,3 - 0,2) + 0,3^2] = 0,55$$

$$\chi = 0,97$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,7L}{3,79} = \frac{0,7 \cdot 550}{3,79} = 101,58 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,08$$

$$\phi = 1,23$$

$$\chi = 0,55$$

Donc :

$$\chi_{min} = 0,55$$

$$\mu_y = 0,47 \leq 0,9$$

$$k_y = 0,98 \leq 1,5$$

D'où :

$$\frac{50,62}{0,55 \times \frac{7270 \times 235}{1,1}} + \frac{0,98 \times 124 \times 10^3}{\frac{1019 \times 235}{1,1}} = 0,56 \leq 1$$

La condition est vérifiée

IV.3.4 Contreventements :**IV.3.4.1 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, effets de séismes... 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 contreventement « en ciseaux », et en façade « palée de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués sur les pignons que sur les long pans.

IV.3.4.2. Effort axial de traction :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 8,27 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{8,27 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} = 38,71 \text{ cm}^2$$

Donc : choisir 2L150 × 15 (A = 4300 mm²)

a) Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = 2 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

- A = 43 cm²
- f_y = 235 N/mm²
- γ_{M₀} = 1,1

$$N_{pl,rd} = 2 \times \frac{43 \times 23,5}{1,1} = 1837,27 \text{ KN}$$

b) Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_{net} = A - \sum \text{vides}$$

$$A_{vide} = d \times t = 22 \times 4 = 88$$

$$A_{net} = 4300 - 88 = 4220 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,rd} = \frac{4220 \times 235}{1,1} = 901,54 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}} = 0,9 \times \frac{4220 \times 360}{1,1} = 1381,09 \text{ KN}$$

c) Vérification :

$$\min(N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\min(1837,27 ; 901,54 ; 1381,09) = 901,54 \text{ KN}$$

$$N_{net,rd} = 901,54 \text{ KN} \gg N_{sd} = 8,27 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, les éléments de la structure (principaux et secondaires) ont été dimensionnés et ceci après avoir déterminé les actions permanentes et d'exploitation agissantes sur les éléments de la structure étudiée. Les éléments ont été pré-dimensionnés selon les résultats tirés du logiciel SAP2000 et dimensionné en tenant en compte des effets d'instabilité appropriée comme indiqué dans le règlement Algérien « CCM97 ». Les résultats trouvés dans ce chapitre serviront dans l'étude dynamique qui sera détaillé dans le chapitre suivant.

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'écorces terrestre, lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propageant 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 de sol.

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.

Nous avons utilisé une méthode dynamique « méthode d'analyse modale spectrale » en utilisant le logiciel de calcul de structure (SAP2000).

V.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

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

V.4 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V 2003, page 45) :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\begin{cases} \text{Zone I (Tlemcen)} \\ \text{Classification des ouvrages : 1} \end{cases} \Rightarrow A = 0,10 \text{ (voir annexe C)}$$

- ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif :
Acier dense $\Rightarrow \xi = 5\%$ (voir annexe C)
- η : Facteur de correction d'amortissement :

$$\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement :

ossature contreventée par palées triangulées en X

$$R = 4 \text{ (voir annexe C)}$$

- T_1, T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble } S_3: \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases} \text{ (voir annexe C)}$$

- Q : Facteur de qualité donnée par la formule suivante :

a) Conditions minimales sur les files de contreventements :

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

- Sens longitudinal : (4 travées)

$$6,00/7,50 = 0,80 < 1,5 \rightarrow \text{critère non observé } p_q = 0,05$$

- Sens transversal : (1 travée)

$$15,00/15,00 = 1 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

b) Redondance en plan :

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

- **Sens longitudinal :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 6,00/7,5 = 0,80 < 1,5 \rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

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 :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 24,00/15,00 = 1,6 < 4$$

- La somme des dimensions des 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 la charge ne se transmette pas directement à la fondation ;
- La masse des différents niveaux reste diminuée 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 1,5 fois 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 le critère est non observé : $p_q = 0,10$

Critères	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	0,5
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 V.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 1,35G + 1,5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

V.5 Analyse Dynamique De La Structure :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.5.1 Modélisation de la structure :

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On a fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel SAP2000. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

IV.5.2 Etapes de la modélisation de la structure :

1. Définir le système d'unités (KN et m),
2. Définition de la géométrie de base,
3. Définition des matériaux
4. Définition des sections
5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies,
6. Définition des charges a appliquées,
7. Introduction du spectre de réponse,
8. Définition des combinaisons de charges,
9. Définition des conditions aux limites,
- 10 Lancer l'analyse.

Eléments de la structure	Profilés
Traverses	IPE330
Poteaux	IPE360
Pannes	IPE160
Potelets	HEA180
Contreventement	2L50*50*4

Tableau V.2 : Eléments structuraux constituant la structure

V.5.3 Analyse modale :

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivants :

- Zone sismique I (Tlemcen)
- Groupe d'usage 1B (ouvrages courant ou d'importance moyenne)
- pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Coefficient de comportement ($R = 4$)
- Facteur de qualité ($Q = 1,2$)
- Site meuble (S_3)

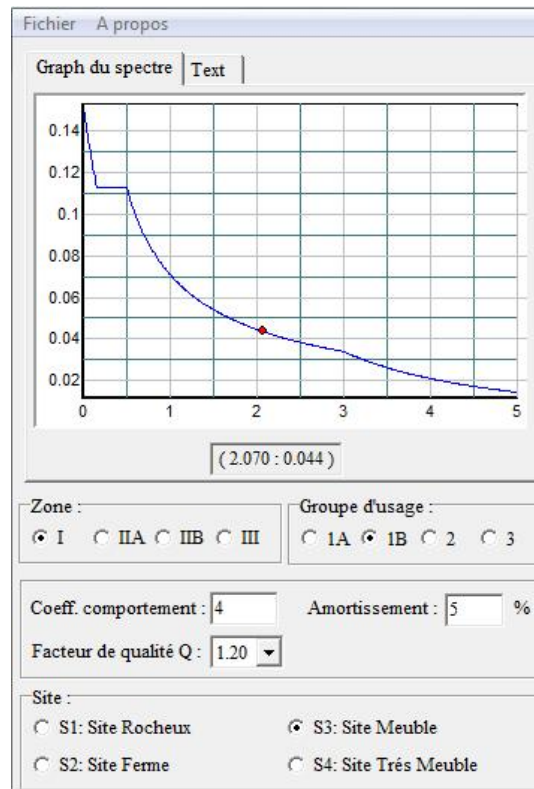


Fig. V.1 Spectre de réponse

5.4 Nombre de modes à considérer (RPA99 /V2003 page 45) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitations 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 supérieur 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 (3) dans chaque direction considérée

V.5.5 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur T calculée par logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par logiciel SAP2000 : $T=0,22$ s

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($H_N = 7,5$ m)

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage. Il est donné par le Tableau 4.6 du RPA99v2003 page 42.

On a un portique auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie $\rightarrow C_T = 0,085$

$$T = 0,085 \times 7,5^{3/4} = 0,385s$$

$$T+30\%T = 0,50 \text{ s}$$

Donc :

$$0,22s < T+30\%T=0,50s \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

V.6. Poids total de la structure :

Selon le RPA99v2003, il faut prendre en totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitation d'après le Tableau (4.5 RPA99v2003. P41).

w : Poids totale de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } n: \text{ lenombre deniveau}$$

$$w_i = w_{gi} + \beta \cdot w_{qi}$$

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	809,36	82,50

Tableau V.3 : Poids de la structure

V.7. Méthode statique équivalente (vérification) :

D'après le RPA99v2003 (article 4.3.6, page46) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenu par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

Après l'analyse, on obtient les résultats de V_{xdyn} et V_{ydyn} .

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

Avec : $A = 0,10$

- $\eta = 1$
- $T_1 = 0,15, T_2 = 0,50$

Donc : $D = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{1,2}{4}\right) = 0,75$

- $Q_x = Q_y = 1,20$ et $R = 4$
- $W =$ poids propre de la structure.

Donc : $V_{xst} = V_{yst} = \frac{0,10 \times 0,75 \times 1,2}{4} \times 809,36 = 18,21 \text{ KN}$

$V_{xdyn} = 278,65 \text{ KN} > 0,8V_{xst} = 0,8 \times 18,21 = 14,57 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$

$V_{ydyn} = 133,14 \text{ KN} > 0,8V_{yst} = 0,8 \times 18,21 = 14,57 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$

$T_{Dynamique} = 0,21 < 1,3T_{empirique} = 1,3 \times 0,38 = 0,49s \rightarrow \text{CV}$

V.7.1. Vérifications des forces sismiques de calcul (article 4.3.2 page 50 RPA99 v99) :

$$V_t < 0,80V$$

	V_t (kN)	V (kN)	80%V	Etat
V_x	99,75	278,65	222,92	Vérifié
V_y	64,05	133,14	106,51	Vérifié

Tableau V.4 : Comparaison V_t par rapport à 80% V

V.7.2. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau, « k » de la structure est calculé comme suit :

- $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (4-19)
- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques
- R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau, « k » par rapport au niveau k-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k \cdot R$$

Etage	δ_{ek} (cm)	R	Δ_k (cm)	1% h_k (cm)	Vérification
Toiture (x-x)	1,73	4	6.81	7,5	CV
Toiture (y-y)	1,24	4	4,96	7,5	CV

Tableau V.5 : vérifications des déplacements relatifs

V.8 Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis la vérification du comportement de la structure soumise à des charges sismiques qui ont vérifié toutes les conditions de résistance. On aborde alors le chapitre suivant qui consiste à l'étude des assemblages métalliques.

