



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil
Option: Matériaux et Structures*

Thème :

*Etude d'une salle omnisport
à toiture en charpente métallique*

Présenté par :

- ✓ Mammeri Saad
- ✓ Lachi Lyazid
- ✓ Zebboudji Razik

Encadré par :

M^{elle} Meziani

Devant le jury :

M^r OURABAH Adnane
M^r BOUROUBA Abdelhalim

Promotion 2012-2013

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

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structure

Thème

[Tapez ici le titre de la thèse ou du mémoire]

Présenté par

Mr. zeeee F v vvvxd

Mr. [Votre nom] "[Votre prénom]"

Soutenu le .. - .. - .. devant le jury composé de :

Mr. Zzzzzzzzz	Rrrrrrrr	Maitre de conférences	Président
Mr. Ramdani	Lyes	Maitre assistant A	Rapporteur
Mr. Gsssssssss	Hgggggggg	Professeur	Examineur
Mr. Gsssssssss	Hgggggggg	Maitre assistant B	Invité

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.
- A toute ma famille.
- A mes très chers binômes, Saad, razik et leurs familles.
- Et a tous mes amis(es) sans exception.

L.LYAZID

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ✚ Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.
- ✚ A la mémoire de grand père Ramtane, grande mère Baya que dieu les bénisse dans son vaste paradis ;
- ✚ A ma grande mère Safia que j'aime énormément ;
- ✚ A ma sœur :kamilia
- ✚ A mes chers frères :Nonor, Farouk et Foudhil.
- ✚ A mes oncles et mes tantes ;
- ✚ A mes cousins et cousines ;
 - ✚ A tous mes amis sans exception.
 - ✚ Mes dédicaces pour mes binômes (Lyazid et razik) et toute sa famille;
 - ✚ A tous spéciaux mes enseignants depuis le primaire jusqu'a mon cursus universitaire.

M.Saad

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mon très cher père qui a tant donné pour me voir réussir.
- A ma très chère mère.

- A mes très chers frères elyazid, azdine, faouzi.

- A mes sœurs nacera, samira et son marie halim,
en particulière leurs petit fils mounir.

- A ma petite amie yasmına.

- A toute ma famille.

- A mes très chers binômes, Saad, lyazid et leurs familles.

- Et a tous mes amis(es) sans exception.

R.ZEBBOUDJI

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{elle} Meziani. M.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce modeste travail.

Résumé

Le présent mémoire, étudie une salle de sport en C.M avec un bloc en B.A en (R+0) à usage de bureau. Séparé par un joint de dilatation

Il est implanté à IMAMA MANSOURAH (W) DE TLEMCEN. Cette région est classé en zone sismique **I** selon RPA 99 versions 2003.

La stabilité de la salle du jeu est assurée par (portique - contreventement) et le bloc par des portiques en B.A

L'analyse sismique des structures à été réalisé par le logiciel de calcul

SAP2000 V14.

Le dimensionnement, la vérification et le ferrailage des éléments résistants ont été menus conformément au règlement en vigueur.

Abstract

The present study studies a gaming-room in a metallic framework with a block by a reinforced concrete in (R+0).

It is set up in IMAMA MANSOURAH (W) DE TLEMCEM, that is classified in a low seismicity region **I** according to the Algerian seismic rules **RPA99** version 2003.

The stability of the gaming-room is assured by (frame – wall) and the block by a frame of reinforced concrete.

The three-dimensional seismic analysis was conducted by **SAP2000 V14** computer program.

The dimensioning, the verification and the framework of the resistant elements were done in accordance with the in force regulation

Table des matières

CHAPITRE 1	PRESENTATION DE
L'OUVRAGE	2
1.1 INTRODUCTION	2
1.2 ETUDE DE SOL.....	2
1.3 SITUATION DU PROJET	2
1.4 CARACTERISTIQUES	2
1.4.1 Géométrie.....	2
1.4.2 Ossature et stabilité de la structure	2
1.5 TOITURE.....	3
1.6 MATERIAUX UTILISES	3
1.6.1 L'acier	3
1.6.2 Couverture.....	4
1.6.3 Le béton	4
1.7 HYPOTHESES DE CALCUL AUX ETATS LIMITES	6
1.7.1 Hypothèses à l'ELU	6
1.7.2 Hypothèse à l'ELS.....	7
CHAPITRE 2	ETUDE CLIMATIQUE.....8
2.1 EFFET DU VENT.....	8
2.2 LES DONNEES RELATIVES AU SITE	9
2.3 COEFFICIENT DYNAMIQUE (C_D).....	9
2.3.1 Les parois	10
2.3.2 La toiture	10
2.4 CALCUL DE LA PRESSION	10
2.5 DETERMINATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE QDYN.....	10
2.6 COEFFICIENT DE RUGOSITE C_R	11
2.7 CALCUL DE COEFFICIENT D'EXPOSITION (C_e).....	11
2.8 VALEUR DES PRESSIONS DYNAMIQUES QDYN.....	12
2.8.1 Direction de vent V_1 et V_2 : (façade principale et secondaire).....	12
2.8.2 Direction de vent V_3 et V_4 : (façade latérale droite et gauche)	18
2.9 ACTIONS D'ENSEMBLE SUR LA STRUCTURE	24
2.9.1 Vent sur la façade principale et secondaire (sens V_1 et V_2).....	24
2.9.2 Vent sur la façade latérale gauche et droite (sens V_3 et V_4)	42
2.10 ACTION DE LA NEIGE.....	44
2.10.1 Base de calcul	44
2.10.2 Neige sur la toiture	44
2.11 EFFET DE LA TEMPERATURE.....	45
CHAPITRE 3	PRE DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS	46
3.1 CALCUL DES PANNES	46
3.1.1 Définition	46
3.1.2 Détermination des charges et surcharges.....	47
3.1.3 Combinaisons de charge les plus défavorables	49
3.1.4 Combinaisons d'actions	49
3.1.5 Pré dimensionnement.....	50
3.1.6 Dimensionnement des pannes	51

3.2	CALCUL DE L'ECHANTIGNOLLE.....	58
3.2.1	Introduction	58
3.2.2	Détermination des sollicitations	58
3.3	CALCUL DES FERMES	60
3.3.1	Introduction	60
3.3.2	Détermination des forces revenantes à la ferme	61
3.4	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	65
3.4.1	Membrure supérieure.....	65
3.4.2	Membrure inférieure	65
3.4.3	Diagonale	65
3.4.4	Les montants	66
3.5	VERIFICATION DES ELEMENTS COMPRIMES AU FLAMBEMENT	66
3.5.1	Membrures supérieure.....	66
3.5.2	Membrures inférieures	68
3.5.3	La diagonale	70
3.5.4	Le montant.....	72
3.6	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON	73
3.6.1	Les poutres de chainages	73
3.6.2	Les poteaux.....	74
3.6.3	Descente de charge.....	74
3.7	VERIFICATION DU POTEAU (75X40).....	76
3.7.1	Vérification à la compression simple.....	77
3.7.2	Vérification au flambement	77
3.8	VERIFICATION DU POTEAU (40X40).....	78
3.8.1	Vérification à la compression simple.....	78
3.8.2	Vérification au flambement	79
	CHAPITRE 4	CALCUL DES
	CONTREVENTEMENTS.....	80
4.1	INTRODUCTION	80
4.2	CALCUL DE LA POUTRE AU VENT EN PIGNON.....	80
4.2.1	Evaluation des efforts horizontaux	80
4.2.2	Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent	82
4.2.3	Vérification des éléments de la poutre au vent.....	82
	CHAPITRE 5	88
	VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA TOITURE.....	88
5.1	INTRODUCTION	88
5.2	VERIFICATION DES DIFFERENTS ELEMENTS DE LA FERME	88
5.2.1	A la traction	88
5.2.2	Au flambement (compression).....	88
5.2.3	La condition de résistance (ratio).....	88
5.3	VERIFICATION DES DIAGONALES DE CONTREVENTEMENT : 2L (50×50×5).....	91
5.3.1	Vérification à la traction	92
5.3.2	Vérification au flambement	92
5.4	VERIFICATION DES MONTANTS DE RIVE : (HEA 140)	94
5.4.1	Les sollicitations.....	94
5.4.2	Vérification à l'effort tranchant.....	94

5.4.3	Vérification à l'effort normal	95
5.4.4	Vérification aux instabilités	95
	CHAPITRE 6	97
6.1	INTRODUCTION	97
6.2	ANALYSE DE LA STRUCTURE	97
6.2.1	Type d'analyse.....	97
6.2.2	Méthodes de calcul.....	98
6.3	ANALYSE DES RESULTATS	105
6.3.1	Les combinaisons de calcul	105
6.3.2	Vérification de la résultante des forces sismiques	105
6.3.3	Vérification des déplacements	106
6.4	EFFET DE DEUXIEME ORDRE.....	107
	CHAPITRE 7	109
	CALCUL DES ASSEMBLAGES	109
6.5	INTRODUCTION	109
6.6	ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE LA FERME.....	109
6.6.1	Pré dimensionnement du gousset	110
6.7	ASSEMBLAGE POTEAU – FERME : (HEA140 - 30*30*5)	111
6.7.1	Disposition des boulons	111
6.7.2	Vérification à l'assemblage trop long.....	113
6.8	ASSEMBLAGE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENTS	114
6.8.1	Contreventement horizontal.....	114
6.9	ASSEMBLAGE DE LA FERME SUR LE POTEAU EN BETON	117
6.9.1	Dimensionnement des tiges d'ancrages	117
6.9.2	Vérification de la tige d'ancrage	119
6.9.3	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	120
6.10	DIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSEUR DE LA PLATINE.....	121
6.10.1	Vérification de la section 1-1	121
6.10.2	Vérification de la section 2-2	121
6.10.3	Vérification de la section 3-3	122
	CHAPITRES	122
7.1	ETUDE DES POTEAUX	122
7.1.1	Les recommandations du RPA 99 V2003.....	123
7.1.2	Ferraillage des poteaux.....	124
7.1.3	Vérifications	125
7.2	ETUDES DES POUTRES DE CHAINAGE	132
7.2.1	Recommandation du RPA99 / 2003.....	132
7.2.2	Ferraillage des poutres de chainages	133
7.3	VERIFICATIONS	134
7.3.1	Condition de non fragilité.....	134
7.3.2	Vérifications des contraintes tangentielles	134
7.3.3	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	134
7.3.4	Vérification à l'ELS	135
7.3.5	Dispositions constructives des poutres de chainages	136
	CHAPITRE 9	137
8.1	INTRODUCTION	137
8.2	CALCUL DES FONDATIONS.....	138

8.2.1	Semelle sous poteau de section (75*40) cm ²	138
8.3	SEMELLE SOUS POTEAU DE SECTION (40*40) CM ²	149
8.3.1	Détermination des sollicitations	149
8.3.2	Pré dimensionnement de la semelle	149
8.3.3	Dimensionnement de la semelle.....	150
8.3.4	Vérification des contraintes	151
8.3.5	Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5 154	
8.3.6	Détermination des armatures de la semelle.....	154
8.4	CALCUL DES LONGRINES.....	159
8.4.1	Introduction	159
8.4.2	Pré dimensionnement.....	159
8.4.3	Ferraillage	159
	CHAPITRE 10	162
	VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE	162
9.1	INTRODUCTION.....	162
9.2	DETERMINATION DES MOMENTS RENVERSANTS (M _R)	162
9.2.1	Cas de vent.....	162
9.2.2	Cas de séisme	167
9.3	VERIFICATION AU RENVERSEMENT DE LA STRUCTURE :.....	168
	CONCLUSION GENERALE.....	169
	BIBLIOGRAPHIE.....	170

Table des figures

Figure 1 Panneau sandwich.	4
Figure 2 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	5
Figure 3 Vent sur façade principale et secondaire de la salle.....	9
Figure 4 Vent sur la façade gauche et droite de la salle	9
Figure 5 vue en élévation de la paroi verticale de direction V_1 et V_2	13
Figure 6 Légende pour les parois verticales.	14
Figure 7 Légendes pour la toiture	14
Figure 8 vue d'élévation des parois verticales de direction V_3 et V_4	19
Figure 9 Légende pour les parois verticales	20
zzFigure 10 représentations des pentes.....	20
Figure 11 légendes pour les toitures à deux versants.....	20
Figure 12 Pression sur les zones A B C D E	24
Figure 13 Pression sur les zones F G H D E.....	24
Figure 14 Surpression sur les zones A B C D E	25
Figure 15 Surpression sur les zones D F G H E	25
Figure 16 Pression sur les zones A B C D E.	42
Figure 17 Pression sur les zones F G H I D E.	42
Figure 18 Surpression sur les zones A B C D E.	43
Figure 19 Surpression sur les zones F G H I D E.....	43
Figure 20 Représentation du versant de la toiture.	44
Figure 21 Chargement de la neige sur la toiture.....	45
Figure 22 Disposition de la panne sur la toiture.	46
Figure 23 La pente de calcul.....	47
Figure 24 Schéma statique sous charge d'entretien.....	48
Figure 25 Moment due à la charge d'entretien.....	48
Figure 26 Echantignolle.....	58
Figure 28 Schéma statique de la ferme	61
Figure 29 Surface afférente des nœuds.....	62
Figure 30 doubles cornières.....	66
Figure 31 dimensions du poteau	74
Figure 32 surfaces afférentes d'un poteau	75
Figure 33 Poutre au vent en pignon	80
Figure 34 Force horizontale sur le nœud (7,84m)	81
Figure 35 Force horizontale sur le nœud (9,28m)	81
Figure 36 : pourcentage de participation de masse.....	102
Figure 37 Mode de déformation (1).....	103
Figure 38 Mode de déformation (2).....	104
Figure 39 Mode de déformation (3).....	104
Figure 40 longueurs des soudures.....	110
Figure 41 distribution des efforts.....	112
Figure 42 assemblage diagonale-gousset.....	114

Figure 43 disposition des boulons	115
Figure 44 assemblage gousset - membrure	116
Figure 45 Tige d'encrage du pied du poteau.	118
Figure 46 Dispositions constructives	118
Figure 47 Vérification dans la section 1-1	121
Figure 48 vérification de la section 2-2	122
Figure 49 vérification de la section 3-3	122
Figure 50 Section d'un poteau	127
Figure 51 Ferrailage des poteaux (40X40)	128
Figure 52 Ferrailage des poteaux (75x40)	129
Figure 53 Schéma de ferrailage des poteaux.	131
Figure 54 Schéma de ferrailage des poutres de chainage.	137
Figure 55 Dimension de la semelle rectangulaire.....	139
Figure 56 Schéma de ferrailage de la semelle (75*40).....	148
Figure 57 Dimension de la semelle carré (40*40).....	149
Figure 58 Schéma de ferrailage de la semelle carré (40*40).....	159
Figure 59 Schéma de ferrailage des longrines.	161
Figure 60 Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec dépression intérieure.....	163
Figure 61 Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec surpression intérieure.	164
Figure 62 Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec dépression intérieure.	165
Figure 63 Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure.	166

Table des tableaux

Tableau 1 Les valeurs de C_d pour les parois.....	10
Tableau 2 Les valeurs de C_d pour la toiture.....	10
Tableau 3 Les valeurs de Coefficient de rugosité.....	11
Tableau 4 les valeurs de coefficient d'exposition.....	12
Tableau 5 les valeurs de pression dynamique.....	12
Tableau 6 Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale.....	13
Tableau 7 Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture	15
Tableau 8 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}= 0.3$	16
Tableau 9 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=0.3$	16
Tableau 10 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}= 0.8$	17
Tableau 11 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$	17
Tableau 12 Valeurs de la force de frottement.....	18
Tableau 13 Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale.....	19
Tableau 14 Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.	21
Tableau 15 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec : $C_{pi}=-0.5$	21
Tableau 16 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.5$	22
Tableau 17 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$	22
Tableau 18 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$	23
Tableau 19 Valeurs de la force de frottement.....	23
Tableau 20 Les efforts max dans les éléments de la ferme.	64
Tableau 21 les sollicitations des éléments de la poutre au vent.....	82
Tableau 22 les efforts dans les éléments de la ferme.....	89
Tableau 23 Vérification des éléments de la ferme.....	91
Tableau 24 les efforts dans les éléments de contreventement.	91
Tableau 25 Sollicitations dans les montants de rive.....	94
Tableau 26 Pénalité de vérification.	100
Tableau 27 Combinaisons de calcul.	105
Tableau 28 Vérification de l'effort tranchant à la base.	106
Tableau 29 Déplacement max en situation durable.....	106
Tableau 30 Déplacement relatif des niveaux.....	107
Tableau 31 Effet P- Δ suivant X-X.....	108

Tableau 32 Effet P- Δ suivant Y-Y.....	108
Tableau 33 Efforts dans les éléments de la ferme.	109
Tableau 34 Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	110
Tableau 35 Dimension des cordons de soudure.....	111
Tableau 36 Les sollicitations les plus défavorables.....	117
Tableau 37 Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	123
Tableau 38 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	124
Tableau 39 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	125
Tableau 40 Vérification des contraintes dans le béton.	127
Tableau 41 Vérification des contraintes tangentielles.	128
Tableau 42 Les armatures longitudinales dans les poutres.....	133
Tableau 43 Vérification des contraintes tangentielles.	134
Tableau 44 Vérification au cisaillement	135
Tableau 45 Les sollicitations à la base des poteaux (75*40).....	138
Tableau 46 Les sollicitations à la base de la semelle (75*40).....	141
Tableau 47 Vérification des contraintes dans le sol.	142
Tableau 48 Les sollicitations à la base de la semelle type 1	143
Tableau 49 Vérification des contraintes dans le sol.	143
Tableau 50 Les armatures des semelles (75*40)	148
Tableau 51 Les sollicitations à la base des poteaux (40*40).....	149
Tableau 52 Les sollicitations à la base de la semelle carrée (40* 40).	151
Tableau 53 Vérification des contraintes dans le sol.	152
Tableau 54 Les sollicitations à la base de la semelle carrée (40* 40).	153
Tableau 55 Vérification des contraintes dans le sol.	154
Tableau 56 Les armatures des semelles carrées (40* 40).....	158
Tableau 57 Vent sur la façade principale et secondaire $C_{pi}=-0,3$	162
Tableau 58 Vent sur la façade principale et secondaire $C_{pi}=0,8$	164
Tableau 59 Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi}=-0, 5$)	165
Tableau 60 Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi}=0, 8$).....	166
Tableau 61 Réaction à la base due aux effets sismiques.	167
Tableau 62 Vérification au renversement de la structure.	168

Notations

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.
$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
$\lambda_{y,z}$	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poissant (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.

f_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
a et b	Largeur de poteaux.
A et B	Largeur des semelles.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
h	Hauteur de la poutre et la semelle.
S_t	Espacement des armatures transversales.
l_f	Longueur de flambement.