VI.1. Introduction :

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

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

VI.2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

VI.2.1. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Pour notre étude, le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR), il comprend une visse à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VI.1 : Les classes des boulons

VI.2.2. Le soudage :

En charpente soudée, les assemblages sont plus rigides. Cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces du métal à assembler.

- **Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- **Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par broyage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage...

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A ;
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B ;
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C ;
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

VI.3 Liaison poteau - traverse (IPE360 - IPE330) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de la traverse, et qui est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

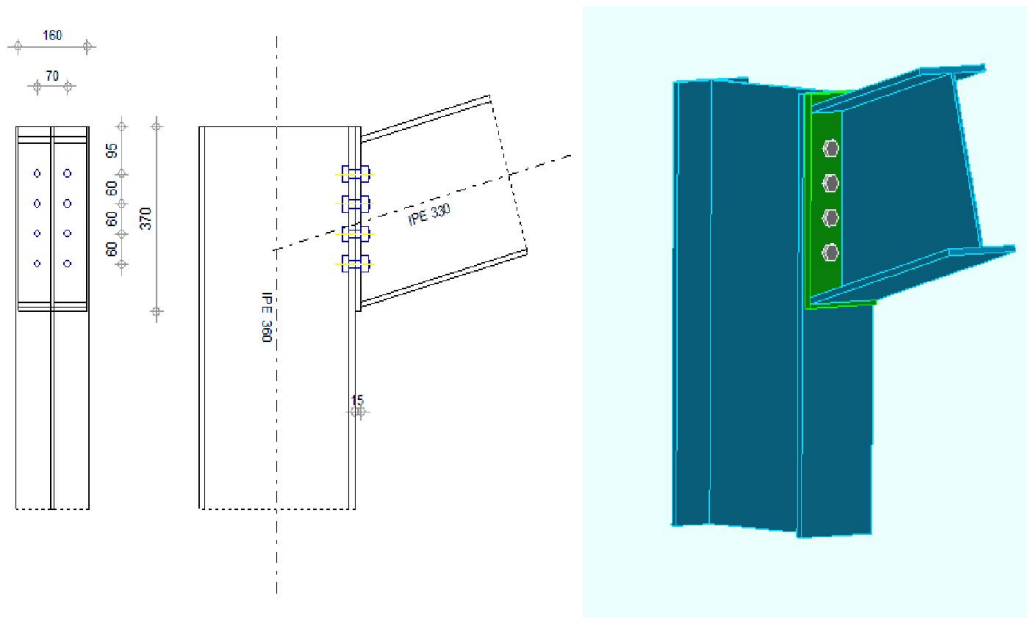


Figure VI.1 : Liaison poteau - traverse

VI.3.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer l'assemblage poteau-traverse (IPE360-IPE330) sont :

- $N_{sd} = 56,02 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 59,80 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 112,84 \text{ KN.m}$

VI.3.2 Soudure de la platine :**VI.3.2.1 Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : $e_p = 15 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 15 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 5 \text{ mm}$
- $t_{min} = 12,7 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 8,89 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$

VI.3.2.2 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{112,84 \times 10^3}{330} + 56,02 = 397,96 \text{ KN}$
- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 541,41 \text{ KN}$
- $R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 8 \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 418,91 \text{ KN}$

$N_d = 397,96 \text{ KN} < \min(418,91 ; 541,41) \rightarrow$ Condition vérifiée

VI.3.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 541,41 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 59,80 \text{ KN} < R_s = 541,41 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

VI.3.3. Calcul des boulons :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow d = (12; 14) \text{ mm}$

- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$
- $t > 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (24; 27; 30) \text{ mm}$

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formée de deux les de 4 boulons HR 10.9 $\Phi 16 \text{ mm}$.

VI.3.3.1 Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$
- $t = 11,5 \text{ mm}$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 138 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 75 \text{ mm}$

VI.3.3.2 Pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_1 \leq 138 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

VI.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 125,6 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,075 + 0,135 + 0,195 + 0,255) = 165,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 112,84 \text{ KN.m} < M_R = 165,79 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

- $V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 62,8 \text{ KN}$
- $V_d = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{56,48}{8} = 4,25 \text{ KN}$
- $V_d = 4,25 \text{ KN} < V_R / \gamma_{M_1} = 57,09 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

VI.3.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

- $L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 16 \times 11,5 \times 10^{-3} = 158,97 \text{ KN}$
- $V_d = 4,25 \text{ KN} < L_R / \gamma_{M_1} = 144,52 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

VI.4. Liaison traverse – traverse (IPE 330-IPE330) :

On suppose, un assemblage au faitage, constitué de 8 boulons HR 10.9 de diamètre de 16mm, comme indiqué dans la figure VI.2. La platine a une épaisseur de 20mm et le coefficient de frottement $\mu=0,3$.

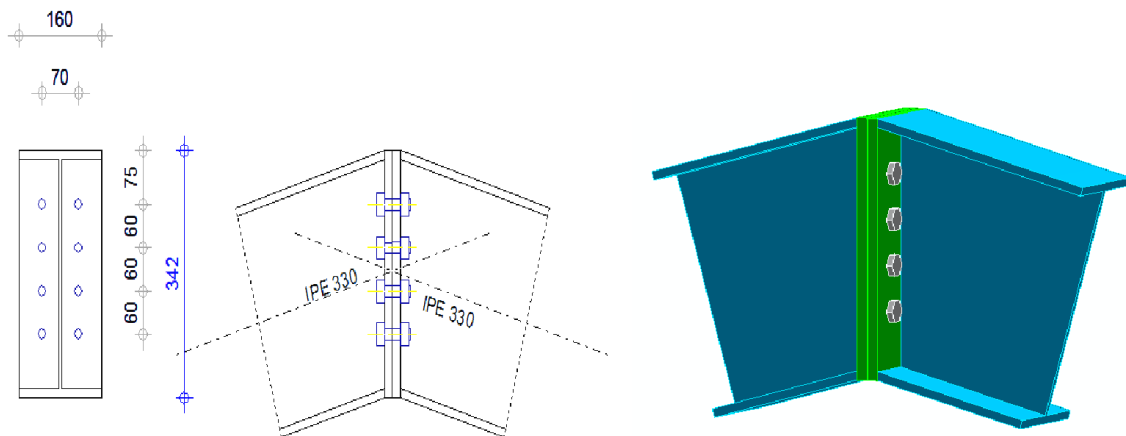


Figure VI.2 : Liaison traverse - traverse

VI.4.1 Efforts sollicitant :

- $N_{sd} = 38,87 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 34,02 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 70,42 \text{ KN.m}$

VI.4.2 Soudure de la platine :**VI.4.2.1 Cordon de soudure :**

Épaisseur de la platine : $e_p = 15 \text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 15 \text{ mm}$ donc $a_{min} = 5 \text{ mm}$

- $t_{min} = 11,5 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 8,09 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8 \text{ mm}$

VI.4.2.2 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{70,42 \times 10^3}{330} + 38,87 = 252,26 \text{ KN}$
- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 541,41 \text{ KN}$
- $R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 510 \times 8 \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 593,45 \text{ KN}$

$N_d = 252,26 \text{ KN} < \min(593,45 ; 541,41) \rightarrow$ Condition vérifiée

VI.4.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 8 \sqrt{2} \times 320 \times 10^{-3}}{1,1} = 541,41 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 34,02 \text{ KN} < R_s = 541,41 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

VI.4.3 Disposition constructives :

VI.4.3.1 Choix de diamètre du boulon :

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$$

On a une épaisseur de la platine $e = 15 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 4 boulons de diamètre $\Phi = 16 \text{ mm}$ classe 10.9.

VI.4.3.2 Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = d + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$
- $t = 11,5 \text{ mm}$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 138 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 75 \text{ mm}$

VI.4.3.3 Pince transversale e_2 :

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 138 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 45 \text{ mm}$

VI.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_S = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 125,6 \text{ mm}$$

$$M_R = 2T_R(0,075 + 0,135 + 0,195 + 0,255) = 165,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 70,42 \text{ KN.m} < M_R = 165,79 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq \frac{V_R}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_S = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 62,8 \text{ KN}$
- $V_d = \frac{V_{sd}}{2.n} = \frac{34,02}{8} = 4,25 \text{ KN}$

$$V_d = 4,25 \text{ KN} < V_{Rd}/\gamma_{M1} = 57,09 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq \frac{L_R}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 16 \times 11,5 \times 10^{-3} = 158,97 \text{ mm}$

$$V_d = 4,25 \text{ KN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 144,52 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5 Assemblages des contreventements :**VI.5.1 Contreventement en X avec poteau :**

La configuration de cet assemblage se fait par deux cornières 2L150×15 sur gousset soudé à la semelle du poteau (IPE360).

Plat de gousset : 250×250×15

Boulon : 10.9 HR M16

VI.5.1.1 La soudure :

$$N_{Rd} > N_{Ed}$$

Nous proposons une épaisseur de cordon : $a = 4\text{mm}$.

$$N_{Rd} = 2 \cdot F_{w,Rd} \cdot L$$

Avec :

$$\bullet F_{w,Rd} = F_{V,w,d} \times a = \frac{F_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{M2}} \times a = \frac{360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} \times 4 = 831,38 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = 2 \times 831,38 \times 440 \times 10^{-3} = 731,62 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = N_{sd} \cdot \sin 45^\circ = 50,62 \cdot \sin 45^\circ = 35,74 \text{ KN}$$

$$N_{Rd} = 731,62 > N_{Ed} = 35,74 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.1.2 Disposition constructive :

$$e_1 \geq 2,5d_0 \rightarrow 2,5 \times 18 = 45 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 55 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2,5d_0 \rightarrow 2,5 \times 18 = 45 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 75 \text{ mm}$$

a) Boulons en cisaillement :

$$F_{V,Rd} \geq F_{V,sd}$$

Avec :

- $F_{V,Rd}$: la résistance au cisaillement, elle est égale à :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3}}{1,25} = 75,36 \text{ KN}$$

- $F_{V,sd} = \frac{N_{Ed}}{n} = \frac{N_{sd} \cdot \sin 45^\circ}{3} = \frac{43,07}{3} = 14,35 \text{ KN}$

$$F_{V,Rd} = 75,36 \text{ KN} \geq F_{V,sd} = 14,35 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

b) Boulons en pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} \geq F_{V,sd}$$

Avec :

- $F_{b,Rd}$: la résistance à la pression diamétrale, elle est égale à :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times a \times F_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) = \min(1,01; 1,14; 2,77; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 15}{1,25 \times 10^3} = 172,80 \text{ KN}$$

- $F_{V,sd} = 14,35 \text{ KN}$ (déjà calculée)

$$F_{b,Rd} = 172,80 \text{ KN} > F_{V,sd} = 14,35 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.2 Contreventement en X (assemblage milieu):

Gousset : $500 \times 500 \times 15$

VI.5.2.1 Boulons en cisaillement :

$$F_{V,Rd} \geq F_{V,sd}$$

Avec :

- $F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 157 \times 10^{-3}}{1,25} = 75,36 \text{ KN}$

- $F_{V,sd} = \frac{N_{Ed}}{n} = \frac{N_{sd} \cdot \sin 45^\circ}{3} = \frac{43,07}{3} = 14,35 \text{ KN}$

$$F_{V,Rd} = 75,36 \text{ KN} \geq F_{V,sd} = 14,35 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

VI.5.2.2 Boulons en pression diamétrale:

$$F_{b,Rd} \geq F_{V,sd}$$

- $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times F_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{F_{ub}}{F_u}; 1\right) = \min(1,01; 1,14; 2,77; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 15}{1,25 \times 10^3} = 172,80 \text{ KN}$$

- $F_{V,sd} = 14,35 \text{ KN}$ (déjà calculée)

$$F_{b,Rd} = 172,80 \text{ KN} > F_{V,sd} = 14,35 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6 Conclusion :

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure ; poteau-poutre, traverse-traverse et contreventements. Le chapitre suivant sera dédié à l'étude et dimensionner de l'infrastructure de notre complexe sportif de proximité.

VII.1. Introduction :

Ce présent chapitre traite la liaison pieds de poteaux qui sont encastés. Ces liaisons impliquent donc la transmission verticale d'un effort de compression ou d'un soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérés, un moment fléchissant et un effort horizontal.

VII.2. Calcul de pieds de poteaux:**VII.2.1 Effort sollicitant :**

- $N_{sd} = 117,04 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 18,84 \text{ KN.m}$

VII.2.2 Dimensionnement de la plaque d'assise :**VII.2.2.1 Cordon de soudure :**

- Semelle IPE 360 :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 12,7 = 8,89 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_s = 10 \text{ mm}$$

- Ame IPE 360 :

$$a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,5 = 5,6 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_a = 6 \text{ mm}$$

VII.2.2.2 Surface de la plaque :

$$a \geq h_a + (2a_s) \rightarrow a \geq 360 + (2 \times 10) = 380 \text{ mm} \rightarrow a = 500 \text{ mm}$$

$$b \geq h_s + (2a_s) \rightarrow a \geq 170 + (2 \times 10) = 190 \text{ mm} \rightarrow b = 300 \text{ mm}$$

VII.2.2.3 Épaisseur de la plaque :

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

- U : la distance entre l'extrémité de la platine et le semelle du poteau

$$\begin{cases} U = 65 \text{ mm} \\ \sigma = \left(\frac{N}{a \times b} \right) = \left(\frac{117,04}{46 \times 30} \right) = 7,80 \cdot 10^{-2} \text{ KN/cm}^2 \end{cases}$$

- $t \geq 65 \sqrt{\frac{3 \times 0,078}{24}} = 6,42 \text{ mm}$

Après plusieurs simulations on a opté pour $t = 12 \text{ mm}$

VII.2.3 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

Béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment : $\bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{117,04}{2025} = 7,80 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.4 Vérification des tiges d'ancrage :

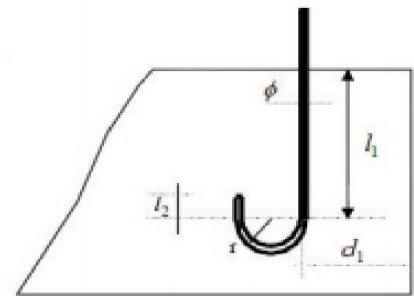
$$N_a \leq \frac{N}{4}$$

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{4}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton)
- $r = 3\varphi$
- $l_1 = 20\varphi$
- $l_2 = 2\varphi$
- d_1 : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 22,5 \text{ mm}$)
- N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison G+Q+1.2E.



$$0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{22,5}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{11704}{4} = 2926 \text{ N}$$

D'où l'on tire :

$$15,93\varphi^2 - 66,30\varphi - 7130 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 677,32 \Rightarrow \varphi \geq 26,02 \text{ mm}$$

On opte $\varphi = 32 \text{ mm}$

VII.2.5 Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \varphi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\varphi$

- $T_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\varphi_s = 1$ (Rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$T_{su} = 0,6 \cdot 1^2 \cdot 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$F_A = \pi \times 1,26 \times 10^{-3} \times 30 \times 20 \times 30 = 71,251 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 29,26 \text{ KN} < F_A = 71,25 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.3 CALCUL DES FONDATIONS :

VII.3.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

VII.3.2 Charges à prendre en considération :

- $N_{sd} = 117,04 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 18,84 \text{ KN.m}$
- $\overline{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$

VII.3.3 Dimensionnement des semelles :

VII.3.3.1 Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = 1,67B$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \cdot B} \rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_{sd}}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

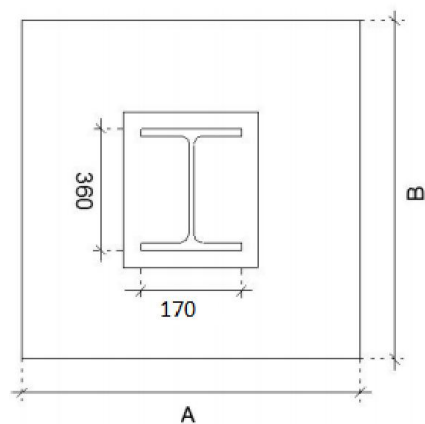
$$\rightarrow 0,6B^2 = \frac{117,04}{1,8} = 0,65$$

$$\rightarrow B^2 = 1,08 \rightarrow B = 1,04 \text{ m}$$

On prend $B = 1,10 \text{ m}$

$$\rightarrow A = 0,6 \times 1,10 = 0,70$$

On prend $A = 0,70 \text{ m}$



VII.3.3.2 Détermination des dimensions de la semelle (d et h) :

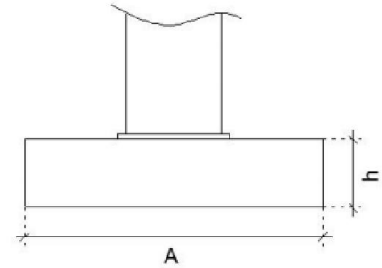
$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Leftrightarrow \frac{1,1 - 0,5}{4} \leq d \leq 0,7 - 0,30$$

$$15 \text{ cm} \leq d \leq 40 \text{ cm}$$

$d_{min} = 40 \text{ cm}$ Donc on prend $d = 40 \text{ cm}$

$$\text{Alors } h = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

**VII.3.4 Vérification des contraintes :**

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{18,84}{117,04} = 0,16 \text{ m}$$

$6e = 6 \times 0,16 = 0,96 \text{ m} \leq B = 1,10 \text{ m} \rightarrow$ Condition vérifiée.

VII.3.5 Calcul de ferrailage :

$$A_x = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) \left(\frac{B - b}{8,0,9h \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \right)$$

Avec :

- $e = 16 \text{ cm}$
- $B = 1,10 \text{ m}$
- $b = 50 \text{ cm}$
- $h = 45 \text{ cm}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$

$$A_x = 117,04 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 0,16}{1,10} \right) \left(\frac{1,10 - 0,50}{8,0,9 \cdot 0,45 \cdot \frac{400 \cdot 10^3}{1,15}} \right) = 8,95 \text{ cm}^2$$

$$A_y = N_{sd} \left(1 + \frac{3e}{A} \right) \left(\frac{A - a}{8,0,9h \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \right)$$

Avec :

- $e = 16 \text{ cm}$
- $A = 0,7 \text{ m}$

- $a = 30 \text{ cm}$
- $h = 45 \text{ cm}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$

$$A_y = 117,04 \left(1 + \frac{3.16}{90} \right) \left(\frac{70 - 30}{8.0,9.45. \frac{400.10^3}{1,15}} \right) = 6,36 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_x = 6T14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

Les barres sont espacées de :

$$s \leq \min(15\Phi_{\min}, 20 \text{ cm}) = \min(18 \text{ cm}, 20 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

VII.4 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à la traction simple.