Introduction Générale

Le domaine de construction est très vaste, il est envisagé en plusieurs manières de conception et d'exécution. Il diffère selon les matériaux constitutifs et les types des structures, mais le but de ces études reste le même. Il consiste à concevoir des bâtiments capables de résister aux efforts qui lui sont appliqués, et aux multiples phénomènes naturels (séismes, ventsetc.).

La structure assure principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux fondations. La connaissance de ce cheminement est essentielle quant à l'étude d'éléments constitutifs ainsi que de leurs liaisons.

L'introduction de nouveaux matériaux tels que le verre et l'acier et de nouvelles techniques de construction font des bâtiments un chantier en évolution croissante et rapide.

Pour ces nouvelles techniques de construction, l'acier est le matériau le plus utilisé et cela pour ses nombreux avantages à savoir : la fiabilité, la capacité portante, la rapidité d'exécution et ces propriétés mécaniques qui nous permettent de concevoir des poutres de très grandes portées.

Les ossatures et les toitures en charpente métalliques sont généralement souples et constituées de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques spécifiques sont à garder présentes à l'esprit lors des études. Les problèmes d'instabilités, voilement, déversement de poutres fléchies et flambement d'éléments comprimés sont déterminants dans la justification et le dimensionnement des structures métalliques.

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 Introduction

Notre projet consiste à étudier une salle omnisport de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique de groupe d'usage (1B) selon le règlement (RPA99 V2003).

1.2 Etude de sol

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible est : $\sigma_{adm} = 1,5bars$
- Profondeur d'ancrage est : 2.00 m

1.3 Situation du projet

Le présent projet sera implanté à IMAMA MANSOURAH (W) DE TLEMCEN. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 comme zone I (faible sismicité).

1.4 Caractéristiques

1.4.1 Géométrie

Les dimensions de l'ouvrage sont :
Longueur totale en plan : 34,70 m
Largeur totale en plan : 33,37 m
Longueur totale de la couverture : 34,70 m
Largeur totale de la couverture : 21,00 m
La hauteur totale de la salle : 11,80 m

1.4.2 Ossature et stabilité de la structure

La conception de l'ossature sera en portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide, car cette conception représente un aspect intéressant de point de vue économie, isolation phonique et thermique.

1.5 Toiture

On va opter pour une toiture en charpente métallique, car on a besoin d'espace à l'intérieur de la salle, dont les principaux paramètres sont :
Elimination des poteaux intérieurs.

La toiture est légère.

Facilité de montage.

1.6 Matériaux utilisés

1.6.1 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

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

Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.

Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc, qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés.

1.6.1.1 Propriété de l'acier

Résistance

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont données par les Eurocode (02et03). La nuance d'acier choisie pour la réalisation de notre ouvrage est la S235.

Ductilité

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

Le rapport $f_u / f_y > 1,2$ (f_y : Résistance limite d'élasticité ; f_u : Résistance limite de rupture).

La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$)

A la rupture l'allongement sur une longueur de $5.65\sqrt{A_0}$, soit supérieur à 15% (A_0 : la section transversale initiale.)

Propriété mécanique

Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$.

Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.

Coefficient de Poisson : $\mu = 0,3$

Module d'élasticité transversal : $G = E/2(1+\mu) \approx 0.4E$.

Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 * 10^{-6}$

1.6.2 Couverture

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués : (figure 1)

De deux tôles de parement intérieur et extérieur.

D'une âme en mousse isolante.

De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwich nous offre plusieurs avantages on site :

L'isolation et l'étanchéité

Une bonne capacité portante

Un gain de temps appréciable au montage.

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints.

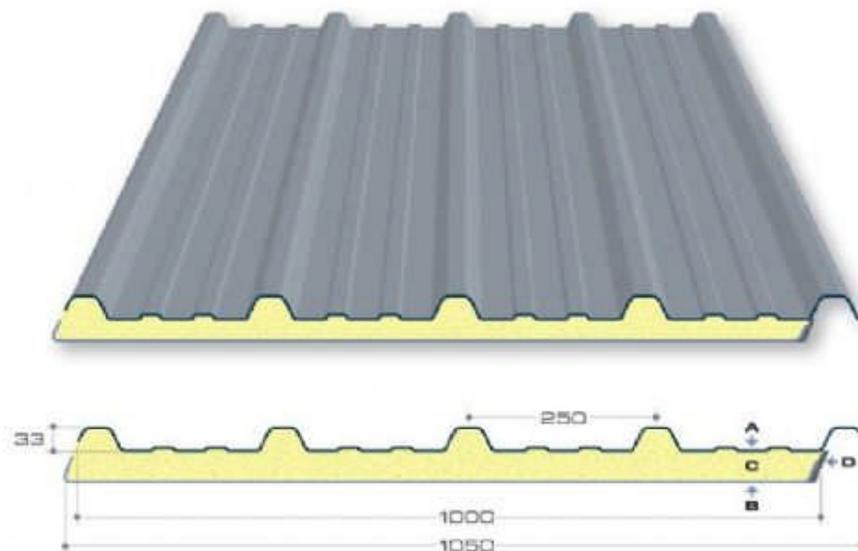


Figure 1 Panneau sandwich.

1.6.3 Le béton

Le béton est un matériau économique qui résiste bien à la compression. Pour les fondations, on utilise le ciment CRS (ciment résistant au sulfates) et le CPA 325 pour les éléments de planchers.

1.6.3.1 Composition de béton

Les propriétés physiques et mécaniques du béton dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc...

Il est composé de:

Liant hydraulique : ciment

Granulats : gravier : sable

L'eau : mouillage des granulats et hydratation du liant.

Adjuvant : améliorer la qualité du béton.

1.6.3.2 Caractéristiques mécaniques du béton

Résistances caractéristique à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de 28 jours qui est nommée (f_{c28}).

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \quad j < 28 \text{ jours} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j \geq 28 \text{ jours}$$

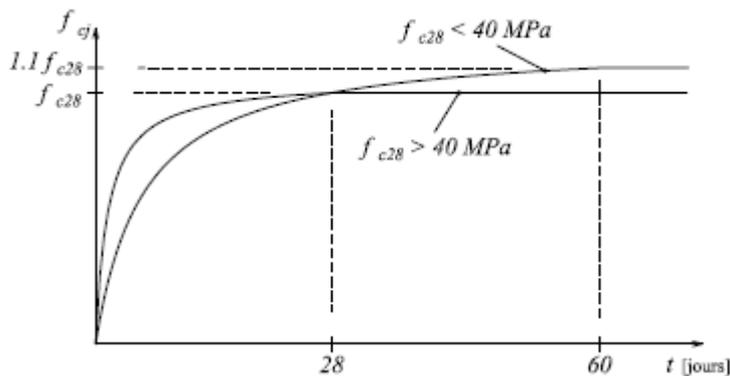


Figure 2 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est définie par la relation :

$$\left\{ \begin{aligned} f_{tj} &= 0.6 + 0.06 f_{cj} && \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} &= 0.275 f_{cj} && \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{aligned} \right. \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2)}$$

Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Module de déformation longitudinale du béton

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} , Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{cj})^{1/3} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé.

$$E_{ij} = 3 \cdot E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{c28})^{1/3}.$$

$$E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij}.$$

1.7 Hypothèses de calcul aux états limites

1.7.1 Hypothèses à l'ELU

Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).

Absence de glissement relatif entre l'acier et le béton.

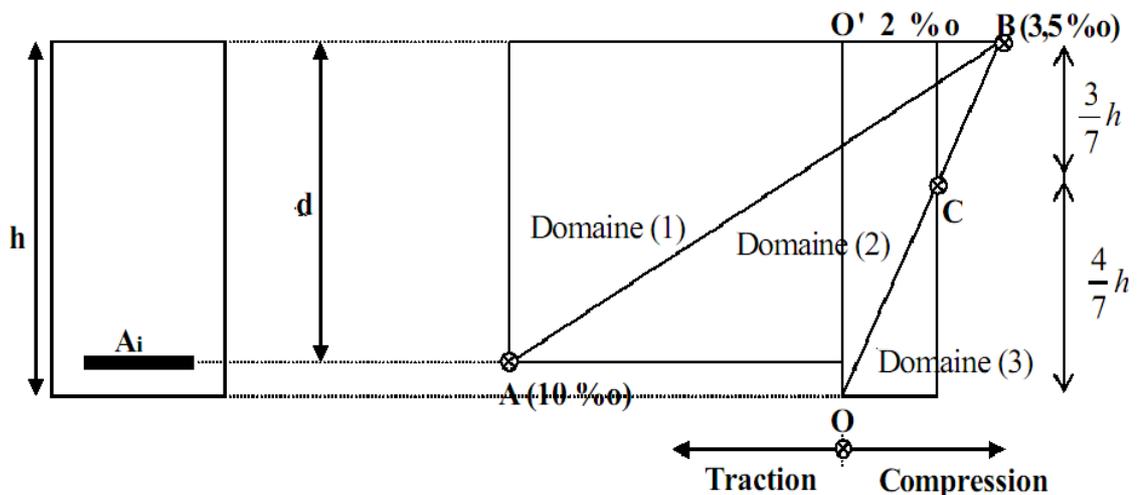
La résistance du béton à la traction est négligée.

Le raccourcissement ultime du béton (ε_{bc}) est limité à (3.5‰) en flexion et à (2‰) en compression simple (centré).

L'allongement ultime des aciers (ε_p) est limité à (10‰).

Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite doit obligatoirement passer par l'un des pivots A, B et C : c'est la règle des 3 pivots.

Cette règle se fixe comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.



Le pivot (A) si $y \leq 0.2593d$
Le pivot (B) si $0.2593d \leq y \leq h$
Le pivot (C) si $y > h$

1.7.2 Hypothèse à l'ELS

Conservation des sections planes.

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

c.à.d. $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} E_{bc}$ Pour le béton

$\sigma_s = \varepsilon_s E_s$ Pour l'acier

La résistance à la traction du béton est négligée.

Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.

Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton :

$$n = \frac{E_s}{E_{bc}} = 15$$

CHAPITRE 2

ETUDE CLIMATIQUE

2.1 Effet du vent

Scientifiquement le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone de pression élevée à une zone de faible pression.

Il imprime sur les structures des actions extérieures (compressions et tractions) et intérieures (surpressions et dépressions) agissant normalement aux parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

La direction.

L'intensité.

La région.

Le site d'implantation de la structure et son environnement.

la forme géométrique de la structure.

Selon le règlement 'neige et vent algérien (RNV99), le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, huit cas sont envisagés et à prendre en compte :

- Vent sur la façade nord avec surpression intérieure.
- Vent sur la façade nord avec dépression intérieure.
- Vent sur la façade sud avec la surpression intérieure.
- Vent sur la façade sud avec la dépression intérieure.
- Vent sur la façade est avec la surpression intérieure.
- Vent sur la façade est avec la dépression intérieure.
- Vent sur la façade ouest avec la surpression intérieure.
- Vent sur la façade ouest avec la dépression intérieure.

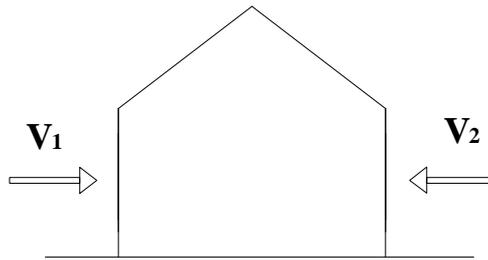


Figure 3 Vent sur façade principale et secondaire de la salle

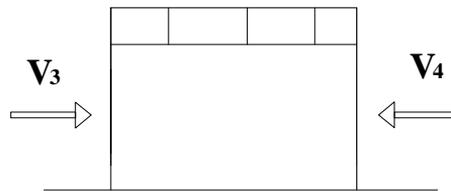


Figure 4 Vent sur la façade gauche et droite de la salle

2.2 Les données relatives au site

♦ le site est plat ($\Phi < 0,05$) :

Le coefficient topographique $C_t(z) = 1$. (chapitre.2-tableau2.5 de RNV99).

♦ le vent est classé dans la zone I :

La pression de référence $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ (chapitre.2-tableau2.3 de RNV99).

♦ Le terrain est de catégorie III (zone suburbaine) :

Facteur de terrain $K_T = 0,22$.

Paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3 \text{ m}$. ;(Chapitre 2-tableau 2.4 de RNV99).

Hauteur minimale $Z_{\min} = 8 \text{ m}$.

Le coefficient $\varepsilon = 0,37$.

2.3 Coefficient dynamique (C_d)

Le coefficient 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 .

Notre ouvrage est un bâtiment avec ossature en béton armée et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique C_d est donné (par la figure 3.1) pour les parois et(figure 3.2) pour la toiture (chap. III RNV A99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure a une hauteur de 11,80m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

2.3.1 Les parois

Tableau 1 Les valeurs de C_d pour les parois.

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V ₁	11,80	34,70	0.91
V ₂	11,80	34,70	0.91
V ₃	11,80	21,00	0.93
V ₄	11,80	21,00	0.93

2.3.2 La toiture

Tableau 2 Les valeurs de C_d pour la toiture

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V ₁	11,80	34,70	0.91
V ₂	11,80	34,70	0.91
V ₃	11,80	21,00	0.93
V ₄	11,80	21,00	0.93

h : la hauteur totale de la salle.

b : la distance perpendiculaire au vent.

On a bien vérifié la condition : $0.6 < C_d < 1.2$

On remarque que pour les deux directions le $C_d < 1,2$ donc la salle est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

2.4 Calcul de la pression

D'après le règlement RNV A99 (chap. II), les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

2.5 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître –couple en éléments de surface (j) horizontaux, selon la procédure (RNV99 chp2- 3.1.1), notre construction est sans planchers intermédiaire(salle omnisport) dont la hauteur est supérieur

à 10 m (11,80 m) donc elle doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface, de hauteurs égales h_i , n est donnée par la formule suivante :

$$n = E [h/3] ; \text{ soit } [h_i = h/n]$$

$$h = 11,80 \text{ m (la hauteur totale de la salle)}$$

E : la partie entière

Donc :

$$n = E [11,80/3] = 3 \implies h_i = 11,80 / 3 = 3,93 \text{ m}$$

- la pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j) \quad (\text{N/m}^2)$$

Avec :

C_e : le coefficient d'exposition au vent.

z_j : la distance verticale entre le niveau du sol et le centre de l'élément j.

2.6 Coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation (RNV chapitre 2-2.15)

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_t \times \ln(z/z_0) \quad \text{pour } Z_{\text{min}} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_t \times \ln(Z_{\text{min}}/z_0) \quad \text{pour } z \leq Z_{\text{min}} \end{array} \right.$$

Avec :

Z_0 : le paramètre de rugosité.

Z_{min} : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z = 11,80 > Z_{\text{min}} = 8 \text{ m}$$

Z : la hauteur de la construction.

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3 Les valeurs de Coefficient de rugosité.

Niveau	H (m)	Z (m)	C_r
1	3.93	3.56	0.722
2	3.93	7.00	0.722
3	3.93	11.00	0.792
Toiture	H (toiture)	11,80	0.807

2.7 Calcul de coefficient d'exposition (C_e)

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 turbulente du vent.

Dans notre cas, la structure est peu sensible aux excitations car $C_d = 0,93 < 1,2$.

Le coefficient d'exposition est calculé par la formule suivante :

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

RNV A99chap2 - 3.3

Tableau 4 les valeurs de coefficient d'exposition

Niveau	$C_T(z)$	$C_r(z)$	$C_T(z)^2$	$C_r(z)^2$	C_e
1	1	0.722	1	0.521	1.632
2	1	0.722	1	0.521	1.632
3	1	0.792	1	0.627	1.846
Toiture	1	0.807	1	0.651	1.893

2.8 Valeur des pressions dynamiques qdyn

- Selon la relation :

$$q_{dyn(zj)} = q_{ref} \times C_e(zj)$$

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques sous le tableau suivant :

Tableau 5 les valeurs de pression dynamique

Niveau	q_{ref} (N/m ²)	$C_e(zj)$	$q_{dyn}(zj)$ (N/m ²)
1	375	1.632	612
2	375	1.632	612
3	375	1.846	692.25
Toiture	375	1.893	709.875

2.8.1 Direction de vent V_1 et V_2 : (façade principale et secondaire)

2.8.1.1 Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Le coefficient de pression externe C_{pe} de constructions à base rectangulaire et de leurs élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

-dans le cas existant, la surface chargée égale à 409.46m² supérieur à 10m² donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad (\text{RNV99 chap5-5.1})$$

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1du RNV99 chap5, et avant tout il faut déterminer (e) telle que :

$$e = \min(b, 2h).$$

h : hauteur totale de paroi : $h = 7.00$ m

d : la dimension parallèle à la direction V_1 : $d = 21.00$ m.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V_1 : $b = 34.7$ m

$$e = \min(34.7 \text{ m}, 14.00 \text{ m}) = 14.00 \text{ m}.$$

On a : $d > e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b, plus E et D selon d pour chacune, comme ils l'indiquent les schémas suivantes :

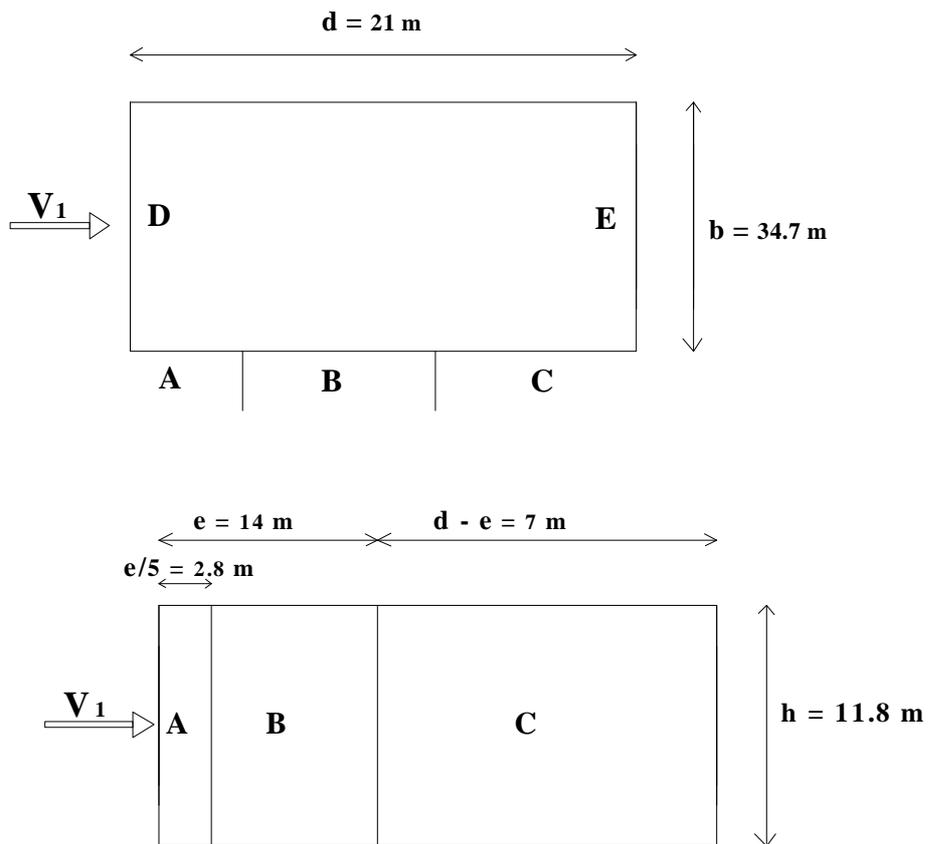


Figure 5 vue en élévation de la paroi verticale de direction V_1 et V_2 .