Selon le RPA99 v2003, pour un sol d'un sable et graviers moyennement dense (site meuble S3), les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont : $25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$.

VII.4.1 Calcul de ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction simple sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right]$$

Avec :

- α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour les sols S₃ ($\alpha = 15$)

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{117,04}{15} = 7,80 \text{ KN}$$

$$F = \max[7,80 ; 20 \text{ KN}] = 20 \text{ KN}$$

Le ferrailage des longrines est donné par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

- **L'ELU :**

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}}$$

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

$$A_{stu} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

- **L'ELS :**

$$A_{sts} = \frac{F}{\bar{\sigma}_{sts}}$$

$$\bar{\sigma}_{sts} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

$$A_{sts} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

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

VII.4.2 Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq a \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ a \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 25 \cdot 30 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,93 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.3 Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,57; 12; 25) \text{ mm}$$

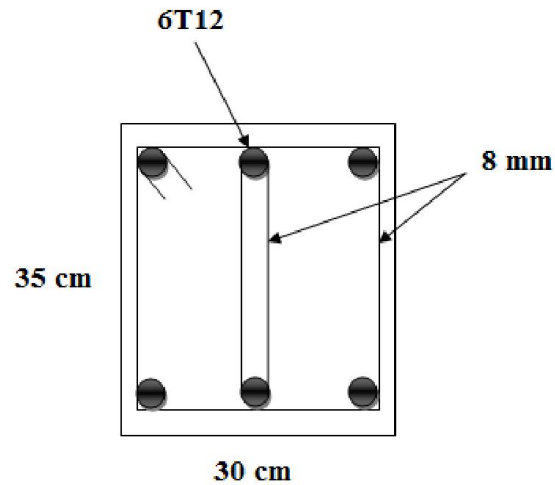
On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VII.4.4 Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t)$$

$S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$



VII.5 Conclusion :

La liaison structure – sol assurée par les fondations a été présenté dans ce chapitre. L'ancrage, les semelles ainsi les longrines ont été correctement défini. On passe à partir du prochain chapitre à la deuxième partie ; qui concerne l'étude des éléments en béton armé.

Partie II :
Structure en
Béton armé

VIII.1 Introduction :

Dans ce chapitre, la structure en béton armé sera étudiée complètement. Elle comporte ; le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres), le calcul du ferrailage, l'étude dynamique ainsi que l'étude des fondations.

Le choix du type de fondations s'est opéré après avoir tenu compte de deux critères primordiaux suivants :

- a) Fondation devant assurer en priorité une bonne stabilité de l'ouvrage.
- b) Fondations économique par rapport aux différents types existants.

VIII.2 Pré dimensionnement du plancher :

VIII.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec :

- h_t : hauteur totale du plancher
- L : portée maximale de la poutrelle

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{400}{22,5} = 17,78 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t = 21 \text{ cm}$, soit un plancher (16+5) cm.

VIII.2.2 Plancher terrasse inaccessible RDC :

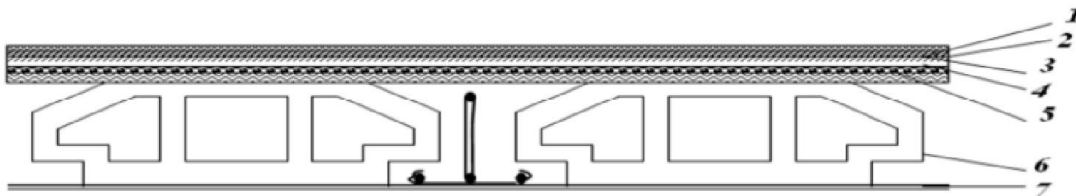


Figure VIII.1 : Plancher terrasse inaccessible RDC

Chargement	La charge (KN/m ²)
1-Gravillon de protection (e = 4 cm)	0,68
2-Système multicouche (e = 2 cm)	0,12
3-Forme de pente en béton léger (5 cm)	2,20
4-Chappe flottante asphalte (e = 2,5 cm)	0,50
5-Isolation thermique à liège (e = 4 cm)	0,16
6-Plancher à corps creux (16+5) cm	3,05
7-Enduit en plâtre (e = 2 cm)	0,20
La charge permanente	6,91
La charge d'exploitation	1,00

Tableau VIII.1 : Descente des charges de plancher inaccessible

Matériaux :

- La résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- La limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

VIII.2.3 Les poutrelles :

La hauteur de la poutrelle est la même que celle du plancher :

VIII.2.3.1 détermination de b_0 :

$$0,4h_t \leq b_0 \leq 0,8h_t$$

$$0,4.21 \leq b_0 \leq 0,8.21$$

$$8,4 \leq b_0 \leq 16,8$$

Soit : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b = 55 \text{ cm}$$

$h_0 = 5 \text{ cm}$ **Figure VIII.2** : Une coupe de la poutrelle

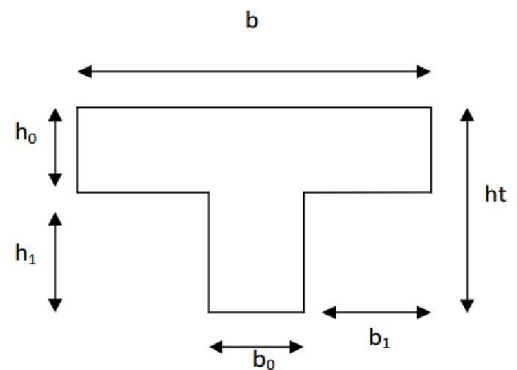
$$h_1 = 16 \text{ cm}$$

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2 \cdot b_1 \rightarrow b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99v2003 le b_{1min} doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \rightarrow 22,5 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \rightarrow \text{CV}$



- $b_1 \leq (6h_0, 8h_0) \rightarrow 22,5 \leq (30, 40) \rightarrow CV$

VIII.3 Dimensionnement des poutres :

Selon le RPA99v2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

- h_t : hauteur totale de la poutre
- b : largeur de la poutre = la largeur de poteau
- L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

La portée maximale des poutres est:

- 1) Poutre principale : $L_{\max} = 4,20\text{m}$.
- 2) Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,00\text{m}$.

VIII.3.1 Poutres principales (PP) :

$$\begin{cases} L = 420\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 28 \leq h_t \leq 42 \text{ on prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ d = 0,9.35 = 31,5 \text{ cm} \end{cases}$$

b : largeur de la poutre = largeur du poteau $\rightarrow b = 30 \text{ cm}$

D'après le RPA99v2003 :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on prend une section des poutres principales $A = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

VIII.3.2 Poutres secondaires (PS) :

$$\begin{cases} L = 400\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 26,67 \leq h_t \leq 40 \text{ on prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ d = 0,9.35 = 27 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on prend une section des poutres secondaires $A = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

VIII.4 Ferrailage des poutres :

VIII.4.1 Armatures longitudinales :

- Sachant que le minimum exigé par le RPA99v2003 est $A_{st \min} = 0,5\%A$
 $A_{st \min} = 0,5\%A = 0,005(30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2$ (poutres principales)

$A_{st \min} = 0,5\%A = 0,005(30 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$ (poutres secondaires)

- Armatures maximales :

$A_{st \max} = 4\%A = 42 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone courante (PP)

$A_{st \max} = 6\%A = 63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone de recouvrement (PP)

$A_{st \max} = 4\%A = 0,04(30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone courante (PS)

$A_{st \max} = 6\%A = 0,06(30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone de recouvrement (PS)

- La longueur minimale de recouvrement est de :

$l_t = 40 \Phi = 40.1,2 = 48 \text{ cm}^2$ (PP)

$l_t = 40 \Phi = 40.1,2 = 48 \text{ cm}^2$ (PS)

VIII.4.2 Armatures transversales :

- Armatures minimales :

$A_{st \min} = 0,3\% S \times h = 0,003(1,7 \times 35) = 0,18 \text{ cm}^2$ (PP)

$A_{st \min} = 0,3\% S \times h = 0,003(1,5 \times 30) = 0,13 \text{ cm}^2$ (PS)

- Espacement :

$S \leq \left(\frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right)$ Avec S : l'espacement entre les cadres de la zone nodale.

$S' \leq \frac{h}{2}$ Avec S' : l'espacement entre les cadres de la zone courante

VIII.4.3 Poutres principales :

Les résultats des sollicitations sont donnés par SAP2000 :

Section (cm ²)	Moment fléchissant M (KN.m)				Effort tranchant T (KN)
	En travée		En appuie		
	ELU	ELS	ELU	ELS	
PP (30*35)	54,55	39,81	45,42	39,93	98,13

Tableau VIII.2 : Sollicitations des poutres principales

VIII.4.3.1 Armatures longitudinales :

a) En travée :

BAEL91 :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{54,55 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17} = 0,129$$

$\mu_u = 0,129 < \mu_R = 0,293 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,293$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,17$$

$$A_{st} = \frac{54,55 \cdot 10^{-3}}{0,293 \cdot 347,82} = 5,35 \text{ cm}^2$$

b) En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,42 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315^2 \cdot 14,17} = 0,107$$

$\mu_u = 0,107 < \mu_R = 0,293 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,297$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,143$$

$$A_{st} = \frac{45,4 \cdot 10^{-3}}{0,293 \cdot 347,82} = 4,39 \text{ cm}^2$$

➤ **condition de non fragilité CNF :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 ; 1,14)$$

$$1,14 \text{ cm}^2 \leq (5,35 ; 4,39) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{54,55}{39,81} = 1,37$$

$$\alpha = 0,17 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \rightarrow \text{CV}$$

- **En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{45,42}{39,93} = 1,13$$

$$\alpha = 0,14 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,32 \rightarrow \text{CV}$$

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

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

- **Vérification au cisaillement :**

$$T_{max} = 98,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{98,13 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,315} = 1,04 \text{ KN/m}^2$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \left(\min \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 4,38 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

- **Ferraillage adopté :**

On a adopté un ferraillage uniforme sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{ad} = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\text{T}12$$

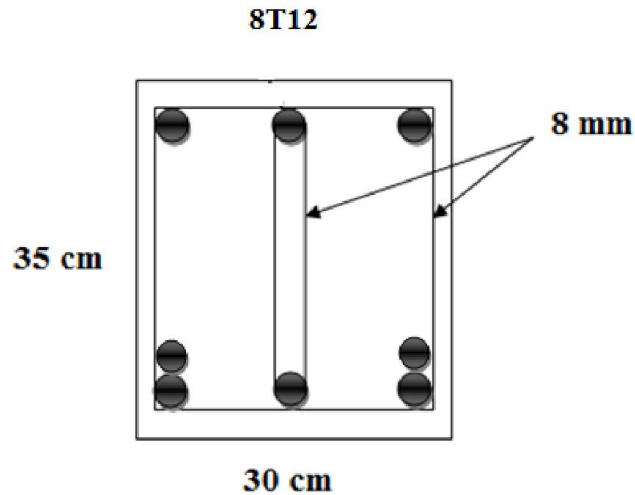
VIII.4.3.2 Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{t \min} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min(8,85 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm} ; 3 \text{ cm}) \rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul des espacements des cadres :**

Zone nodale : $S \leq \left(\frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S \leq 8,75 \text{ cm} \rightarrow S = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S' \leq 17,5 \text{ cm} \rightarrow S' = 17 \text{ cm}$



VIII.4.4 Poutres secondaires :

Les résultats des sollicitations sont donnés par SAP2000 :

Section (cm ²)	Moment fléchissant M (KN.m)				Effort tranchant T (KN)
	En travée		En appuie		
	ELU	ELS	ELU	ELS	
PP (30*35)	6,26	4,58	5,22	3,86	10,85

Tableau VIII.3 : Sollicitations des poutres secondaires

VIII.4.4.1 Armatures longitudinales :

a) En travée :

BAEL91 :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,26 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27^2 \cdot 14,17} = 0,02$$

$\mu_u = 0,02 < \mu_R = 0,293 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,025$$

$$A_{st} = \frac{6,26 \cdot 10^{-3}}{0,293 \cdot 347,82} = 0,67 \text{ cm}^2$$

b) En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,22 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27^2 \cdot 14,17} = 0,017$$

$\mu_u = 0,017 < \mu_R = 0,293 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,021$$

$$A_{st} = \frac{6,26 \cdot 10^{-3}}{0,27 \cdot 347,82} = 0,67 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \max(0,9; 1,01) = 1,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,26}{4,58} = 1,37$$

$$\alpha = 0,17 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

• **En appuis :**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5,22}{3,86} = 1,35$$

$$\alpha = 0,14 \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,57 \rightarrow \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$T_{max} = 10,85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{10,85 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,27} = 0,13 \text{ KN/m}^2$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \left(\min \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4,38 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

➤ **Ferraillage adopté :**

On a adopté un ferraillage de RPA99v2013 sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{ad} = 4,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{T}12$$

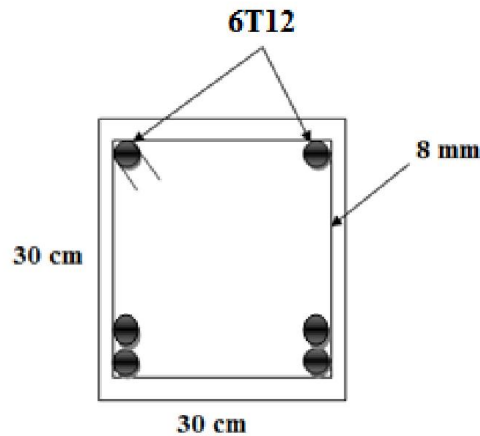
VIII.4.4.2 Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{t \min} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \Phi_t \leq \min(0,85 ; 1,2 ; 3) \rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul des espacements des cadres :**

$$\text{Zone nodale : } S \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S \leq 7,5 \text{ cm} \rightarrow S = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S' \leq 15 \text{ cm} \rightarrow S' = 15 \text{ cm}$$



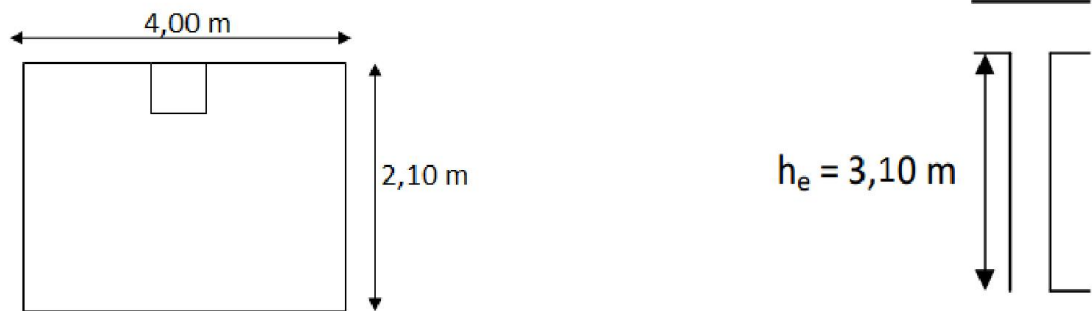
VIII.5 Dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôles est de transmettre les charges aux fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux « N », et des moments de flexion « M ».

Dans les deux sens, d'où leur sollicitation à la flexion composée.

Il faut vérifier :

$$\begin{cases} \min(a, b) \geq 25\text{cm} \\ \min(a, b) \geq h_e/20 \quad \text{Avec } h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$



VIII.5.1 Surface supportée par le poteau :

La section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux en tournant le poteau rectangulaire le plus sollicité :

$$S = 4 \times 2,10 = 8,4 \text{ m}^2$$

Les poteaux seront calculés à la compression centrée

VIII.5.2 chargement :

La charge permanente totale	G	7,06 KN/m ²
La charge d'exploitation	Q = Q ₀	1 KN/m ²
L'effort normal permanent	N _G = GS	59,30 kN
L'effort normal d'exploitation	N _Q = Q.S	8,4 kN
L'effort ultime	N _U = 1,35N _G + 1,5N _Q	92,65 kN

Tableau VIII.4 : le chargement supporté par le poteau

VIII.5.3 Détermination du coté du poteau :

$$N_U = 92,65 \text{ KN}$$

$$N = \frac{N_U}{Bc \cdot f_{cj}}$$

Avec :

- N_U : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'aire (section brute) de cette dernière.

- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton.

$$N = \frac{92,65}{8,4 \times 0,025} = 441,19 \text{ KN}$$

$$Br \geq \frac{\beta \cdot N}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot f_e}{100 \cdot \gamma_s}}$$

Avec :

- $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

D'après le BAEL $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$

- $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

- $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \theta = 1 \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases}$ (charge >24h) $\rightarrow f_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,17 \text{ MPa}$

$$Br \geq \frac{1,2 \cdot 441,19}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \cdot 400}{100 \cdot 1,5}}$$

$$Br \geq 0,018 \text{ m}^2$$

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

$$a = \sqrt{Br} + 0,02 = \sqrt{0,018} + 0,02 = 0,15 \text{ m}$$

$$a = b = 30 \text{ cm}$$

VIII.5.4 Vérifications imposées par le RPA99v2003 :

$$\begin{cases} \min(a, b) = \min(30, 30) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15,5 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

VIII.5.5 Vérifications des poteaux au flambement :

VIII.5.5.1 Calcul du moment d'inertie :

$$I_y = I_z = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration i_y et i_z :

$$i_y = i_z = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,66 \text{ cm}$$

A : section du poteau : $A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$

VIII.5.5.2 Calcul de l'élanement :

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec :

- $l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 3,10 = 2,17 \text{ m}$
- i_x : rayon de giration

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{217}{8,66} = 25,05$$

$(\lambda_y, \lambda_z) = (25,05, 25,05) \leq (50, 50) \rightarrow$ Il n'y a pas risque de flambement

VIII.6 ferrailage des poteaux :

Selon le SAP2000, à l'ELS on a :

$$M_s = 32,45 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 113,72 \text{ KN}$$

VIII.6.1 Armatures longitudinales :

a) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{32,45}{113,72} = 0,28 \text{ m}$$

$e < \frac{h}{2} \rightarrow$ La section est soumise à la compression simple.

b) Armatures minimales :