Et selon le tableau (5.1) RNV99, on trouve :

Tableau 6 Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale.

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

La figure suivante illustre les valeurs de Cpe pour les parois verticales :

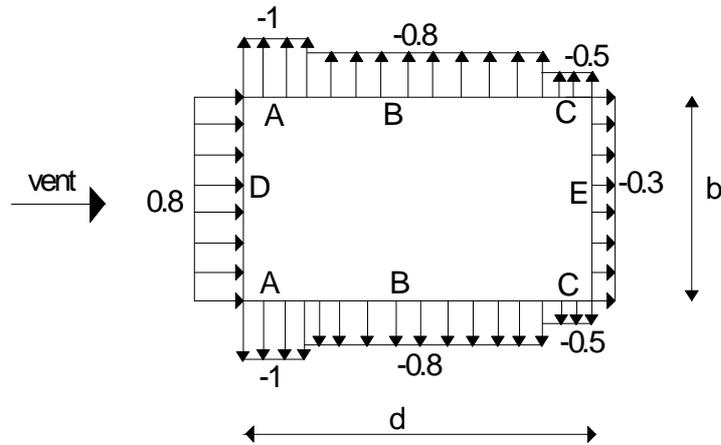


Figure 6 Légende pour les parois verticales.

o la toiture :

On est à faire à une toiture sous forme d'une triangulaire (en deux versants), pour déterminer les coefficients de pression on revient sur la figure 5.4 du RNV A99 (Chap. 5). Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci-dessous.

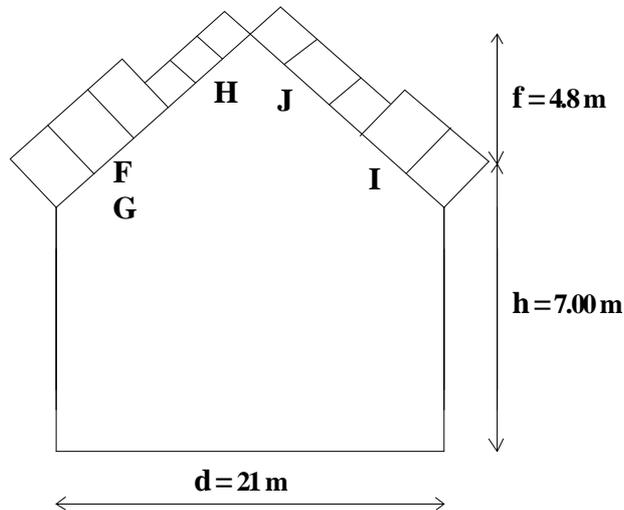


Figure 7 légendes pour la toiture

h : hauteur de la paroi verticale (h=7.00m)

f : naissance de la voute (f=4,8 m)

d : la largeur de la salle (21.00m)

$h/d=0.333$

$f/d=0.$

-pour $\theta=0$

Zones	F	G	H	I	J
C _{pe}	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0

Tableau 7 Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

2.8.1.2 Coefficient de pression intérieure

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

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

On a un bâtiment sans cloisons intérieur, donc C_{pi} est compris entre (0.8) et (-0.5) (§ 2, 2,1 chap. 5 du RNV A99).

2.8.1.3 Calcul des surfaces

- Façade principale :

$$S=59.52 \text{ m}^2$$

- façade secondaire :

$$S=40.32 \text{ m}^2$$

- Façade latérale gauche :

$$S=0 \text{ m}^2$$

- Façade latérale droite :

$$S=0 \text{ m}^2$$

- **Les portes ouvertes :**

$$\mu_p = \frac{40.32}{59.52 + 40.32} = 0.403 \quad C_{pi} = 0.3$$

Tableau de calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

✓ Parois verticales :

Dépression intérieur $C_{pi} = 0.3$

Tableau 8 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=0.3$

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.91	612	-1	0.3	-1.3	-795.6	-723.996
	0.91	612	-1	0.3	-1.3	-795.6	-723.996
	0.91	692.25	-1	0.3	-1.3	-899.925	-818.931
B	0.91	612	-0.8	0.3	-1.1	-673.2	-612.612
	0.91	612	-0.8	0.3	-1.1	-673.2	-612.612
	0.91	692.25	-0.8	0.3	-1.1	-761.475	-692.942
C	0.91	612	-0.5	0.3	-0.8	-489.6	-445.536
	0.91	612	-0.5	0.3	-0.8	-489.6	-445.536
	0.91	692.25	-0.5	0.3	-0.8	-553.8	-503.958
D	0.91	612	0.8	0.3	0.5	306	278.46
	0.91	612	0.8	0.3	0.5	306	278.46
	0.91	692.25	0.8	0.3	0.5	346.125	314.973
E	0.91	612	-0.3	0.3	-0.6	-367.2	-334.152
	0.91	612	-0.3	0.3	-0.6	-367.2	-334.152
	0.91	692.25	-0.3	0.3	-0.6	-415.35	-377.968

✓ La toiture :

Dépression intérieur $C_{pi} = 0.3$

Tableau 9 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=0.3$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m^2)	q_j (N/m)
F	0.91	709.875	-0.9	0.3	-1.2	-851.85	-775.183
G	0.91	709.875	-0.8	0.3	-1.1	-780.862	-710.584
H	0.91	709.875	-0.3	0.3	-0.6	-425.925	-387.591
I	0.91	709.875	-0.4	0.3	-0.7	-496.912	-452.189
J	0.91	709.875	-1.0	0.3	-1.3	-922.837	-839.781

➤ Portes fermées :

$\mu_p = 0$ $C_{pi} = 0.8$

✓ Paroi verticale :

Surpression intérieure avec $C_{pi} = 0.8$

Tableau 10 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}= 0.8$.

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.91	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-1002.456
	0.91	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-1002.456
	0.91	692.25	-1	0.8	-1.8	-1246.05	-1133.905
B	0.91	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-891.070
	0.91	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-891.070
	0.91	692.25	-0.8	0.8	-1.6	-1107.6	-1007.916
C	0.91	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-723.996
	0.91	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-723.996
	0.91	692.25	-0.5	0.8	-1.3	-899.925	-818.931
D	0.91	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.91	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.91	692.25	0.8	0.8	0	0	0
E	0.91	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-612.612
	0.91	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-612.612
	0.91	692.25	-0.3	0.8	-1.1	-791.475	-720.242

o La toiture :

Surpression intérieur avec $C_{pi} = 0.8$

Tableau 11 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$.

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m^2)	q_j (N/m)
F	0.91	709.875	-0.9	0.8	-1.7	-1206.787	-1098.176
G	0.91	709.875	-0.8	0.8	-1.6	-1135.8	-1033.578
H	0.91	709.875	-0.3	0.8	-1.1	-780.862	-710.584
I	0.91	709.875	-0.4	0.8	-1.2	-851.85	-775.183
J	0.91	709.875	-1.0	0.8	-1.8	-1277.775	-1162.775

2.8.1.4 Calcul de force de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$ ou le rapport $d/h \geq 3$.

Avec : d est dimension de la construction parallèle au vent

b est la dimension de la construction perpendiculaire au vent

h est la hauteur de la construction

La force de frottement est donné par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad \text{RNV99 chap2- 4.3}$$

j : élément de surface parallèle à la direction du vent

z_j : hauteur du centre de l'élément j (m)

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m^2)

$S_{fr,j}$: aire de l'élément de surface j (m^2)

- Paroi verticale :

$$S_{fr,j} = d \times h = 21.00 \times 7.00 = 147.00 \text{ m}^2$$

- Toiture (sous forme de triangle) :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d \quad (\text{tableau 2.2 RNVA99 chap2}).$$
$$= 22.18 \times 21.00 = 465.78 \text{ m}^2$$

$C_{fr,j}$: coefficient de frottement pour l'élément de surface j (tableau 2.1 chap. II RNV A99)

$C_{fr,parois} = 0.01$ (ondulations parallèles au vent).

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

Tableau 12 Valeurs de la force de frottement.

Direction de vent	Paroi (kN)			Toiture (kN)		
	d/b	d/h	F_{fr}	d/b	d/h	F_{fr}
V1	0.605	1.8	0.00	0.605	1.8	0.00

Finalement, $F_{fr} = 0 \text{ KN}$

2.8.2 Direction de vent V_3 et V_4 : (façade latérale droite et gauche)

2.8.2.1 Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}

Dans ce cas, la surface chargée égale à $247.8m^2$ supérieur à $10m^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

✓ Les parois verticales :

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1 de RNVA99 chap5, et avant tout il faut déterminer (e) telle que :

$$e = \min(b, 2h).$$

h : hauteur totale de paroi : $h = 11.8 \text{ m}$

d : la dimension parallèle à la direction V_3 et V_4 : $d = 34.7m$.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V_3 et V_4 : $b = 21.00m$

$$e = \min(21.00m, 23.6m) = 21.00m.$$

On a : $d > e \Rightarrow$ la paroi est divisée en 3 parties (A, B, C) selon le sens de b, plus E et D selon d pour chacune, comme l'indiquent les schémas suivantes :

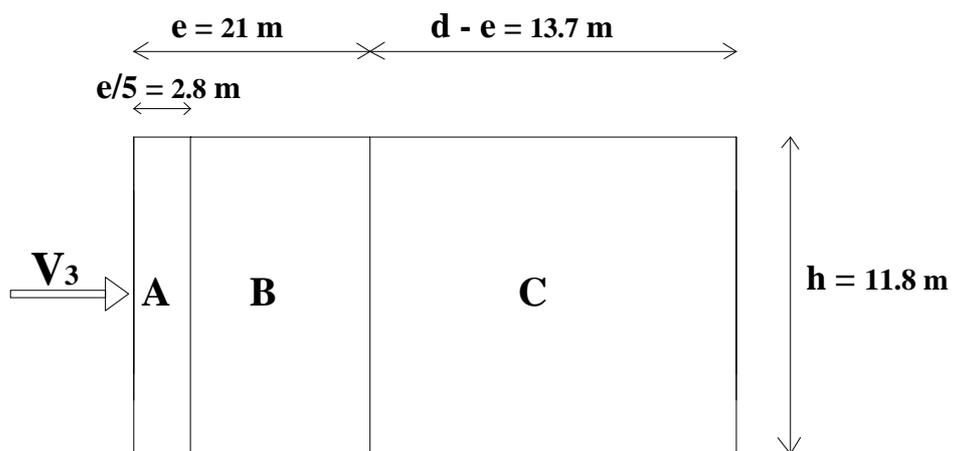
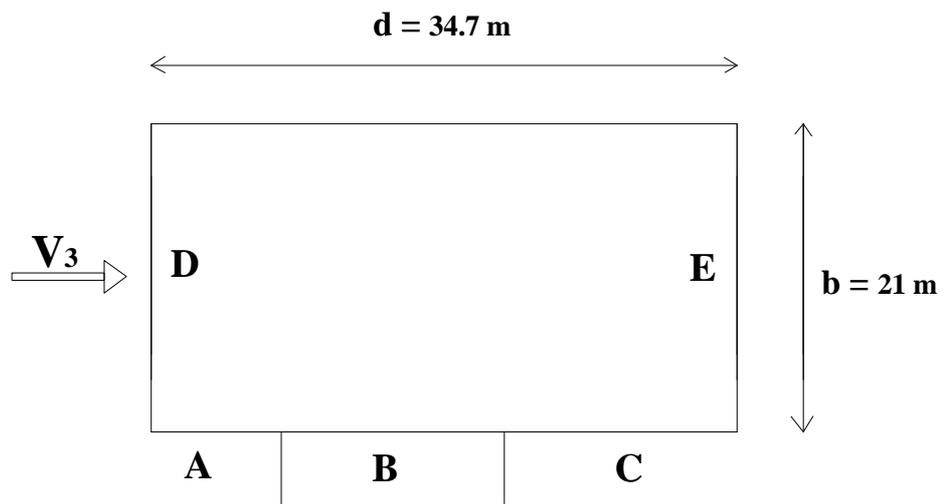


Figure 8 vue d'élévation des parois verticales de direction V3 et V4.

Et selon le tableau (5.1) de RNVA99, on trouve :

Tableau 13 Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale.

Zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

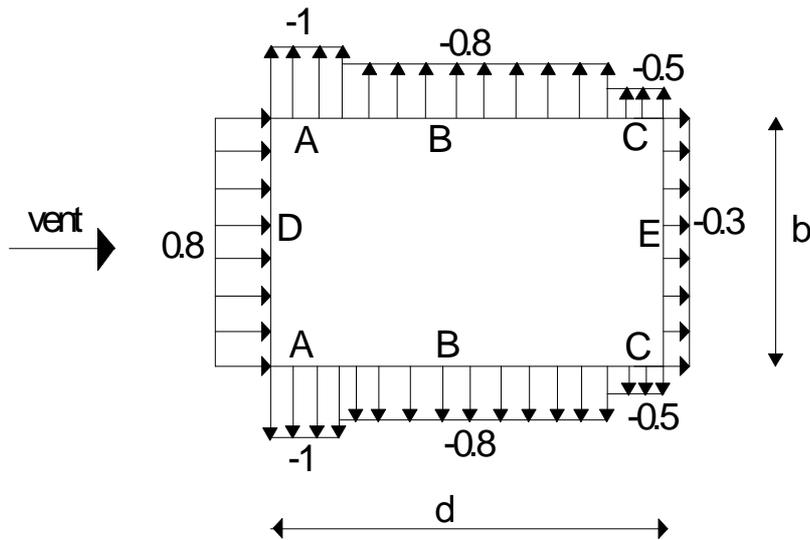


Figure 9 Légende pour les parois verticales

✓ La toiture :

Pour un vent parallèle au génératrice on adopte pour C_{pe} la valeur correspondant à une toiture à deux versants pour $\theta=90^\circ$, on prenant pour α (en degré) l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voûte et son sommet.

zzFigure 10 représentations des pentes.

$$\text{tg } \alpha = 0.34 \rightarrow \alpha = 18.77$$

$$\text{On a: } \begin{array}{lll} b = 21.00 \text{ m} & h = 11.80 \text{ m} & e = \min(b; 2h) = 21.00 \text{ m} \\ e/2 = 10.5 \text{ m} & e/4 = 5.25 \text{ m} & e/10 = 2.1 \text{ m} \end{array}$$

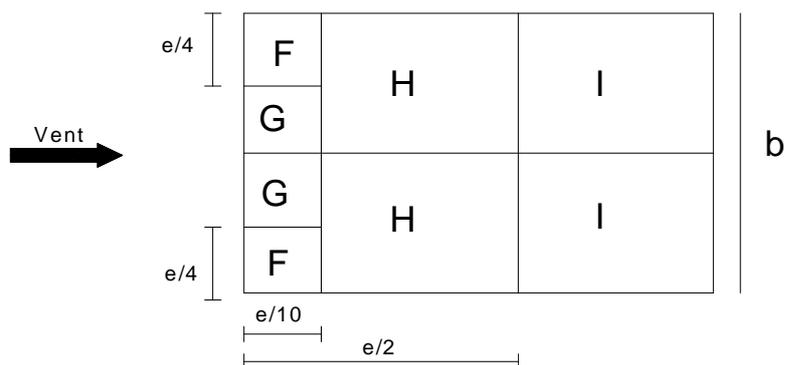


Figure 11 légendes pour les toitures à deux versants.

La valeur de $\alpha = 18.77^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.4 du RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtiennent par interpolation linéaire entre les valeurs de $\alpha = 15^\circ$ et celles de $\alpha = 30^\circ$.