Sachant que le minimum exigé par le RPA99v2003 est $A_{st \min} = 0,7\%A$ en zone I

$$A_{st \min} = 0,7\%A = 0,007(b \cdot h) = 0,007(30 \times 30) = 6,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

c) Armatures maximales :

$$A_{st \max} = 4\%A = 36 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

$$A_{st \max} = 6\%A = 54 \text{ cm}^2 \text{ Zone de recouvrement}$$

d) Ferrailage adopté :

On a adopté un ferrailage de

s armatures longitudinales 8T12 :

$$A_{st} = 9,04 \text{ cm}^2$$

VIII.6.2 Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{l \min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{310}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq 8,85 \text{ mm}$$

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

VIII.6.3 Calcul d'espacement des cadres :

Selon le RPA99v2003, on a :

- **Zone nodale :**

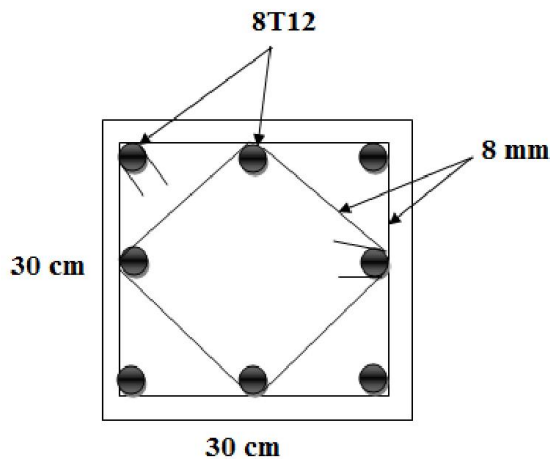
$$S_t = \min(10\Phi_{l \min}; 15\text{cm}) \rightarrow \min(12; 15) \rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\right) = \max(55; 30; 35; 60) = 60 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_l \rightarrow S_t \leq 18 \rightarrow S_t = 18 \text{ cm}$$



VIII.7 Ferrailage des poutrelles :

- $G = 6,91 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Les poutrelles sont \ \ aux poutres secondaires : $L_{\max} = 4,00 \text{ m}$.

En flexion simple :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

$$q_u = 1,35.G + 1,5Q = (1,35 \times 6,91) + (1,5 \times 1) = 10,83 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{10,83 \cdot 4^2}{8} = 21,66 \text{ KN.m} = 0,022 \text{ MN.m}$$

$$M_r = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,55 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,064 \text{ MN.m}$$

$M_r = 0,064 \text{ MN.m} \geq M_u = 0,022 \text{ MN.m} \rightarrow$ On considère cette section comme étant une section rectangulaire

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,022}{0,55 \times (0,9 \times 0,21)^2 \times 14,17} = 0,079$$

$\mu_u = 0,079 \leq \mu_r = 0,392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

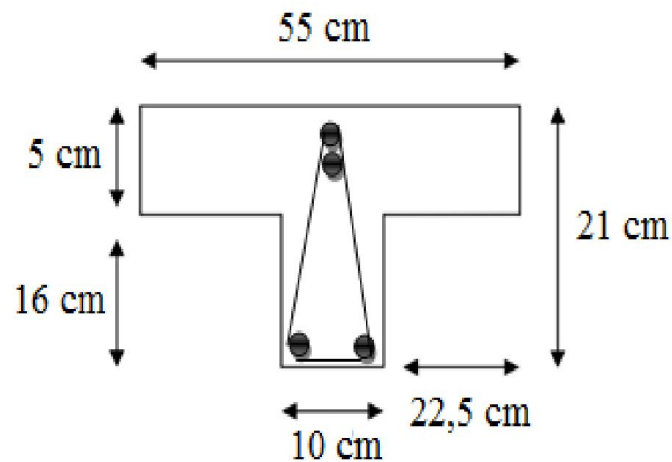
$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,10$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,022}{0,18 \cdot 12,347,82} = 3,51 \text{ cm}^2$$

VIII.7.1 Ferrailage adopté :

$$4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$



VIII.8 Etude dynamique :

VIII.8.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V 2003, page 45)

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

Avec :

- $\begin{cases} Zone I \\ Groupe 1B \end{cases} \rightarrow A = 0,10$
- η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) :

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

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

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 1,84$$

- R : coefficient de comportement de la structure.
R=3,5 (bloc a Portiques auto sTableaules avec remplissages en maçonnerie).

- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :
 $\begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,50 s \end{cases} \rightarrow Site meuble S_3$
- Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Critère q	p _q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0,00	0,00
Régularité en élévation	0,05	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,10
La somme	0,10	0,10

Tableau VIII.5 : Pénalité en fonction de critère de qualité.

Sens longitudinal : $Q_x = 1 + 0,10 = 1,10$

Sens transversal : $Q_y = 1 + 0,10 = 1,10$

VII.8.2 Analyse dynamique de bloc :

L'objectif de l'étude dynamique de bloc est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

VIII.8.3 Analyse modale :

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

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

VIII.8.4 Vérification de bloc (b) béton armé :

VIII.8.4.1 Vérification de la période fondamentale :

La valeur de T, calculée par le logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

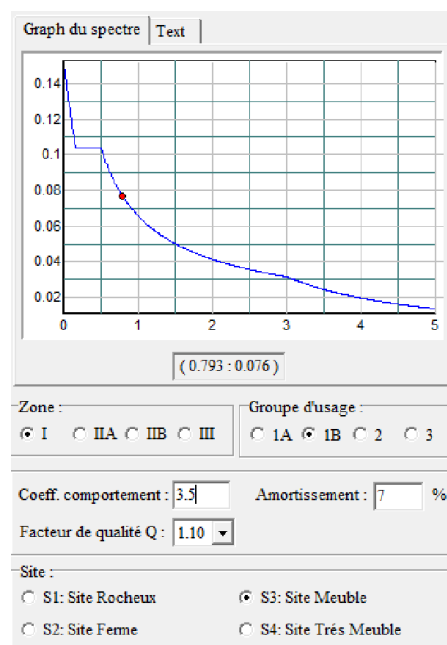


Figure VIII.3: Spectre de réponse

La période fondamentale obtenu par le logiciel SAP2000 : $T = 0,239s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

- H_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
- $H_N = 3,30$ m

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage. Il est donné par le Tableau 4.6 du RPA99v2003 page 42.

On a un portique auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie $\rightarrow C_T = 0,085$
 $T = 0,085 \times 3,30^{3/4} = 0,21s$

$$T+30\%T = 0,21 + (0,3 \times 0,21) = 0,27$$

Donc :

$$0.239s < T+30\%T = 0.273 s \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

VIII.8.4.2 Poids total de la structure :

Selon le RPA99v2003, il faut prendre en totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitation d'après le Tableau (4.5 RPA99v2003. P41).

w : Poids totale de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \text{ avec } n: \text{ le nombre de niveau}$$

$$w_i = w_{gi} + \beta \cdot w_{qi}$$

Avec : $\beta = 0,30$

Pour le calcul des poids de la structure, le Tableau VII.4 présente les masses calculées selon l'outil de calcul SAP2000 :

Niveau	Poids (KN)	Masses (tonne)
1	3066,02	312,54

Tableau VIII.6 : Poids de la structure (BA)

VIII.8.5 Méthode statique équivalente :

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

Avec :

- $A = 0,10$
- $\eta = 1$
- $T_1 = 0,15, T_2 = 0,50$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{1,1}{3,5}\right) = 0,78$$

- $Q_x = Q_y = 1,10$ et $R = 3,5$
- W = poids propre de la structure.

$$\text{Donc : } V_{xst} = V_{yst} = \frac{0,10 \times 0,78 \times 1,1}{4} \times 3066,02 = 65,77 \text{ KN}$$

$$V_{xdyn} = 137,44 > 0,8V_{xst} = 0,8 \times 65,77 = 14,57 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

$$V_{ydyn} = 64,05 > 0,8V_{yst} = 0,8 \times 65,77 = 14,57 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

VIII.9. Vérifications des forces sismiques de calcul (article 4.3.2 page 50 RPA99 v99) :

$$V_t < 0,80V$$

	V_t (kN)	V (kN)	80%V	Etat
V_x	65,77	137,34	109,87	Vérifié
V_y	65,77	259,36	207,49	Vérifié

Tableau VIII.7 : Comparaison V_t par rapport à 80% V

IV.9.1 Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau, « k » de la structure est calculé comme suit :

- $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (4-19)
- δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques
- R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau, « k » par rapport au niveau k-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k \cdot R$$

Etage	δ_{ek} (cm)	R	Δ_k (cm)	1% h_k (cm)	vérification
Sens x	0,92	3,5	3,22	3,3	CV
Sens y	0,85	3,5	2,97	3,3	CV

Tableau VIII.8 : Vérifications des déplacements relatifs

VIII.10 Justification de la largeur des joints sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

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

Avec :

- δ_1, δ_2 : Les déplacements maximums des deux blocs.