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

Tableau 14 Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.26	-1.32	-0.64	-0.5

2.8.2.2 Coefficient de pression intérieure C_{pi}

➤ Les portes ouvertes :

$$\mu_p = \frac{59.52 + 40.32}{59.52 + 4032} = 1 \quad C_{pi} = -0.5$$

Tableau de calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

$$W_j = q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

✓ Parois verticales :

Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

Tableau 15 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec : $C_{pi} = -0.5$

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$	$Q_j(N/m^2)$
A	0.93	612	-1	-0.5	-0.5	-306	-284.58
	0.93	612	-1	-0.5	-0.5	-306	-284.58
	0.93	692.25	-1	-0.5	-0.5	-346.125	-321.896
B	0.93	612	-0.8	-0.5	-0.3	-183.6	-170.748
	0.93	612	-0.8	-0.5	-0.3	-183.6	-170.748
	0.93	692.25	-0.8	-0.5	-0.3	-207.675	-193.137
C	0.93	612	-0.5	-0.5	0	0	0
	0.93	612	-0.5	-0.5	0	0	0
	0.93	692.25	-0.5	-0.5	0	0	0
D	0.93	612	0.8	-0.5	1.3	795.6	739.908
	0.93	612	0.8	-0.5	1.3	795.6	739.908
	0.93	692.25	0.8	-0.5	1.3	899.925	836.930
E	0.93	612	-0.3	-0.5	0.2	122.4	113.832
	0.93	612	-0.3	-0.5	0.2	122.4	113.832
	0.93	692.25	-0.3	-0.5	0.2	138.45	128.758

✓ La toiture :

Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

Tableau 16 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.5$

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	q_j (N/m)
F	0.93	709.875	-1.26	-0.5	-0.76	-539.505	-501.739
G	0.93	709.875	-1.32	-0.5	-0.82	-582.097	-541.350
H	0.93	709.875	-0.64	-0.5	-0.14	-99.382	-92.425
I	0.93	709.875	-0.5	-0.5	0	0	0

➤ Portes fermées :

$\mu_p = 0$ $C_{pi} = 0.8$

✓ Paroi verticale :

Surpression intérieur avec $C_{pi} = +0.8$

Tableau 17 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$

ZONE	C_D	Q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	Q_j (N/m ²)
A	0.93	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-1024.488
	0.93	612	-1	0.8	-1.8	-1101.6	-1024.488
	0.93	692.25	-1	0.8	-1.8	-1246.05	-1158.826
B	0.93	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-910.656
	0.93	612	-0.8	0.8	-1.6	-979.2	-910.656
	0.93	692.25	-0.8	0.8	-1.6	-1107.6	-1030.068
C	0.93	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-739.908
	0.93	612	-0.5	0.8	-1.3	-795.6	-739.908
	0.93	692.25	-0.5	0.8	-1.3	-899.925	-836.930
D	0.93	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.93	612	0.8	0.8	0	0	0
	0.93	692.25	0.8	0.8	0	0	0
E	0.93	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-626.076
	0.93	612	-0.3	0.8	-1.1	-673.2	-626.076
	0.93	692.25	-0.3	0.8	-1.1	-761.475	-708.171

✓ La toiture :

Surpression intérieure avec $C_{pi} = +0.8$

Tableau 18 Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$.

Zones	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_j (N/m ²)	q_j (N/m)
F	0.93	709.875	-1.26	+0.8	-2.06	-1462.342	-1359.978
G	0.93	709.875	-1.32	+0.8	-2.12	-1504.935	-1399.589
H	0.93	709.875	-0.64	+0.8	-1.44	-1022.22	-950.664
I	0.93	709.875	-0.5	+0.8	-1.3	-922.837	-858.238

2.8.2.3 Calcul de force de frottement

- Paroi verticale :

$$S_{fr,j} = d \times h = 34.7 \times 7.00 = 242.9 \text{ m}^2$$

- Toiture (forme de triangle en deux versants) :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d \text{ (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).}$$

$$= 22.18 \times 34.7 = 769.646 \text{ m}^2$$

$C_{fr,parois} = 0.01$ (ondulations parallèles au vent).

$C_{fr,toiture} = 0.04$ (ondulations perpendiculaires au vent).

Le tableau suivant donne les valeurs de la force de frottement pour les parois et la toiture :

Tableau 19 Valeurs de la force de frottement

Direction de vent	paroi			toiture		
	d/b	d/h	F_{fr} (KN)	d/b	d/h	F_{fr} (KN)
V1	1.652	4.42	1.681	1.024	2.94	0

Finalement, $F_{fr} = 1.681 \text{ KN}$.

2.9 Actions d'ensemble sur la structure

2.9.1 Vent sur la façade principale et secondaire (sens V1 et V2)

2.9.1.1 Dépression intérieure $C_{pi}=0.3$

*

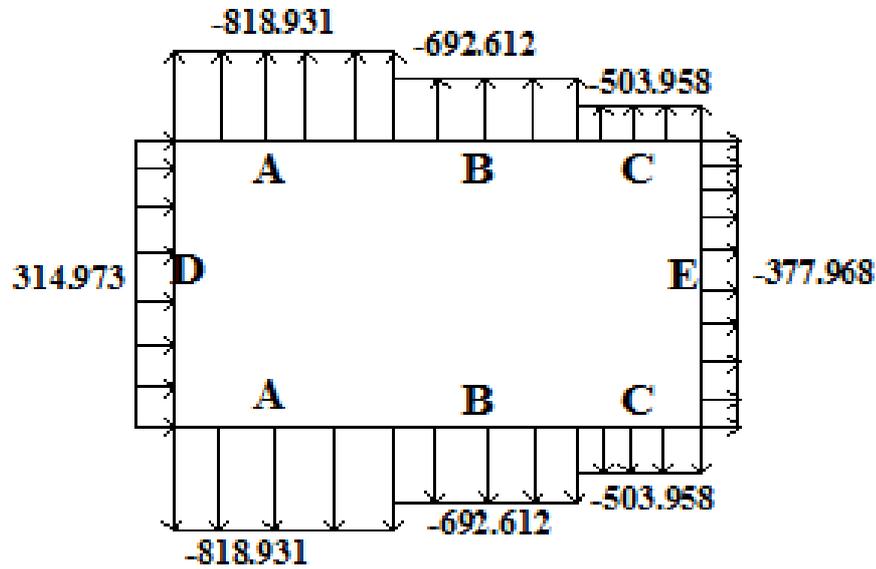


Figure 12 Pression sur les zones A B C D E

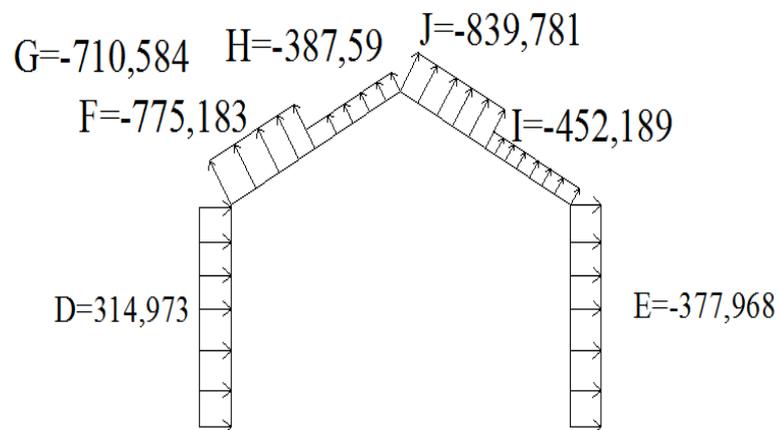


Figure 13 Pression sur les zones F G H D E

2.9.1.2 Surpression intérieure Cpi=0.8

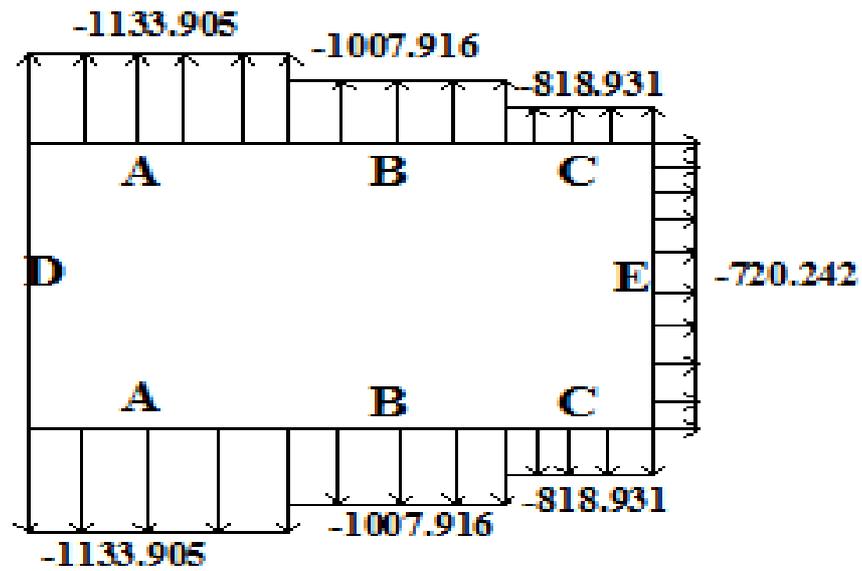


Figure 14 Surpression sur les zones A B C D E

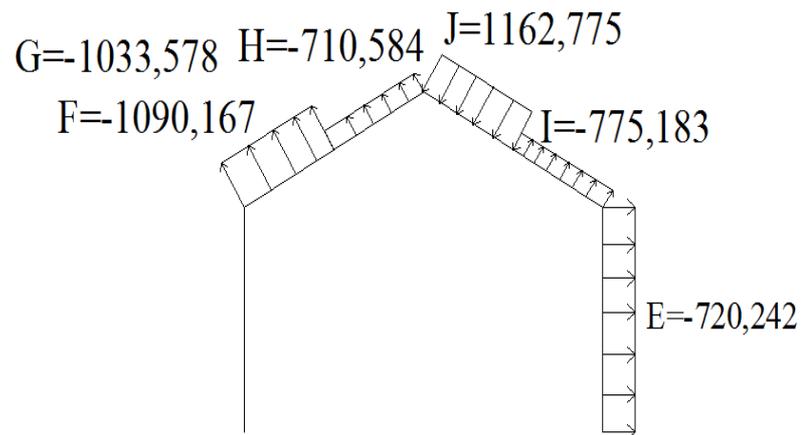


Figure 15 Surpression sur les zones D F G H E

2.9.2 Vent sur la façade latérale gauche et droite (sens V3 et V4)

2.9.2.1 Dépression intérieure Cpi=-0.5

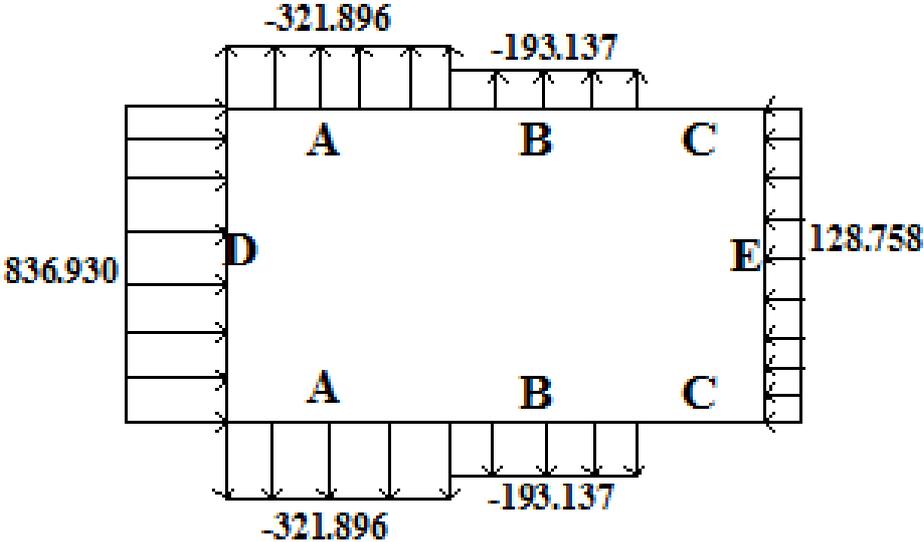


Figure 16 Pression sur les zones A B C D E.

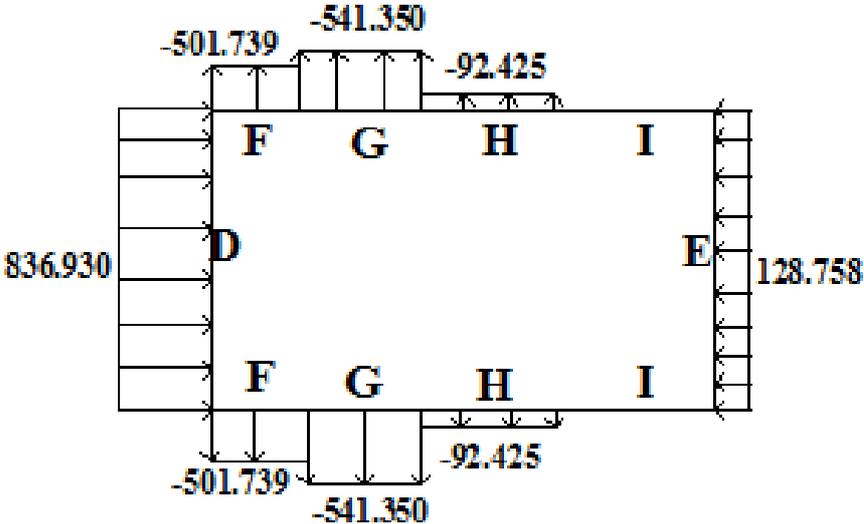


Figure 17 Pression sur les zones F G H I D E.

2.9.2.2 Surpression intérieure Cpi=0.8

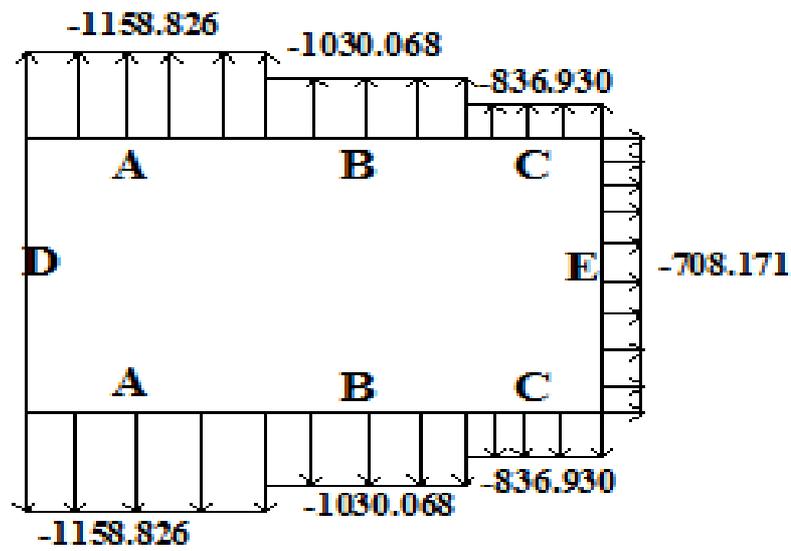


Figure 18 Surpression sur les zones A B C D E.

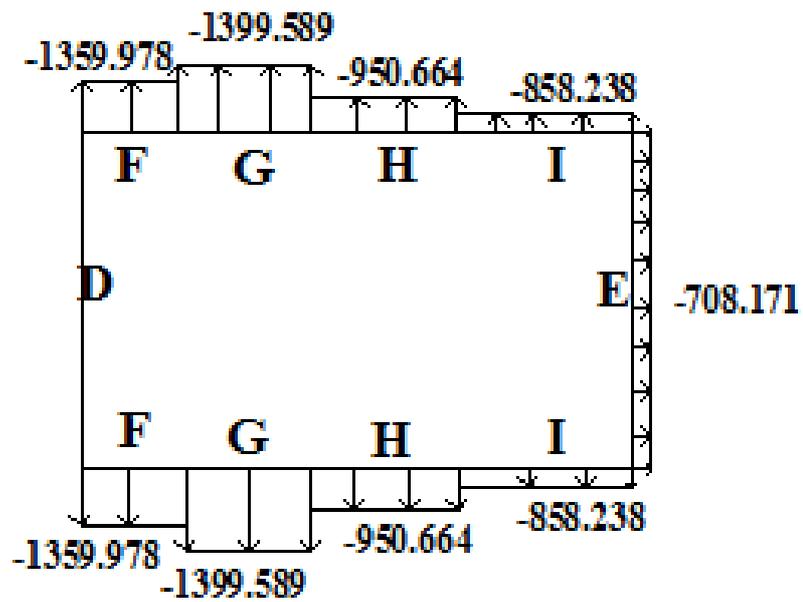


Figure 19 Surpression sur les zones F G H I D E.

2.10 Action de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte sur la vérification des éléments de la salle omnisport.

2.10.1 Base de calcul

➤ La charge de la neige :

La valeur de la charge de neige S sur la toiture est donnée par cette formule :

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P13 RNVA99})$$

S_k (en KN/m^2): est la charge de neige sur le sol, donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

➤ Calcul de S_k :

Le coefficient S_k dépend de la zone géographique et l'altitude de site.

Notre site est classé en zone A (TLEMCEM Comme MANSOURAH), selon la classification de la RNV99.

S_k est donné par la formule :

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

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer :

$$H = 805.19\text{m}$$

Donc :

$$S_k = \frac{0.07 * 805.19 + 15}{100} = 0.713 \quad \text{KN/m}^2$$

2.10.2 Neige sur la toiture

Dans notre projet la toiture a une forme d'un triangle en deux versants qui à la même pente pour les deux côtés, le calcul des coefficients de forme se fait comme suite :

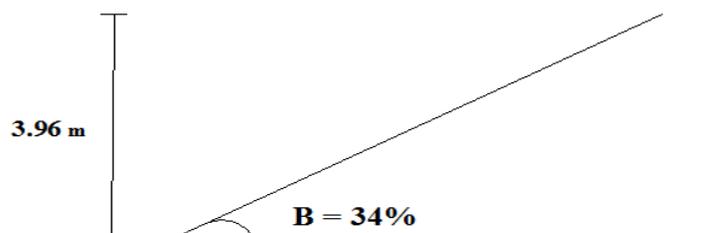


Figure 20 Représentation du versant de la toiture.

On a $\beta = 18.77^\circ < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.8 + (0.6(\beta - 15) / 30) = 0.875$$

h : est la naissance de voute (h=3.96m)

l : est la longueur total de la toiture (l=34.7m)

Donc:

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0,570 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 0,623 \text{ KN/m}^2$$

La charge de la neige à retenir est : $S = 0,623 \text{ KN/m}^2$

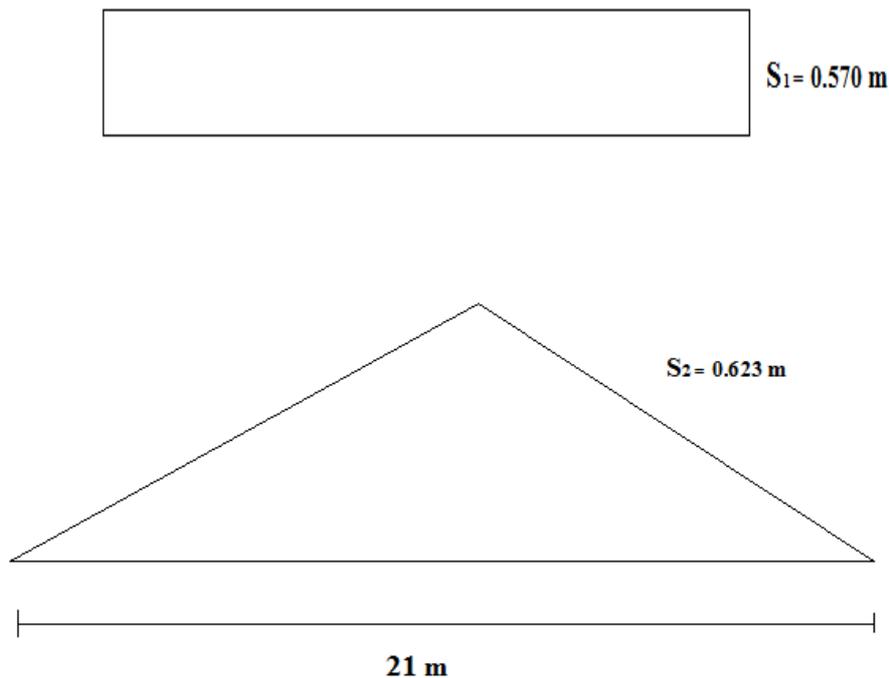


Figure 21 Chargement de la neige sur la toiture.

2.11 Effet de la température

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts parasites dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres au niveau des appuis, ainsi que les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée du gradient thermique).

Et comme notre salle omnisport va être implantée à TLEMCEM, qui a eu une faible variation de température entre le jour et la nuit, alors l'effet de la température n'est pas pris en compte.

CHAPITRE 3

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

3.1 Calcul des pannes

3.1.1 Définition

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, sont disposées parallèlement à la ligne de faîtage, dans les plans des versants. Elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation et des charges climatiques.

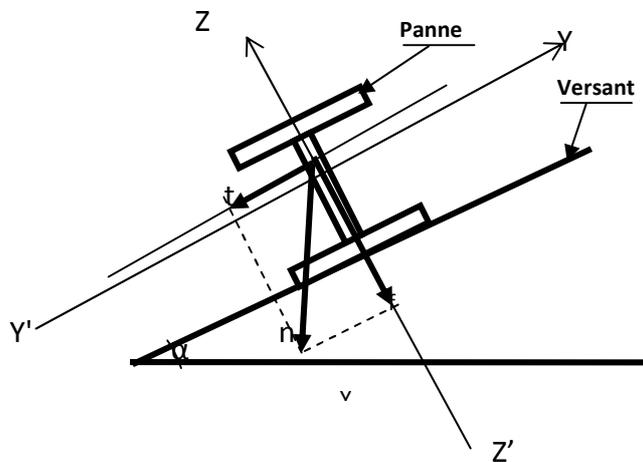


Figure 22 Disposition de la panne sur la toiture.

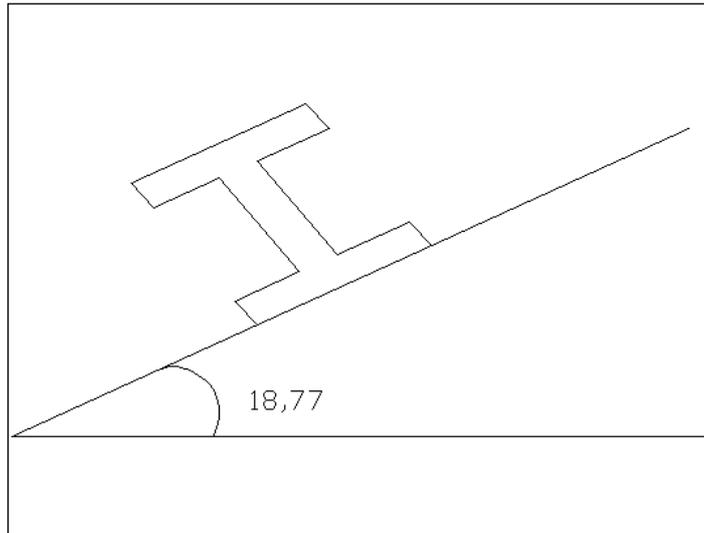


Figure 23 La pente de calcul.

3.1.2 Détermination des charges et surcharges

3.1.2.1 Les charges permanentes : (selon le DTR .b1.c.2.2)

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich).....13 kg /m²
- Poids propre d’accessoires d’attache4 kg / m²
- Poids propre des pannes.....12 kg / m

$$G = \left[(P_{couverture} + P_{accessoire}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{panne}$$

e : espacement entre les pannes est : e = 1.50m

$$G = \left[(13 + 4) \times \left(\frac{1.5}{\cos 18.77} \right) \right] + 12 = 38.932 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0.389 \text{ KN /ml}$$

3.1.2.2 Surcharge d’entretien P_{eq}

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d’entretien qui est égale au poids d’un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente a deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

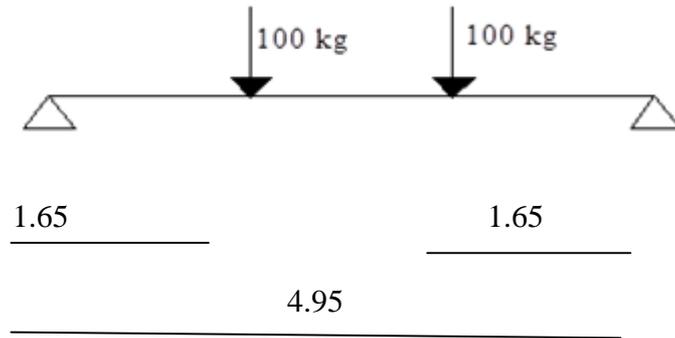


Figure 24 Schéma statique sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 1.65 = 165 \text{ kg.m}$$

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dues à P_{eq} aux charges ponctuelles P .

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{4.95}$$

$$P_{eq} = 53.872 \text{ kg/ml}$$

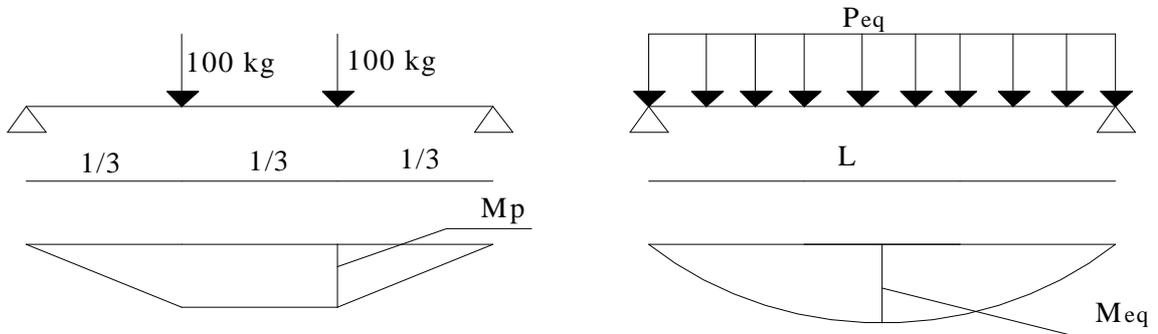


Figure 25 Moment due à la charge d'entretien.

3.1.2.3 Surcharge climatique due au vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale gauche et latérale droite avec $C_{pi} = +0,8$ chargée en zone F et G dans le chapitre 2.

$$V = -1.399 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre 2)}$$

$$V = -1.399 \times 1.5 = -2.098 \text{ KN / ml}$$

3.1.2.4 Surcharge climatique de la neige

$$S = 0.623 \text{ KN/m}^2 \text{ (chapitre 2)}$$

$$S = 0.623 \times 1.5 = 0.934 \text{ KN/ml}$$

3.1.3 Combinaisons de charge les plus défavorables

3.1.3.1 Les charges et surcharges appliquées

$$G = 0.389 \text{ KN/ml}$$

$$P_{eq} = 0.538 \text{ KN/ml}$$

$$V = -2.098 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.934 \text{ KN/ml}$$

3.1.3.2 Décomposition de charges

➤ Suivant l'axe Z-Z:

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.389 \cos 18.77 = 0.368 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = P_{eq} \cos \alpha = 0.538 \cos 18.77 = 0.509 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -2.098 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0.934 \cos 18.77 = 0.884 \text{ KN/ml}$$

➤ Suivant l'axe Y-Y:

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0.389 \sin 18.77 = 0.125 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = P_{eq} \sin \alpha = 0.538 \sin 18.77 = 0.173 \text{ KN/ml}$$

$$V_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 0.934 \sin 18.77 = 0.321 \text{ KN/ml}$$

3.1.4 Combinaisons d'actions

Remarque : les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après le DTR.

✓ ELU :

○ Axe Z-Z

$$G_{\min} + 1.5V = 0.368 - 1.5 \times 2.098 = -2.779 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5S_z = 1.35 \times 0.368 + 1.5 \times 0.884 = 1.822 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.368 + 1.5 \times 0.509 = 1.260 \text{ KN/ml}$$

○ Axe Y-Y

$$1.35G_{y,\max} + 1.5S_y = 1.35 \times 0.125 + 1.5 \times 0.321 = 0.650 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G_{y,\max} + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.125 + 1.5 \times 0.173 = 0.428 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS :

○ Axe Z-Z

$$G_z + V = 0.368 - 2.098 = -1.73 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0.368 + 0.884 = 1.252 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0.368 + 0.509 = 0.877 \text{ KN/ml}$$

○ Axe Y-Y

$$G_y + S_y = 0.125 + 0.321 = 0.446 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0.125 + 0.173 = 0.298 \text{ KN/ml}$$

3.1.5 Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{495}{200} = 2.475 \text{ cm}$$

l : la longueur de la panne

q_s : la charge la plus défavorable a l'ELS

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{2.475 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1.73 \times 495^4 \times 10^{-1}}{2.475 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 260.202 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 120**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 317.8 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 27.67 \text{ cm}^4 \\ A = 13.2 \text{ cm}^2 \\ H = 12 \text{ cm} \\ p = 10.4 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoires}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(13 + 4) \times \left(\frac{1.5}{\cos 18.77} \right) \right] + 10.4 = 37.332 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0.373 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.373 \cos 18.77 = 0.353 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.373 \sin 18.77 = 0.120 \text{ KN/ml}$$

3.1.6 Dimensionnement des pannes

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Condition de la flèche.
- ✓ Condition de résistance.

3.1.6.1 Les combinaisons de calcul

$$(1) \begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.35 \times 0.353 + 1.5 \times 0.509 = 1.24 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.120 + 1.5 \times 0.173 = 0.421 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5V \\ q_y = 1.35G_y + 1.5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.35 \times 0.353 - 1.5 \times 2.098 = -2.67 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.12 + 1.5 \times 0 = 0.162 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5S_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1.35 \times 0.353 + 1.5 \times 0.884 = 1.8 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1.35 \times 0.12 + 1.5 \times 0.321 = 0.643 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

3.1.6.2 Détermination des sollicitations

- Moments :
- ✓ Sous le vent

Axe Z-Z
$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2.67 \times 4.95^2}{8} = 8.177 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y
$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.162 \times 4.95^2}{8} = 0.496 \text{ KN.m}$$

✓ Sous charge d'exploitation

Axe Z-Z
$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1.24 \times 4.95^2}{8} = 3.797 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y
$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.421 \times 4.95^2}{8} = 1.289 \text{ KN.m}$$

✓ Sous charge de la neige

Axe Z-Z
$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1.8 \times 4.95^2}{8} = 5.513 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y
$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.643 \times 4.95^2}{8} = 1.969 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

- Effort tranchant due au vent :

$$V_v = \frac{ql}{2} = \frac{-2.67 \times 4.95}{2} = -6.608 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due à la neige :

$$V_s = \frac{ql}{2} = \frac{1.8 \times 4.95}{2} = 4.455 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due au poids propre

$$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0.353 \times 4.95}{2} = 0.873 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due aux charges d'exploitations :

$$V_Q = 1. \cos 18.77 = 0.946 \text{ KN}$$

- 1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1.5V_v = 0.873 + 1.5(-6.608) = -9.039 \text{ KN}$$

- 2^{eme} combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 0.873 + 1.5 \times 0.946 = 2.597 \text{ KN}$$

- 3^{eme} combinaison :

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_s = 1.35 \times 0.873 + 1.5 \times 4.455 = 7.861 \text{ KN}$$

3.1.6.3 Vérification de la résistance des pannes

Vérification à l'effort tranchant :

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante : $V_z < V_{plz}$

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6 (7)}$$

Avec :

F_y : Résistance limite d'élasticité.

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 13.2 - 2 \times 6.4 \times 0.63 + (0.44 + 2 \times 0.7) \times 0.63 = 6.295 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{6.295 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 77.644 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_z = 9.039 \text{ KN} < V_{plz} = 77.644 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$V_z = 2.597 \text{ KN} < V_{plz} = 77.644 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_z = 7.861 \text{ KN} < V_{plz} = 77.644 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Vérification au déversement :

La vérification à faire est : $M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$ EC3 Art 5.5.2(7)

$$\beta_w = 1 \Rightarrow \text{section de classe 1}$$

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$.

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \text{ EC3 Annexe F.1.2 (7)}$$

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$C_1 = 1,132$, $C_2 = 0,459$, $C_3 = 0,525$; EC3 Tab F.1.2

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple, $K_w=1$;
EC3 Tab F.1.2

$L = 495$ cm ;

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -6\text{cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 6\text{cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 figure F.1.1} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique EC3 Art F.1.1} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -6 \text{ cm} \quad \text{sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 6 \text{ cm} \quad \text{sous la charge verticale}$$

$$I_t = 1.74 \text{ cm}^4 , \quad I_w = 890 \text{ cm}^6$$

➤ Sous le vent :

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 27.67}{(1 \times 4.95)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0.089}{27.67} + \frac{(4.95)^2 \times 0.353 \times 1.74}{3.14^2 \times 2.1 \times 27.67} + (0.459 \times (-0.06) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.06) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 5.331 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 60.73 \times 10^{-6} \times 235}{5.331 \times 10^{-3}}} = 1.63$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.63 > 0,4$ Donc il y a risque de diversement

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe(a) $\rightarrow \chi_{LT}$

On calcul χ_{LT} a l'aide du tableau 5.5.2 de L'EC03 par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.6 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1.7$$

$$f(x) = \chi_{LT} = f(x_0) + \frac{f(x_1) - f(x_0)}{x_1 - x_0} \cdot (x - x_0)$$

$$\chi_{LT} = 0.3332 + \frac{(0.2994 - 0.3332)}{1.7 - 1.6} \cdot (1.63 - 1.6) = 0.323$$

$$M_{sdy} = 8.131 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0.323 \times 1 \times \frac{60.73 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 8.131 \text{ KN.m} > 4.19 \text{ KN.m}$$

Non vérifiée

- Le diversement n'est pas vérifié donc on augmente la section à IPE140.

Les mêmes procédures que précédemment ont été effectuées et qui n'ont pas été vérifiées par IPE140, donc on augmente la section à IPE160.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{9.66 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119.14 \text{ KN}$$

-

➤ Sous le vent :

- $V_Z = 9.039 \text{ KN} < V_{plz} = 119.14 \text{ KN}$ Vérifiée

➤ Sous la charge verticale :

- $V_Z = 2.597 \text{ KN} < V_{plz} = 119.14 \text{ KN}$ Vérifiée

➤ Sous charge de la neige :

- $V_Z = 7.861 \text{ KN} < V_{plz} = 119.14 \text{ KN}$ Vérifiée

- Vérification au déversement :

➤ Sous le vent :

$$M_{sdy} = 7.323 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 14.161 \text{ KN.m}$$

✓ $M_{sdy} = 7.323 \text{ KN.m} < M_r = 10.69 \text{ KN.m}$ Vérifiée

➤ Sous charge verticale :

$$M_{sdy} = 4.006 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 8.794 \text{ KN.m}$$

✓ $M_{sdy} = 4.006 \text{ KN.m} < M_r = 7.152 \text{ KN.m}$ Vérifiée

- Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03Art 5.4.8.1(11)}$$

Avec :

Section en I ou H :

$$\alpha = 2, \quad \beta = 1.$$

➤ Sous le vent :

$$\checkmark \left(\frac{7.323}{29.116} \right)^2 + \left(\frac{0.563}{6.133} \right)^1 = 0.155 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ Sous charge verticale :

$$\checkmark \left(\frac{4.006}{29.116} \right)^2 + \left(\frac{0.444}{6.133} \right)^1 = 0.091 \leq 1 \quad \text{Vérfiée.}$$

3.1.6.4 Vérification à L'ELS

• Combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0.404 + 0.509 = 0.913 \text{ KN} \\ q_y = 0.137 + 0.120 = 0.257 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = G_z + V_z \\ q_y = G_y + V_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0.404 + (-2.098) = -1.694 \text{ KN} \\ q_y = 0.137 + 0 = 0.137 \text{ KN} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0.404 + 0.884 = 1.288 \text{ KN} \\ q_y = 0.137 + 0.321 = 0.458 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq \frac{L}{200}$$

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$\checkmark f_z = \frac{5}{384} \frac{1,694 \cdot (4,95)^4}{869.3.2,1} = 0.007 \text{ m} < \frac{L}{200} = 0.024 \text{ m} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ Suivant l'axe Y-Y :

$$\checkmark f_y = \frac{5}{384} \frac{0,458 \cdot (4,95)^4}{68,31.2,1} = 0,024m \leq \frac{L}{200} = 0,024m$$

Vérifiée

Donc on choisit pour toutes les pannes un IPE160.

3.2 Calcul de l'échantignolle

3.2.1 Introduction

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

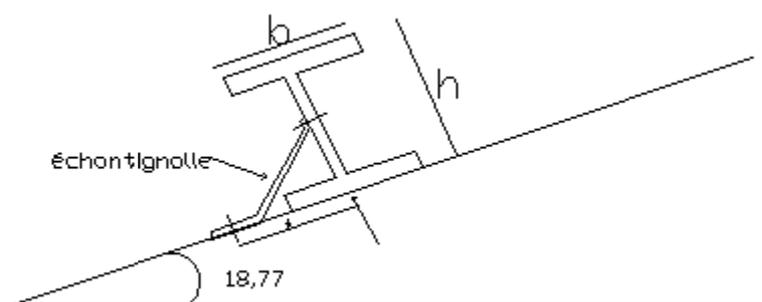


Figure 26 Echantignolle.