- $\delta_1 = 17,2\text{mm}$ (déplacement suivant l'axe x)
- $\delta_2 = 9,2\text{ mm}$ (déplacement suivant l'axe y)
- $d_{min} = 15\text{ mm} + (17,2 + 9,2)\text{mm}$

$$d_{min} = 41,4\text{ mm} \geq 40\text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

On prend un joint sismique de 50 mm

VIII.11 Etude des semelles :

Combinaison	M(kN.m)	N(kN)
ELU	21,82	113,72
ELS	16,04	155,19

Tableau VIII.9 Différentes sollicitations agissantes sur la semelle.

$$a = b = 30\text{ cm}$$

VIII.11.1 Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow A = B \text{ semelle carrée}$$

On a :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{155,19}{180}} = 0,86\text{ m}$$

On prend une semelle de dimensions : (1,10*1,10) m²

VIII.11.2 Détermination des dimensions de « d » et « h » de la semelle :

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

$$\frac{1,1 - 0,3}{4} \leq d \leq 1,1 - 0,3$$

$$d = 45\text{ cm}$$

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

VIII.11.3 Vérification :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N'_s}{B^2} + \frac{6 \cdot M_s}{B^3} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec :

- $S = B^2 = 1,21 \text{ m}^2$
- $I = \frac{B^4}{12} = 0,12 \text{ m}^4$
- $N'_s = N_s + PP(\text{semelle})$

$$N'_s = 113,72 + ((1,1,1,1,0,50) \times 25) = 128,84 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{128,84}{1,21} + \frac{6.16,04}{1,33} = 178,84 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 178,84 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.11.4 Calcul de ferrailage :

- **ELU :**

$$A_u = \frac{N'_u(A - a)}{8. d. \sigma_{st}}$$

$$N'_u = 155,19 + (1,1,1,1,0,5.25) = 170,31 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ KN/m}^2$$

$$A_u = \frac{170,31. 10^{-3}(1,1 - 0,3)}{8.0,45.247,82} = 1,53 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

$$A_s = \frac{N'_s(A - a)}{8. d. \sigma_{st}}$$

$$N'_s = 113,72 + ((1,1,1,1,0,50) \times 25) = 128,84 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{128,84. 10^{-3}(1,1 - 0,3)}{8.0,45.201,63} = 1,42 \text{ cm}^2$$

VIII.11.4.1 calcul d'espacement :

$$S_t = \frac{1,1 - 0,1}{5} = 20 \text{ cm}$$

L'espacement vaut : $S_t = 20 \text{ cm}$

VIII.11.4.2 Calcul le nombre des barres :

$$N_a = N_b = \frac{(A - 2) \times c}{S_t} + 1$$

Avec :

- c : l'enrobage

- S_t : l'espacement

$$N_a = N_b = \frac{110 - (2 \times 5)}{20} + 1 = 6$$

Le nombre des barres T12 est : 6 barres

VIII.11.4.3 Ferrailage adopté :

$$A = 6T12 \rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

VIII.11.5 Vérification au renversement :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{16,04}{133,72} = 0,12m$$

$$\frac{B}{4} = 0,27m$$

$$e_0 = 0,12 \leq \frac{B}{4} = 0,27m \rightarrow CV$$

VIII.11.6 Détermination de la hauteur du patin :

$$e \geq \max(15cm; 12\Phi; 6cm) = \max(15cm; 14,4cm; 6cm) = 15cm$$

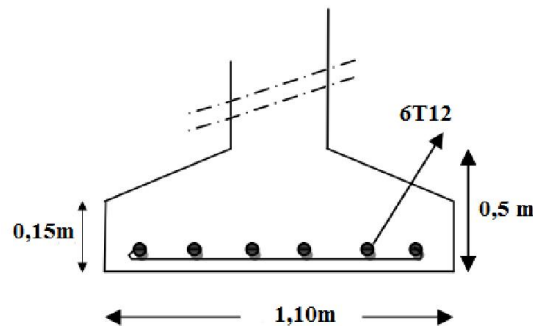


Figure VII.4 : Ferrailage de la semelle

VIII.11.7 Calcul des longrines :

Une longrine est une poutre rectangulaire en béton armé qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation. Elle sert à répartir les charges aux niveaux des appuis.

Selon le RPA99v2003, les dimensions minimales sont de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

On prend des longrines des dimensions $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Pour un site meuble (S3) :

le RPA99v2003 exige un ferrailage minimum de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm ; 15Φ)

VIII.11.7.1 Ferrailage longitudinale :

$$A_{min} = 0,006(30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

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

VIII.11.7.2 Ferrailage transversale :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; 12 \text{ mm}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min(94,28 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 30\text{mm})$$

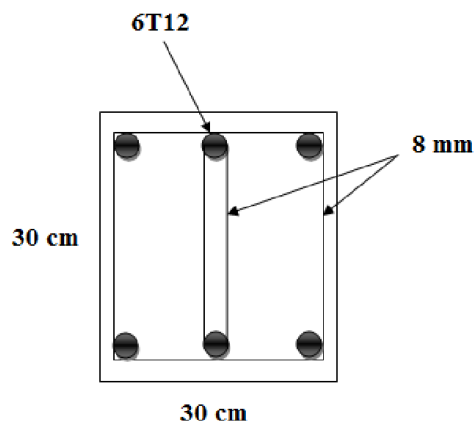
$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

VIII.11.7.3 Espacement des cadres :

Exigence de RPA99v2003 :

$$s_t \leq (20\text{cm}; 15\Phi)$$

- Zone nodale : $s_t = 10\text{cm}$
- Zone courante : $s_t = 15\text{cm}$



VIII.12 Conclusion :

La structure en béton armé (R+0) a été étudiée dans ce chapitre. Les éléments porteurs ont été pré-dimensionnés et ferrailés selon le règlement BAEL91. L'étude dynamique a été ensuite élaborée en respectant les règles parasismiques du RPA99. Enfin, fondations ont été calculées.

CONCLUSION

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui consiste à étudier et dimensionner un complexe sportif en charpente métallique et en béton armé, implanté au niveau de la commune d'Ouled Riah, Daïra de Hennaya, Tlemcen, on a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

Cette expérience nous a incités non seulement à connaître les étapes de calcul de notre structure, mais aussi à se documenter et à enrichir nos connaissances.

Enfin, il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver à être de bons ingénieurs, seul le travail et la volonté pourront nous aider à atteindre cet objectif. On espère bien que ce modeste travail pourra être utile aux prochaines promotions.

ANNEXE A

Chapitre III : Etude climatique

A.1 Effet de la neige :

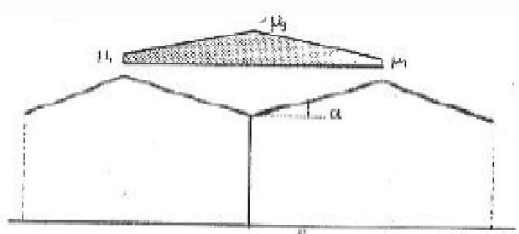


Figure 6.3 : Coefficient de forme des toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$
coefficient de forme μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$
coefficient de forme μ_3	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6

Tableau 6.3: Coefficients de forme - toitures à versants multiples

A.2 Effet du vent :

Zone	q_{ref} (N/m ²)	q_{temp} (N/m ²)
I	375	270
II	470	340
III	575	415

Tableau 2.3 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

Tableau 2.5 : Valeurs de $C_t(z)$

A.3 Force de frottement :

Etat de surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0,01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0,02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0,04

Tableau 2.1 : Valeurs des coefficients de frottement

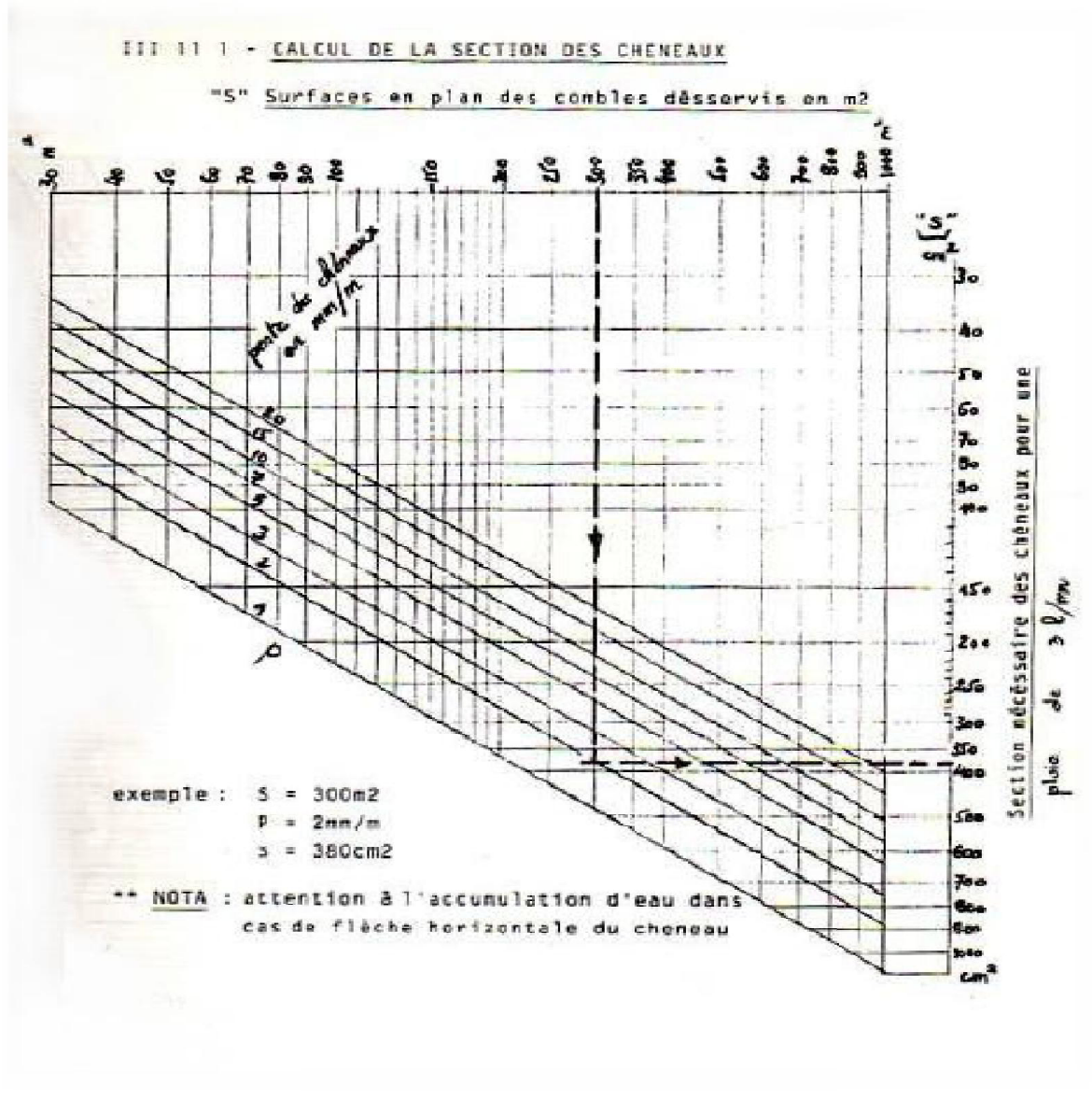
Type de paroi	Schéma	$S_{r,i}$ ou $S_{r,j}$ (en m ²)
Paroi verticale		$S_{r,i} = d \times h$ $S_{r,j} = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$S_{r,i} = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$S_{r,i} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples-Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$S_{r,i} = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$S_{r,i} = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$S_{r,i} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.2. : Aire de frottement S_f