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

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

$$\text{Pour un IPE160} \Rightarrow \begin{cases} b = 8.2cm \\ h = 16cm \end{cases}$$

$$8.2 \leq t \leq 12.3cm$$

Soit $t = 10cm$.

3.2.2 Détermination des sollicitations

3.2.2.1 Calcul des réactions

➤ Sous le vent :

L'échantignolle reprend 02 pannes

$$R_v = 2.R = 2 \cdot \frac{q.l}{2} = 2 \cdot \frac{(-2.098) \cdot 4.95}{2} = -10.385.KN$$

➤ Sous le poids propre :

$$R_{ZG} = 2 \cdot \frac{q.l}{2} = 0,404 \cdot 4,95 = 1.999KN$$

$$R_{YG} = \frac{5.q.l}{4} = \frac{5,0,137 \cdot 2,475}{4} = 0,423KN$$

$$V_Z = R_{ZG} + 1,5R_V = 1.999 - 1,5 \cdot 10,385$$

$$\Rightarrow V_Z = -13,578 \text{ KN}$$

$$V_Y = R_{YG} = 0,423 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_Y = 0,423 \text{ KN}$$

➤ Sous la neige :

$$R_{ZS} = \frac{5 \cdot S_z \cdot l}{4} = \frac{5 \cdot 0,884 \cdot 2,475}{4} = 2,734 \text{ KN}$$

$$R_{YS} = \frac{5 \cdot S_y \cdot l}{4} = \frac{5 \cdot 0,321 \cdot 2,475}{4} = 0,993 \text{ KN}$$

$$R_{ZG} = 1,999 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = 0,423 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZS} = 1,35 \cdot 1,999 + 1,5 \cdot 2,734$$

$$\Rightarrow V_Z = 6,799 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YS} = 1,35 \cdot 0,423 + 1,5 \cdot 0,993$$

$$\Rightarrow V_Y = 2,060 \text{ KN}$$

➤ Sous chargement vertical :

$$R_{ZQ} = q \cdot \cos \alpha = 1 \cdot \cos 18,77$$

$$R_{ZQ} = 0,946 \text{ KN}$$

$$R_{YQ} = q \cdot \sin \alpha = 1 \cdot \sin 18,77$$

$$R_{YQ} = 0,321 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZQ} = 1,35 \cdot 1,999 + 1,5 \cdot 0,946$$

$$\Rightarrow V_Z = 4,117 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YQ} = 1,35 \cdot 0,423 + 1,5 \cdot 0,321$$

$$\Rightarrow V_Y = 1,052 \text{ KN}$$

3.2.2.2 Moment de renversement

➤ Dû au vent :

$$M_R = V_Z \cdot t + V_Y \cdot (h/2)$$

$$M_R = -13,578 \cdot 0,1 + 0,423 \cdot 0,08$$

$$\Rightarrow M_R = -1,323 \text{ KN.m}$$

➤ Dû à la neige :

$$M_R = 6,799 \cdot 0,1 + 2,060 \cdot 0,08$$

$$\Rightarrow M_R = 0,844 \text{ KN.m}$$

➤ Dû à la charge verticale :

$$M_R = 4,117 \cdot 0,1 + 1,052 \cdot 0,08$$

$$\Rightarrow M_R = 0,495 \text{ KN.m}$$

3.2.2.3 Epaisseur de l'échantignolle

Le moment de renversement le plus défavorable est celui dû au vent :

$M_R = 1,323 \text{ KN}$.

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{1,323 \cdot 10^5}{235 \cdot 10^2} = 5,629 \text{ cm}^2$$

On a : $W_{el} = \frac{a \cdot e^2}{6}$ section rectangulaire



$$\text{Donc } e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 5,629}{20}} = 1,299 \text{ cm}$$

Figure 27 Dimensions de

L'échantignolle

L'échantignolle

On prend : $e = 2 \text{ cm}$.

3.3 Calcul des fermes

3.3.1 Introduction

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutres maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elles formant des triangles, composées de :

- d'une membrure supérieure (arbalétrier).
- d'une membrure inférieure (entrait).
- d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

- Hypothèse de calcul:
 - ❖ Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. l'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
 - ❖ les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
 - ❖ Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
 - ❖ La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.

- ❖ Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système et appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).
- ❖ L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:
 - Cas de soulèvement : $G+1,5W$
 - Cas de la neige seule: $1,35G+1,5S$

Le schéma statique de la ferme à étudier:

La ferme a une longueur de 20,76m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture et avec l'intermédiaire des pannes. Le schéma statique sera comme le suivant:

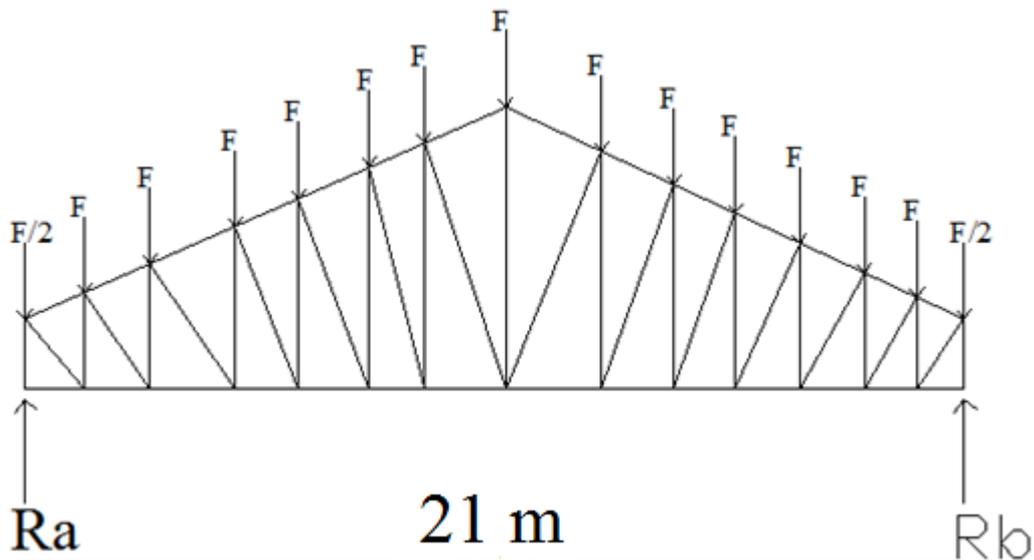


Figure 28 Schéma statique de la ferme

3.3.2 Détermination des forces revenantes à la ferme

On a des fermes de forme trapézoïdale de 23,09 m de longueur supportent 7 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1,5 m

L'entre axe des fermes est de 4.95m.

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en compression et en traction. (Membrure supérieure, membrure inférieure, montants, et diagonales).

3.3.2.1 Calcul des charges revenant à chaque nœud

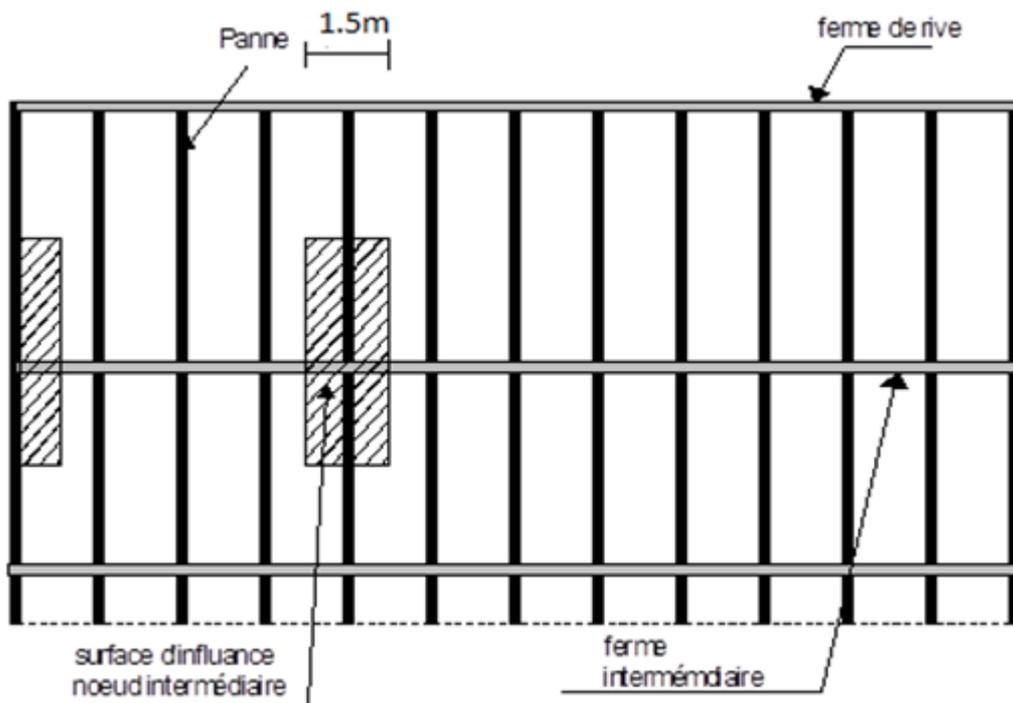
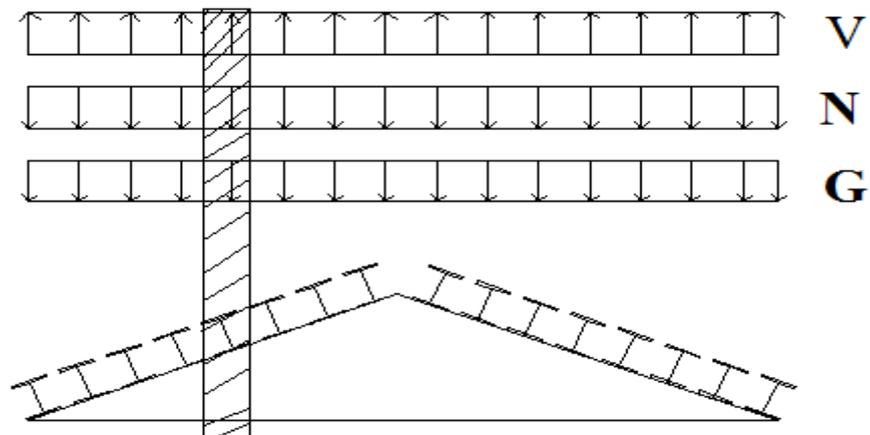


Figure 29 Surface afférente des nœuds.

1. Nœud intermédiaire :

$$S=1,5 \times 4,95= 7,425\text{m}^2$$

○ Poids propre

✓ La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0,17 \times 7,425=1,262\text{kN}$

✓ La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 4,95=0,782\text{ kN}$

- ✓ Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de $3\text{ à }5\text{Kg/m}^2$) * $0,04 \times 7,425 = 0,297\text{kN}$
- ✓ Le poids propre de la ferme est pris en considération par le SAP2000
- TOTAL.....**2.341kN**

❖ **Surcharges climatiques**

➤ **Surcharges du vent :**

La zone la plus chargée est G dont $C_{pi} = 0,8$

$$q_j = 1,399\text{kN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = 1,399 \times 7,425 = 10,387\text{ kN}$$

➤ **Surcharges de la neige**

$$S_{\max} = 0,623\text{kN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de $7,425\text{m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,623 \times 7,425 = 4,625\text{kN}$$

2. Nœud de rive :

$$S = 0,75 \times 4,95 = 3,712\text{m}^2$$

○ Poids propre

✓ Couverture (les pan sandwich) + acc de pose.....
..... $0,17 \times 3,712 = 0,631\text{KN}$

✓ La panne (IPE 160)..... $0,158 \times 4,95 = 0,782\text{ KN}$

✓ Contreventements (la moyenne est $3\text{ à }5\text{Kg/m}^2$) $0,04 \times 3,712 = 0,148\text{KN}$

• TOTAL.....
1,561KN

➤ **Surcharges du vent**

$$V = q_j \times S = 1,399 \times 3,712 = 5,193\text{KN}$$

➤ **Surcharges de la neige**

$$S = 0,623 \times 3,712 = 2,312\text{KN}$$

3.3.2.2 Calcul des forces selon les combinaisons de charges

1. Nœud intermédiaire :

- Soulèvement

$$F = G + 1,5V = 2,341 + 1,5(-10,387) = -13,239 \text{ KN}$$

- Neige

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times 2,341 + 1,5 \times 4,625 = 10,097 \text{ KN}$$

2. Nœud de rive :

- Soulèvement

$$F = G + 1,5V = 1,561 + 1,5(-5,193) = -6,228 \text{ KN}$$

- Neige

$$F = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (1,561) + 1,5 \times 2,312 = 5,575 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel SAP 2000.

On enregistre seulement les efforts max dans les différents éléments de la ferme :

Tableau 20 Les efforts max dans les éléments de la ferme.

ELEMENTS	Sous G+1,5V (KN)	Sous 1,35G+1,5S (KN)
Membrures supérieure	157,994	-144,399
Membrures inférieure	115,09	-105,207
Montants	84,589	-77,089
Diagonales	-120,425	109,246

3.4 Pré dimensionnement des éléments

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

Les éléments sont dimensionnés à la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante:

3.4.1 Membrure supérieure

$$N^{\max} = 157,994 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{157,994 \cdot 1,1}{23,5} = 7,39 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (40×40×5) de section $A_s = 7,58 \text{ cm}^2$

3.4.2 Membrure inférieure

$$N^{\max} = 115,09 \text{ kN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{115,09 \cdot 1,1}{23,5} = 5,38 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (35×35×5) de section $A_s = 6,56 \text{ cm}^2$

3.4.3 Diagonale

$$N^{\max} = 120,425 \text{ kN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{120,425 \cdot 1,1}{23,5} = 5,63 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (35×35×5) de section $A_s = 6,56 \text{ cm}^2$

3.4.4 Les montants

$$N^{\max} = 84,589$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \geq N^{\max} \Rightarrow A \geq \frac{N^{\max} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{84,589 \cdot 1,1}{23,5} = 3,95 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (30×30×5) de section $A_s = 5,56 \text{ cm}^2$

3.5 Vérification des éléments comprimés au flambement

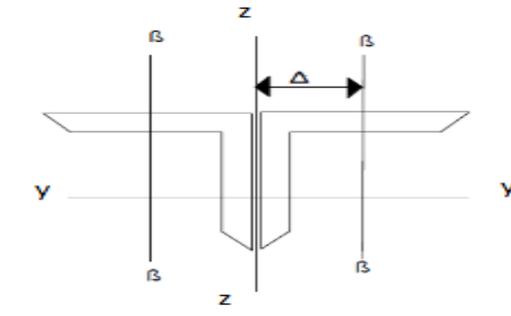


Figure 30 doubles cornières

3.5.1 Membrures supérieure

$N^{\max} = -144,399 \text{ kN}$ (-) pour la compression

$$l_k = 158 \text{ cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 5) \Rightarrow A = 7,58 \text{ cm}^2$$

$$I_z = 2[I_\beta + A_c \times \Delta^2]$$

I_β : I_z d'une seule cornière.

A_c : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 5,43 = 10,86 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2[5,43 + 3,79(1,16 + 0,4)^2] = 29,30 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{10,86}{7,58}} = 1,19 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{29,30}{7,58}} = 1,96 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{158}{1,19} = 132,77$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{158}{1,96} = 80,61$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_A = 1 \quad \text{Section de classe 1}$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0,5} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{132,77}{93,9} \right] = 1,41$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{80,61}{93,9} \right] = 0,85$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,41 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,85 > 0,2$$

✓ Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement selon l'axe Y.

➤ Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2 (7)}$$

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49 (1,41 - 0,2) + 1,41^2 \right] = 1,79$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,79 + \left[1,79^2 - 1,41^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,345$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,79 + \left[1,79^2 - 0,85^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,297$$

$$\chi_{\min} = 0,297$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1}$$

$$N_{crd} = 0,297 \cdot 7,58 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 48,095 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 144,399 \text{ kN} > N_{crd} = 48,095 \text{ kN}$$

Non vérifiée

○ On augmente la section des cornières à 2L (60×60×8)

$$2L(60 \times 60 \times 8) \Rightarrow A = 18,06 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 29,15 = 58,3 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[29,15 + 9,03(1,77 + 0,4)^2 \right] = 143,34 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{58,3}{18,06}} = 1,796 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{143,34}{18,06}} = 2,81 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 87,97$$

$$\lambda_z = 56,22$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{87,97}{93,9} \right] = 0,936 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{56,22}{93,9} \right] = 0,598 > 0,2$$

✓ Il ya lieu de tenir compte de risque de flambement.

○ Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,936 - 0,2) + 0,936^2 \right] = 1,118$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,118 + \left[1,118^2 - 0,936^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,578$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,118 + \left[1,118^2 - 0,598^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,484$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,484$$

$$N_{\text{crd}} = 0,484 \cdot 1.18,06 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 186,740 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 144,399 \text{ KN} < N_{\text{crd}} = 186,740 \text{ KN} \Rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

3.5.2 Membrures inf\u00e9rieures

$$N^{\max} = -105,207 \text{ KN}$$

$$l_k = 150 \text{ cm}$$

$$2L(35 \times 35 \times 5) \Rightarrow A = 6,56 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 3,56 = 7,12 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 20,72 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{7,12}{6,56}} = 1,04 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{20,72}{6,56}} = 1,77 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{150}{1,04} = 144,23$$

$$\lambda_z = \frac{150}{1,77} = 84,74$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{144,23}{93,9} \right] = 1,53$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{84,74}{93,9} \right] = 0,90$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,53 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,90 > 0,2$$

✓ Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement selon l'axe Y

○ Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,53 - 0,2) + 1,53^2 \right] = 1,99$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,99 + \left[1,99^2 - 1,53^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,306$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,99 + \left[1,99^2 - 0,90^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,265$$

$$\chi_{\min} = 0,265$$

$$N_{\text{crd}} = 0,265 \cdot 1.6.56 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 37,138 \text{ KN}$$

$$N_{\text{sd}} = 105,207 \text{ kN} > N_{\text{crd}} = 37,138 \text{ KN}$$

Non vérifiée

○ On augmente la section des cornières à 2L (55×55×6)

$$2L(55 \times 55 \times 6) \Rightarrow A = 12,58 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 17,40 = 34,80 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[17,40 + 6,29(1,57 + 0,4)^2 \right] = 83,62 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{34,80}{12,58}} = 1,66 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{83,62}{12,58}} = 2,57 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{150}{1,66} = 90,36$$

$$\lambda_z = \frac{150}{2,57} = 58,36$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{90,36}{93,9} \right] = 0,962 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{58,36}{93,9} \right] = 0,612 > 0,2$$

✓ Il ya lieu de tenir compte de risque de flambement.

○ Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,962 - 0,2) + 0,962^2 \right] = 1,14$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,14 + \left[1,14^2 - 0,962^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,57$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,14 + \left[1,14^2 - 0,612^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,475$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,475$$

$$N_{crd} = 0,475 \cdot 1 \cdot 12,58 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 127,65 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 105,207 \text{ KN} < N_{crd} = 127,65 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

3.5.3 La diagonale

$$N^{\max} = -120,425 \text{ kN}$$

$$l_k = 158 \text{ cm}$$

$$2L(35 \times 35 \times 5) \Rightarrow A = 6,56 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 3,56 = 7,12 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 20,72 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{7,12}{6,56}} = 1,04 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{20,72}{6,56}} = 1,77 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 151,92$$

$$\lambda_z = 89,26$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{151,92}{93,9} \right] = 1,61$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{89,26}{93,9} \right] = 0,95$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,61 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,95 > 0,2$$

✓ Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement selon l'axe Y

○ Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,61 - 0,2) + 1,61^2 \right] = 2,14$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,14 + \left[2,14^2 - 1,61^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,281$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,14 + \left[2,14^2 - 0,95^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,246$$

$$\chi_{\min} = 0,246$$

$$N_{crd} = 0,246 \cdot 1,6 \cdot 56 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 34,47 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 120,425 \text{ kN} > N_{crd} = 34,47 \text{ kN}$$

Non vérifié

○ On augmente la section des cornières à 2L (55×55×6)

$$2L(55 \times 55 \times 6) \Rightarrow A = 12,58 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 17,40 = 34,80 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[17,40 + 6,29(1,57 + 0,4)^2 \right] = 83,62 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{34,8}{12,58}} = 1,66 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{83,62}{12,58}} = 2,57 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{158}{1,66} = 95,18$$

$$\lambda_z = \frac{158}{2,57} = 61,47$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{95,18}{93,9} \right] = 1,01 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{61,47}{93,9} \right] = 0,65 > 0,2$$

✓ Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

○ Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,01 - 0,2) + 1,01^2 \right] = 1,20$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,20 + [1,20^2 - 1,01^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,541$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,20 + [1,20^2 - 0,65^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,452$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,452$$

$$N_{crd} = 0,452 \cdot 1 \cdot 12,58 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 121,47 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 120,425 \text{ kN} < N_{crd} = 121,47 \text{ kN}$$

vérifiée

3.5.4 Le montant

$$N^{\max} = -77,089 \text{ kN}$$

$$l_k = 152 \text{ cm}$$

$$2L(30 \times 30 \times 5) \Rightarrow A = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 2,16 = 4,32 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 14 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{4,32}{5,56}} = 0,88 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{14}{5,56}} = 1,58 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{50}{0,88} = 56,81$$

$$\lambda_z = \frac{50}{1,58} = 31,64$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{56,81}{93,9} \right] = 0,6 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{31,64}{93,9} \right] = 0,33 > 0,2$$

✓ Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

○ Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 [1 + 0,49(0,6 - 0,2) + 0,6^2] = 0,778$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,778 + [0,778^2 - 0,6^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,785$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,778 + \left[0,778^2 - 0,33^2\right]^{\frac{1}{2}}} = 0,674$$

$$\chi_{\min} = 0,674$$

$$N_{crd} = 0,674 \cdot 1.5,56 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 80,058 kN$$

$$N_{sd} = 77,089 kN < N_{crd} = 80,058 kN \quad \text{vérifiée}$$

- Donc : Les sections choisies sont :

✓ Membrures supérieures : 2L (60×60×8)

✓ Membrures inférieures : 2L (55×55×6)

✓ Les diagonales : 2L (55×55×6)

✓ Les montants : 2L (30×30×5)

3.6 Pré dimensionnement des éléments en béton

3.6.1 Les poutres de chainages

Elles sont déposées sur les poteaux, la hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 455 \text{ cm}$$

$$30,33 \text{ cm} \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$$

❖ Vérification :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 V2003 Art 7.5.1}$$

✓ Sachant que

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : h = 40 cm et b = 35 cm

On a : b = 35 cm > 20 cm

h = 40 cm > 30 cm vérifiée

h/b = 40/35 = 1,142 < 4

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section (b×h) = 35×40 cm²

3.6.2 Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait :

- à la compression centrée.
- Vérification au flambement.
- Vérification à l'effort normale réduit.

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces afférentes.

Le RPA 99 préconise en zone sismique I que :

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

Min (b, h) ≥ 25cm

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

h_e : la hauteur libre du portique

On adopte préalablement :

- b×h = (75×40) cm² sens longitudinal
- b×h = (40×40) cm² sens transversal

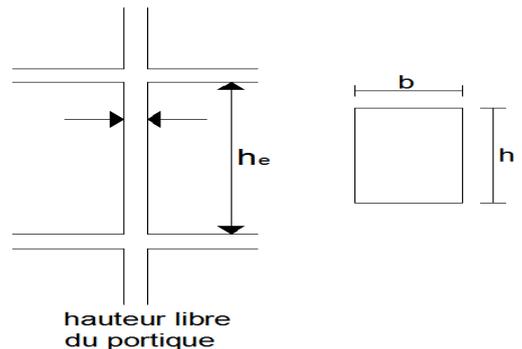


Figure 31 dimensions du poteau

3.6.3 Descente de charge

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du haut vers le bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente

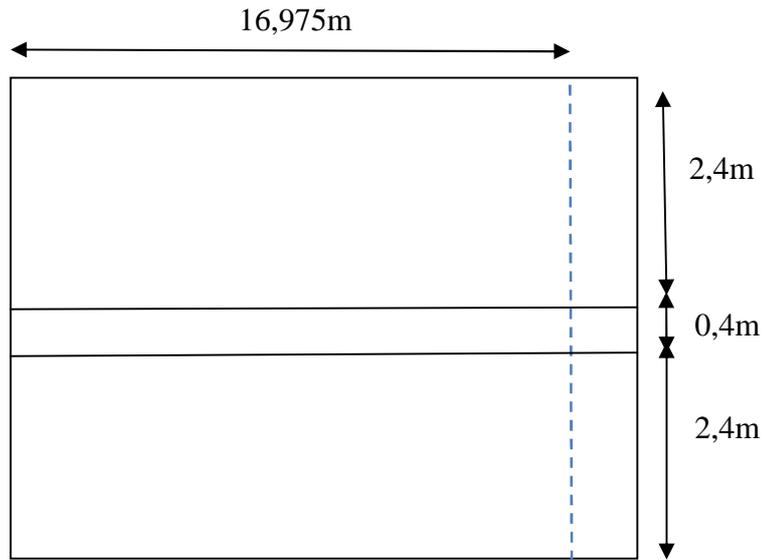


Figure 32 surfaces afférentes d'un poteau

3.6.3.1 Poteau (75x40)

La surface afférente

$$S = 5,2 \times 17,725 = 92,17 \text{ m}^2$$

○ Les charges et surcharges :

- ✓ poids propre de la couverture +accessoire de pose..... $0,17 \times 92,17 = 15,668$ KN
- ✓ poids propre des contreventements (poids forfaitaire)..... $0,04 \times 92,17 = 3,686$ kN
- ✓ Poids propre de la ferme= 122,17kN
- ✓ poids propre de la panne $(0,158 \times 4,95) \times 11,31 = 8,85$ kN
- ✓ poids propre des poutres..... $25 \times (4,8 \times 0,35 \times 0,4) \times 3 = 50,4$ kN
- ✓ poids propre des poteaux..... $25 \times (7 \times 0,75 \times 0,4) = 52,5$ kN

● Poids total $G = 253,274$ kN

➤ Effet de la neige :

$$N_n = 0,623 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0,623 \times 92,17 = 57,42 \text{ KN}$$

➤ La charge d'exploitation :

$$q=1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1 \times 92,17=92,17 \text{ KN}$$

3.6.3.2 Poteau (40x40)

La surface afférente

$$S=10,7 \times 4,837=51,75 \text{ m}^2$$

○ Les charges et surcharges :

✓ poids propre de la couverture +accessoire de pose..... $0,17 \times 51,75=8,8 \text{ kN}$

✓ poids propre des contreventements (poids forfaitaire)..... $0,04 \times 51,75=2,07 \text{ kN}$

✓ Poids propre de la ferme=
 $122,17 \text{ kN}$

✓ poids propre de la panne $(0,158 \times 4,95) \times 11,31= 8,85 \text{ kN}$

✓ poids propre des poutres..... $25 \times (4,8 \times 0,5 \times 0,4) \times 3=$
 $50,4 \text{ kN}$

✓ poids propre des poteaux..... $25 \times$
 $(7 \times 0,75 \times 0,4)=52,5 \text{ kN}$

• Poids total $G=220,67 \text{ kN}$

➤ Effet de la neige :

$$N_n = 0,623 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0,623 \times 51,75 = 32,24 \text{ KN}$$

➤ La charge d'exploitation :

$$q=1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1 \times 51,75=51,75 \text{ KN}$$

3.7 Vérification du poteau (75x40)

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1,35 \times 253,274 + 1,5 \times 57,42 = 428,05 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 253,274 + 1,5 \times 92,17 = 480,17 \text{ kN}$$

3.7.1 Vérification à la compression simple

$$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85}{1,5} \times f_{c28} \quad \text{avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u \times 1,5}{0,85 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{480,17 \times 10^{-3} \times 1,5}{0,85 \times 25} = 0,033 m^2$$

$$\text{On a } B = 0,75 \times 0,4 = 0,3 m^2$$

$$B > 0,033 \quad \text{Vérifier}$$

3.7.2 Vérification au flambement

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

- B_r : Section réduite du béton.
- A_s : Section des armatures.
- γ_b : coefficient de sécurité du béton.
- γ_s : coefficient de sécurité des aciers
- α : coefficient en fonction de l'élancement λ .
- Le rapport $A_s/B = 2\%$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,5 = 2,45 m$$

$$B = 0,75 \times 0,4 = 0,3 m^2$$

$$I = \frac{0,4 \times 0,75^3}{12} = 1,4 \times 10^{-2} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1,4 \times 10^{-2}}{0,3}} = 0,216$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,45}{0,216} = 11,34 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{11,34}{35}\right)^2} = 0,832$$

$$B_r \geq \frac{480,17 \times 10^{-3}}{0,832 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{200 \times 1,15} \right]} = 0,028 m^2$$

On a $B_r = (75-2,5) \times (40-2,5) = 0,271 m^2$

$B_r = 0,271 > 0,028$

✓ Donc le poteau ne risque pas au flambement

3.8 Vérification du poteau (40x40)

$N_u = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 220,67 + 1,5 \times 32,24 = 346,26 \text{ kN}$

$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 220,67 + 1,5 \times 51,75 = 375,53 \text{ kN}$

3.8.1 Vérification à la compression simple

$\frac{N_u}{B} \leq \frac{0,85}{1,5} \times f_{c28}$ avec B : section du béton

$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{375,53 \times 10^{-3} \times 1,5}{0,6 \times 25} = 0,026 m^2$

On a $B = 0,4 \times 0,4 = 0,16 m^2$

$B = 0,16 > 0,026$ vérifiée

3.8.2 Vérification au flambement

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,5 = 2,45m$$

$$B = 0,4 \times 0,4 = 0,16m^2$$

$$I = \frac{0,4^4}{12} = 2,13 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{2,13 \times 10^{-3}}{0,16}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,45}{0,115} = 21,3 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{21,3}{35}\right)^2} = 0,791$$

$$B_r \geq \frac{375,53 \times 10^{-3}}{0,791 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{200 \times 1,15} \right]} = 0,021m^2$$

$$\text{On a } B_r = (40 - 2,5) \times (40 - 2,5) = 0,14m^2$$

$$B_r = 0,14 > 0,021$$

✓ Donc il n'y a pas risque de flambement du poteau.

CHAPITRE 4

CALCUL DES CONTREVENTEMENTS

4.1 Introduction

Les contreventements servent d'une part à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations et d'empêcher les grandes déformations et de l'autre part, assurer la stabilité de l'ossature. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

✓ Contreventement de la toiture par une poutre au vent :

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la ferme.

4.2 Calcul de la poutre au vent en pignon

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis chargée par des forces horizontales dues aux vents.

4.2.1 Evaluation des efforts horizontaux

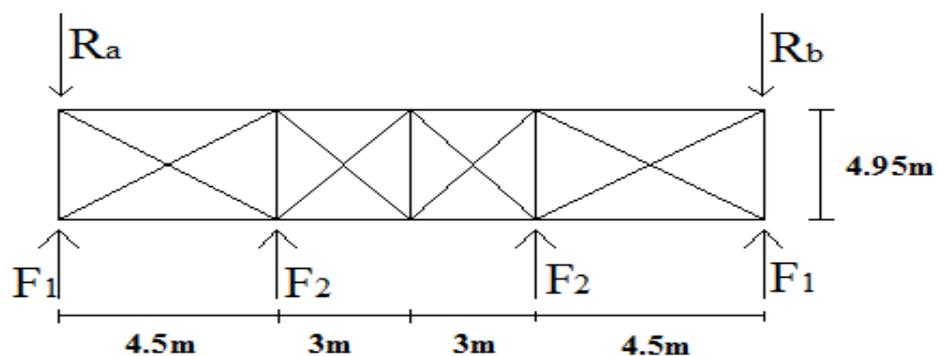


Figure 33 Poutre au vent en pignon

4.2.1.1 Les forces horizontales dues au vent

Les forces sont déterminées par la somme des moments par rapport à la base :

✓ Zone D (chapitre 2).

✓ F_1 s'applique à une hauteur de 7,84m :

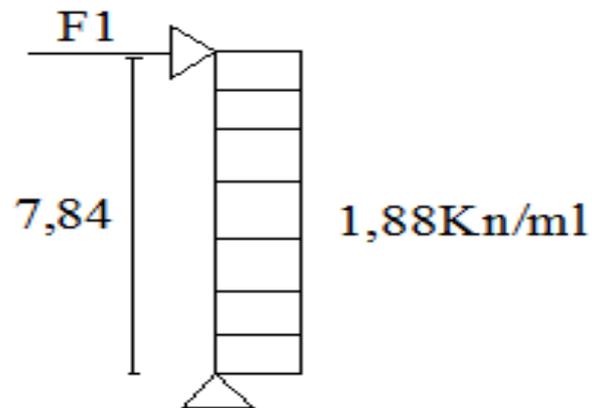


Figure 34 Force horizontale sur le nœud (7,84m)

$$F_1 = \frac{1,88 \times 7,84 \left(\frac{7,84}{2} \right)}{7,84} = 7,37 \text{ kN}$$

✓ F_2 s'applique à une hauteur de 9,28m :

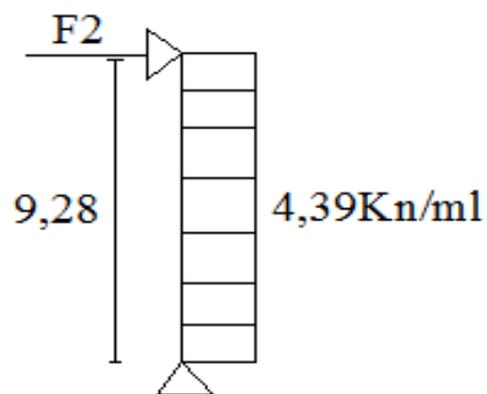


Figure 35 Force horizontale sur le nœud (9,28m)

$$F_2 = \frac{4,39 \times 9,28 \left(\frac{9,28}{2} \right)}{9,28} = 20,36 \text{ kN}$$

4.2.2 Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent

La détermination des efforts dans les éléments de la poutre au vent est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec logiciel SAP2000V14.

Les sollicitations maximum dans les éléments de la poutre au vent sont données dans le tableau suivant :

Tableau 21 les sollicitations des éléments de la poutre au vent.

Elément	notation	Longueur (m)	N (KN)
Membrures supérieure	S ₁	4,5	-7,126
	S ₂	3	-17,822
	S ₃	3	-17,822
	S ₄	4,5	-7,126
Membrures inférieure	I ₁	4,5	-3,125
	I ₂	3	4,687
	I ₃	3	4,687
	I ₄	4,5	-3,125
montant	M ₁	4,95	-15,208
	M ₂	4,95	-6,705
	M ₃	4,95	2,259
	M ₄	4,95	-6,705
	M ₅	4,95	-15,208
diagonale	D ₁	6,69	10,577
	D ₂	5,78	-1,325
	D ₃	5,78	-1,323
	D ₄	6,69	-16,905

4.2.3 Vérification des éléments de la poutre au vent

4.2.3.1 Diagonales

La section brute doit vérifier la condition suivante :

$$N_{\max} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad \text{CCM97 Art 5.4.3}$$

$$A \geq \frac{16,905 \times 1,1}{23,5} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit une double cornière 2L (50*50*5) = 9,6cm²

4.2.3.2 Montants

Les montants sont dimensionnés avec des pannes en (IPE 160) à la flexion déviée seule, ils assurent aussi la fonction de montant de la poutre au vent, sollicités en flexion et en compression axiale donc on doit les vérifier à la flexion bi-axiale.

1. Vérification au flambement :

➤ Suivant YY :

$$\Rightarrow l_y = 495 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{495}{6,58} = 75,227$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{75,227}{93,9\varepsilon} = 0,806 \Rightarrow \text{courbe b} \Rightarrow \chi_y = 0,7245$$

➤ Suivant ZZ :

$$\Rightarrow l_z = 150 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{ky}}{i_z} = \frac{150}{1,84} = 81,52$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{81,52}{93,9\varepsilon} = 0,86 \Rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \chi_z = 0,7586$$

$$\chi_{\min} = 0,7245$$

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{csd} = 15,208 \leq N_{crd} = 0,7245 \times 1 \times 20,1 \times \frac{23,5}{1,1} = 311,10 \text{ kN}$$

Vérifiée.

2. Vérification au déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 23,5}{1416,1}} = 1,43 > 0,4$$

donc il ya lieu de tenir compte du risque de déversement

$$M_{sd} = 0,3 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} = 14,161 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 10,69 \text{ kNm}$$

Calculé au chapitre III (calcul des pannes).

$$M_{sd} = 0,3 < M_r = 10,69 \text{ kN.m}$$

Vérifiée.