ANNEXE B

Chapitre III : dimensionnement des éléments de la structure

B1 :



B2 :

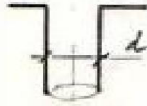
111 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

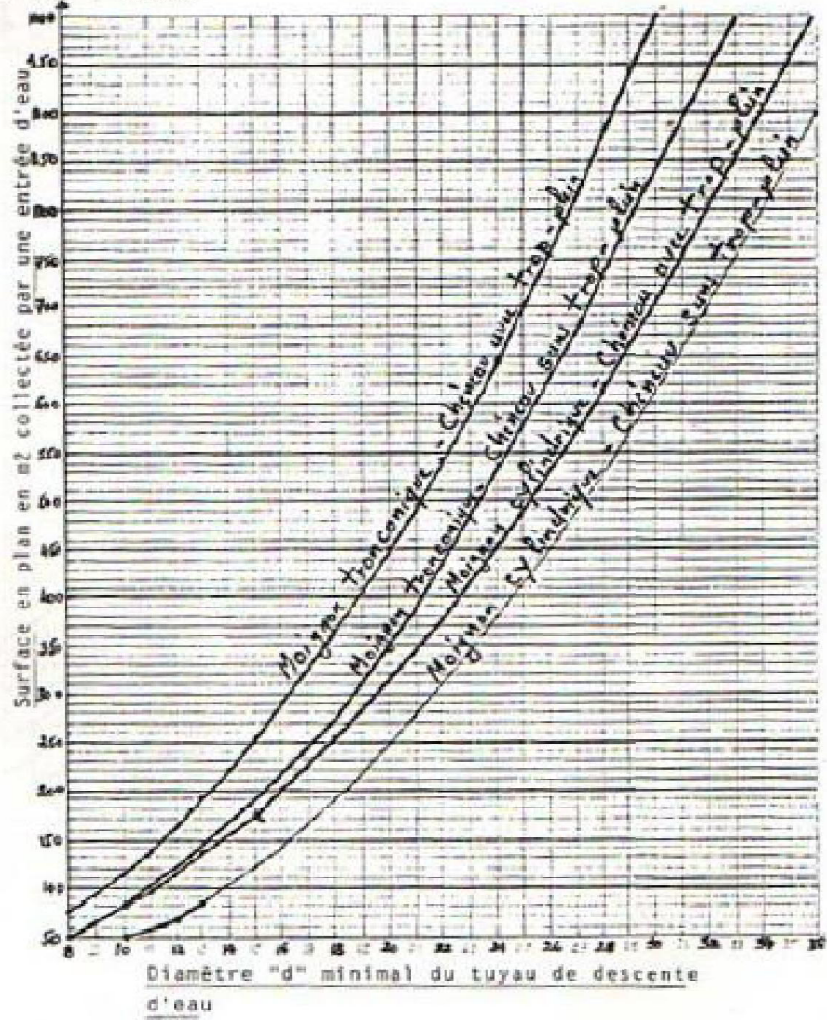
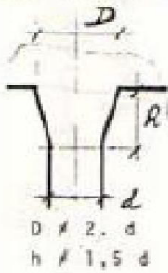
(d mini = 8cm)

S maxi = 1000m²

boisnon cylindrique



boisnon tronconique



ANNEXE C

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

ANNEXE D
Chapitre VI : Etude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

Références Bibliographiques

- 1- **Belazougui M.**, 2008, « Calcul pratique des structures métalliques », Ed. O.P.U.
- 2- **Charges permanentes et charges d'exploitation.** « D.T.R-B.C-2.2 ».
- 3- **Lahlou D.**, 2009, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique », Ed. O.P.U.
- 4- **Lescouarc'h Y.**, 1997, « Initiation au calcul d'un bâtiment à structure en acier » CTICM.
- 5- **Manfred A.H. et Michel C.**, 1995, « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments. » Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).
- 6- **Manfred A.H et Michel C.**, 1994, « CHARPENTES METALLIQUES : Notions fondamentales de dimensionnement » Vol.10, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).
- 7- **Morel J.**, 1975, « Conception et calcul des structures métalliques. », Ed., Eyrolles.
- 8- **Règles de conception et de calcul des structures en acier** « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 9- **Règlement Neige et Vent** « R.N.V.99 » version 2003 (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 10- **Règles parasismiques algériennes** « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 11- **EURECODE 3** « Calcul des structures en acier, document d'application national partie 1-1 »
- 12- **EURECODE 4** « conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton partie 1.1 »
- 13- **MIMOUNE M.**, 2014, « CONSTRUCTION MIXTE ACIER- BETON ».Ed O.P.U
- 14- **CTICM** « Recommandation pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de pont roulant »
- 15- **ESDEP** « European steel Design Education Programme groupe de travail 14 leçons 14.4 – poutre des ponts roulant »

Résumé

Ce projet de fin d'étude a consisté à l'étude d'un bâtiment à usage sportif en charpente métallique et en béton armé. Il s'agit d'une salle de sport qui fait partie d'un complexe sportif de proximité situé à Ouled riah (Hennaya, 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 de sport et sa toiture.

Ce projet est élaboré par deux grandes parties ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique selon « R.N.V.99 v2013 », le dimensionnement des différents éléments, étude dynamique « R.P.A.99 », vérifications des éléments puis leurs assemblages selon le règlement « C.C.M.97 », en fin l'étude des fondations.

La seconde partie consiste en l'étude de la structure en béton armé ; premièrement le dimensionnement des éléments selon le « R.P.A.99 » et « B.A.E.L.91 », puis l'étude dynamique, et on termine par l'étude des fondations.

Mots clés : Construction métallique, Assemblage, Salle de sport.

Abstract

This project is to study a steel and reinforcing concrete building for sport use, a GYM hall that is a part of a sport complex located at Ouled Riah (Hennaya District, Wilaya of Tlemcen). First of all, our work is structured in a design process from architectural plans. It was necessary to define the structural design and technological solutions for the gym hall and its roof.

This project is presented in two parts; first assessment of the charges and surcharges, the climate study according to the "RNV99 v2013" regulations, the design of the different elements, the dynamic study according to the "RPA99" code and the assemblies of elements according to the "CCM97" rules, in the end, the foundations study.

The second part is the study of the reinforced concrete structure. First, designing elements following the "R.P.A.99" and "B.A.E.L.91" codes, then the dynamic study, and we finish with the study of foundations.

Keywords: Steel structure, assemblies, Gym hall.

ملخص

ان مشروعنا لنهاية الدراسة يتمثل في دراسة مبني مخصص للالعاب الرياضية التابع للمركب الرياضي بمدينة اولاد رياح، الحناية - تلمسان - كان من الضروري تحديد التصميم الانشائي و من ثم اقتصر عملنا في المقام الاول على تجسيد رؤية تصميمية من المخططات المعمارية

تم تطوير هذا المشروع من خلال مرحلتين ، الاولى تتمثل في تقييم الاحمال و الزائد و دراسة المناخ الرياح و الثلوج وفقا لقواعد R.N.V.99v2013 ، و بعد ذلك الدراسة الديناميكية وفق RPA99 والتحقق من العناصر و التجمع الهيكل وتصميم العناصر المختلفة و دراسة ديناميكية بواسطة C.C.M.97 و غي الاخير دراسة الاساس.

اما المرحلة الثانية تتمثل في دراسة هيكل الاسمنت المسلح بالاعتماد على قواعد RPA99 و BAEL91 ,

الكلمات المفتاحية: الهيكل الفولاذي، التجميع، انشاء رياضي، التحجيم