3. Calcul des facteurs réducteurs :

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,7245$$

$$\chi_{LT} = 0,403$$

$$K_{LT} = 1 - \left[\mu_{LT} \times \frac{N}{\chi_z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\text{avec } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8 \quad \text{avec } \psi = 0 \quad \text{EC3 Fig.5.5.3}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,86 \times 1,8 - 0,15 = 0,082$$

$$A = 20,1 \text{ cm}^2$$

✓ Montants (1) et (5) :

$$N = 15,208 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0,082 \times \frac{15,208}{0,7245 \times 20,1 \times 23,5} \right] = 0,996$$

✓ Montants (2) et (4) :

$$N = 6,705 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0,082 \times \frac{6,705}{0,7245 \times 20,1 \times 23,5} \right] = 0,998$$

✓ Montants (3) :

$$N = 2,259 \text{ kN} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \left[0,082 \times \frac{2,259}{0,7245 \times 20,1 \times 23,5} \right] = 0,999$$

$$K_z = 1 - \left[\mu_z \times \frac{N}{\chi_z \times A \times f_y} \right]$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{MLT} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_z = 0,86 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left(\frac{26,10 - 16,66}{16,66} \right) = 0,222$$

✓ Montants (1) et (5) :

$$N = 15,208 \text{ kN} \Rightarrow K_z = 1 - \left[0,222 \times \frac{15,208}{0,7245 \times 20,1 \times 23,5} \right] = 0,990$$

✓ Montants (2) et (4) :

$$N = 6,705 \text{ kN} \Rightarrow K_z = 1 - \left[0,222 \times \frac{6,705}{0,7245 \times 20,1 \times 23,5} \right] = 0,995$$

✓ Montants (3) :

$$N = 2,259 \text{ kN} \Rightarrow K_z = 1 - \left[0,222 \times \frac{2,259}{0,7245 \times 20,1 \times 23,5} \right] = 0,998$$

4. Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_Z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{Ysd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_Z \times M_{Zsd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

EC3 Art 5.5.4 (2)

Les valeurs de M_y et M_z sont obtenues par le SAP2000V14.

Pour: $N=15,208\text{kN}$; $M_y=0$; $M_z =0.0271\text{kN.m}$

Donc :

✓ Pour les Montants (1) et (5) :

$$\frac{15,208}{0,7245 \times \frac{20,1 \times 23,5}{1,1}} + \frac{0,86 \times 0}{0,403 \times 123,9 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,97 \times 0,0271 \times 10^2}{26,1 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,052 \leq 1$$

Vérifiée

✓ Pour les Montants (2) et (4) :

Pour: $N=6,705\text{kN}$; $M_y=0$; $M_z =0.0215\text{kN.m}$

$$\frac{6,705}{0,7245 \times \frac{20,1 \times 23,5}{1,1}} + \frac{0,99 \times 0}{0,403 \times 123,9 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,98 \times 0,0215 \times 10^2}{26,1 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,024 \leq 1$$

Vérifiée

✓ Pour le Montants (3):

Pour: $N=2,259\text{kN}$; $M_y=0$; $M_z =2,799 \cdot 10^{-17} \text{kN.m}$

$$\frac{2,259}{0,7245 \times \frac{20,1 \times 23,5}{1,1}} + \frac{0,86 \times 0}{0,403 \times 123,9 \times \frac{23,5}{1,1}} + \frac{0,97 \times 2,799 \times 10^{-15}}{26,1 \times \frac{23,5}{1,1}} = 0,014 \leq 1$$

Vérifiée

4.2.3.3 Les membrures

Les membrures supérieures et inférieures de la poutre au vent sont constituées des doubles corniers (60x60x8) qui appartiennent à la ferme, elles sont sollicitées à la compression ou la traction.

a) Membrures supérieures :

Sollicitées à la compression, donc on doit vérifier :

➤ Flambement :

✓ Membrures (S1 et S4) :

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{450}{2,81} = 160,142 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{160,142}{93,9} = 1,705$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{450}{1,79} = 251,396 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{251,396}{93,9} = 2,67$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 2,67 > 0,2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe © : $\alpha=0.49$

$$\chi_{\min} = 0,11$$

$$N_{csd} = 7,126 \leq N_{crd} = 0,11 \times 1 \times 18,06 \times \frac{23,5}{1,1} = 42,441 kN$$

Vérifiée.

✓ Membrures (S2 et S3) :

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{2,81} = 106,76 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{106,76}{93,9} = 1,13$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{300}{1,79} = 167,59 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{251,396}{93,9} = 1,78$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 1,78 > 0,2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe © : $\alpha=0.49$

$$\chi_{\min} = 0,214$$

$$N_{csd} = 17,822 \leq N_{crd} = 0,214 \times 1 \times 18,06 \times \frac{23,5}{1,1} = 82,56 kN$$

Vérifiée.

b) Membrures inférieures :

Sollicitées à la compression et à la traction.

➤ Flambement (compression):

• Membrures (I1 et I4) :

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{450}{2,81} = 160,142 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{160,142}{93,9} = 1,705$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{450}{1,79} = 251,396 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{251,396}{93,9} = 2,67$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 2,67 > 0,2$$

Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Courbe © : $\alpha=0.49$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,11$$

$$N_{csd} = 3,125 \leq N_{cr} = 0,11 \times 1 \times 18,06 \times \frac{23,5}{1,1} = 42,441 kN$$

Vérifiée.

➤ Traction :

- Membrures (I2 et I3) :

$$N_{\max} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$4,687 < \frac{18,06 \times 23,5}{1,1} = 385,827 \text{ kN}$$

Vérifiée.

CHAPITRE 5

VERIFICATION DES ELEMENTS DE LA TOITURE

5.1 Introduction

Après le pré dimensionnement des éléments et leurs modélisation, on procède à la vérification (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel SAP 2000V14.

5.2 Vérification des différents éléments de la ferme

Les vérifications à faire sur les membrures supérieures, inférieures, montants et diagonales sont :

5.2.1 A la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3.1 5(7)}$$

5.2.2 Au flambement (compression)

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1(7)}$$

5.2.3 La condition de résistance (ratio)

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

Les efforts maximum obtenus par leROBOT 2010 du chapitre(3) sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau 22 les efforts dans les éléments de la ferme.

Eléments	Traction (KN)	Compression (KN)
Membrures supérieures	157,994	-144,399
Membrures inférieures	115,09	-105,207
Montants	84,589	-77,089
Diagonales	109,246	-120,425

1) Membrures inférieures :

$$2L(55 \times 55 \times 6) \Rightarrow A = 12,58 \text{ cm}^2$$

➤ Traction :

$$N_{sd} = 115,09 \text{ kN}$$

$$A_s = 12,58 \text{ cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{12,58 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 268,75 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 115,09 \text{ kN} < N_{rd} = 268,75 \text{ kN} \quad \text{vérifiée}$$

➤ compression :

$$N^{\max} = -105,207 \text{ kN}$$

$$l_k = 150 \text{ cm}$$

$$2L(55 \times 55 \times 6) \Rightarrow A = 12,58 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 34,8 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 83,62 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{34,8}{12,58}} = 1,66 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{83,62}{12,58}} = 2,57 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{150}{1,66} = 90,36$$

$$\lambda_z = \frac{150}{2,57} = 58,36$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{90,36}{93,9} \right] = 0,962$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{58,36}{93,9} \right] = 0,612$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,962 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,612 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,962 - 0,2) + 0,962^2 \right] = 1,14$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,14 + \left[1,14^2 - 0,962^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,57$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,14 + \left[1,14^2 - 0,612^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,475$$

$$\chi_{\min} = 0,475$$

$$N_{crd} = 0,475 \cdot 1 \cdot 12,58 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 127,65 kN$$

$$N_{sd} = 105,207 kN < N_{crd} = 127,65 kN$$

vérifiée

2) Membres supérieures :

$$2L(60 \times 60 \times 8) \Rightarrow A = 18,06 cm^2$$

➤ Traction :

$$N_{sd} = 157,994 kN$$

$$A_s = 18,06 cm^2$$

$$N_{rd} = \frac{18,06 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 385,82 kN$$

$$N_{sd} = 157,994 kN < N_{rd} = 385,82 kN$$

vérifiée

➤ Compression :

C'est vérifié dans le chapitre (3)

3) La diagonale :

➤ Traction :

$$2L(55 \times 55 \times 6) \Rightarrow A = 12,58 cm^2$$

$$N_{sd} = 109,246 kN$$

$$N_{rd} = \frac{12,58 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 268,75kN$$

$$N_{sd} = 109,246kN < N_{rd} = 268,75kN \quad \text{vérifiée}$$

➤ Compression :

C'est vérifié dans le chapitre (3).

4) Le montant :

➤ Traction :

$$2L(30 \times 30 \times 5) \Rightarrow A = 5,56cm^2$$

$$N_{sd} = 84,589kN$$

$$N_{rd} = \frac{5,56 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 118,78kN$$

$$N_{sd} = 84,589kN < N_{rd} = 118,78kN \quad \text{vérifiée}$$

➤ Compression :

C'est vérifié dans le chapitre (3).

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 23 Vérification des éléments de la ferme.

Eléments		N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} /N _{rd}	Observations
Membrures supérieurs	Compression	-144,399	186,74	0,77	Vérifier
	Traction	157,994	385,82	0,40	Vérifier
Membrane inférieurs	Compression	-105,207	127,65	0,82	Vérifier
	Traction	115,09	268,75	0,42	Vérifier
Diagonales	Compression	-120,425	121,47	0,99	Vérifier
	Traction	109,246	268,75	0,40	Vérifier
Montants	Compression	-77,089	80,058	0,96	Vérifier
	Traction	84,589	118,78	0,71	Vérifier

5.3 Vérification des diagonales de contreventement : 2l (50×50×5)

Les combinaisons utilisées sont :

- 1,35G + 1.5S
- G + 1.5V

Tableau 24 les efforts dans les éléments de contreventement.

Elément	N _{sd} (kN)
Compression	-16,905
Traction	10,577

5.3.1 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

On a : A = 9,6 cm²

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{9,6 \times 23,5}{1,1} = 205,09 \text{ kN} \\ N_{sd} &= 10,577 \text{ kN} < N_{rd} = 205,09 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \text{Vérifiée}$$

5.3.2 Vérification au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N^{\max} = 16,905$$

$$l_k = 668 \text{ cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 53,024 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{53,024}{9,6}} = 2,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{668}{1,51} = 442,38 \quad \bar{\lambda}_y = \left[\frac{442,38}{93,9} \right] = 4,71 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{668}{2,35} = 284,25 \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{284,25}{93,9} \right] = 3,02 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement.

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(4,71 - 0,2) + 4,71^2 \right] = 12,69$$

$$\chi_y = \frac{1}{12,69 + \left[12,69^2 - 4,71^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,04$$

$$\chi_z = \frac{1}{12,69 + [12,69^2 - 3,02^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,039$$

$$\chi_{\min} = 0,039$$

$$N_{crd} = 0,039 \cdot 1,9 \cdot 6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 7,99 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 16,905 \text{ kN} > N_{crd} = 7,99 \text{ kN} \quad \text{non vérifiée}$$

On augmente la section des diagonales à 2L (60*60*8).

$$2L(60 \times 60 \times 8) \Rightarrow A = 18,06 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 58,3 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 143,34 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{58,3}{18,06}} = 1,796 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{143,34}{18,06}} = 2,81 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 371,93$$

$$\lambda_z = 337,72$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{371,93}{93,9} \right] = 4,17$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{337,72}{93,9} \right] = 3,59$$

$$\bar{\lambda}_y = 4,17 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 3,59 > 0,2$$

Il y'a lieu de tenir compte du risque de flambement

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 [1 + 0,49(4,17 - 0,2) + 4,17^2] = 10,16$$

$$\chi_y = \frac{1}{10,16 + [10,16^2 - 4,17^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,051$$

$$\chi_z = \frac{1}{10,16 + [10,16^2 - 3,59^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,05$$

$$\chi_{\min} = 0,05$$

$$N_{crd} = 0,05 \cdot 1.18,06 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 19,291 kN$$

$$N_{sd} = 16,905 kN < N_{crd} = 19,291 kN \quad \text{vérifié}$$

5.4 Vérification des montants de rive : (HEA 140)

5.4.1 Les sollicitations

Il s'agit de vérifier les montants les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables. Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau 25 Sollicitations dans les montants de rive.

Combinaisons	N (kN)	M _y (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	V _z (kN)
G+1,5 WS	108,902	-23,13	17,65	1,115	12,07
1,35(G + S+Q)	-139,685	-0,116	71,275	19,61	-1,928

5.4.2 Vérification à l'effort tranchant

➤ Suivant Y-Y :

$$V_{ply} = A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vy} = 24,8 cm^2$$

$$V_{ply} = 24,8 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 305,89 kN$$

$$V_{sd} = 17,65 kN < V_{ply} = 305,89 kN$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 17,65 kN < 0,5 V_{ply} = 152,945 kN$$

Donc pas de réduction pour le moment résistant.

➤ Suivant Z-Z :

$$V_{plz} = A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vz} = 10,1 cm^2$$

$$V_{plz} = 10,1 \left(\frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 124,576 kN$$

$$V_{sd} = 12,07 kN < V_{ply} = 124,576 kN$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 12,07 kN < 0,5 V_{plz} = 62,288 kN$$

Donc pas de réduction pour le moment résistant.

5.4.3 Vérification à l'effort normal

$$N^{\max} \leq \min\{0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl}\}$$

$$\left. \begin{aligned} 0,5A_w \cdot f_y &= 0,5 \times 7,09 \times 23,5 = 83,3kN \\ 0,25N_{pl} &= 0,25 \times 30,303 \times 23,5 = 178,03kN \end{aligned} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 83,3kN$$

$$N_{sd} = 108,902kN > N^{\max} = 83,3kN \quad \text{Non Vérifiée.}$$

Donc les moments autour des deux axes seront réduits :

➤ Autour de l'axe fort Y-Y :

$$M_{vrd} = M_{ply} (1 - ((N_{sd}/N_{pl}) / (1 - 0,5a))^2$$

$$a = \min(A_w/A; 0,5) \quad a = 0,225$$

$$M_{vrd} = 37,06 (1 - ((108,902/712,12) / (1 - 0,1125)))^2$$

$$M_{vrd} = 39,85kN$$

$$M_{sdy} = 19,61 \leq M_{vrd} = 49,91kN \quad \text{Verifier}$$

➤ Autour de l'axe faible Z-Z :

$$M_{vrd} = M_{plz} (1 - ((N_{sd}/N_{pl}) / (1 - 0,5a))^2$$

$$a = \min(A_w/A; 0,5) \quad a = 0,225$$

$$M_{vrd} = 18,11 (1 - ((108,902/712,12) / (1 - 0,103)))^2$$

$$M_{vrd} = 19,06kN$$

$$M_{sdz} = 0,116 \leq M_{vrd} = 19,06kN \quad \text{Vérifier}$$

5.4.4 Vérification aux instabilités

- Vérification au flambement:

$$N^{\max} = -139,685kN$$

$$l_k = 25cm$$

$$HEA140 \Rightarrow A = 31,4cm^2$$

$$I_y = 1033,4cm^4$$

$$I_z = 389,3cm^4$$

$$i_y = 5,73cm$$

$$i_z = 3,52cm$$

$$\lambda_y = \frac{25}{5,73} = 4,36$$

$$\lambda_z = \frac{25}{3,52} = 7,102$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{4,36}{93,9} \right] = 0,046$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{7,102}{93,9} \right] = 0,075$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,046 < 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,075 < 0,2$$

Il n'y a pas de risque de flambement selon les deux axes

CHAPITRE 6

Etude sismique

6.1 Introduction

Une grande partie du territoire est soumise à l'importance secousses sismiques ; l'intensité de ces secousses est capable de réduire un ouvrage en ruine, et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour le calcul des forces sismiques, on utilise le 'RPA 99-version 2003.

Actuellement plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul sont proposées, parmi lesquelles on distingue :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ Méthode dynamique par accélérographes

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Sap2000 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

➤ **DESCRIPTION DE SAP 2000 :**

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Pour la modélisation, le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements et analyse des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

6.2 Analyse de la structure

6.2.1 Type d'analyse

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques :
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
- Les chargements dynamiques :
 - Les effets sismiques.

6.2.2 Méthodes de calcul

6.2.2.1 La méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus adaptée pour le calcul dynamique des structures, est celle qui est basée sur l'utilisation des spectres de réponse.

Mais le "RPA 99 V 2003" exige que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc calculons l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Calcul de la force sismique totale :

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone I et un Groupe d'usage 1B Nous trouverons :

A = 0.10

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie du site, du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T1, T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003].

Site (S2) : T1 (sec) = 0.15s T2 (sec) = 0.4s.

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

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

ξ : est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc $\xi = 6\%$

D'où : $\eta = 0.93 > 0.7$

$$\eta = 0.93$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

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

Avec :

- ✓ h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau, D'où $h_N = 11,8$ m.
- ✓ C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

On a un Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie

D'où : $C_T = 0,05$

Donc :

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 11,8^{3/4} = 0,318s$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0.09h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

○ Sens transversal :

$$dx = 21,00 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,231s$$

○ Sens longitudinal :

$$dy = 34,7 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,180s$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

- $T_x = \min (T; T_x) = \min (0,318s; 0,231s) \Rightarrow T_x = 0,231s$

- $T_y = \min (T; T_y) = \min (0,318s; 0,180s) \Rightarrow T_y = 0,180s$

✓ T_x et T_y sont inférieure à $T_2 = 0,4s$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$D = 2,5 \times 0,93 = 2,325$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide :

$$R = 3,5$$

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

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

Tableau 26 Pénalité de vérification.

Critère de qualité "q"	P_q
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1
$\sum P_q$	0,15

D'où :

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,15$$

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas :

$$\beta = 0,3$$

$$W_G = 2959,826kN$$

$$W_0 = 728,7 \text{ KN}$$

$$W = 2959,826 + 0,3 \times 728,7 = 3178,436 \text{ KN}$$

On a :

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

Donc :

$$V = \frac{0,1 \times 2,325 \times 1,15}{3,5} \times 3178,436 = 242,8 \text{ kN}$$

$$V = 242,8 \text{ KN}$$

c) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{i=0}^n W_j \times h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant à chaque niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

W_i ; W_j : poids revenant aux plancher i, j.

h_j = niveau d'un plancher quelconque.

Pour notre cas $V = F_t$

✓ La condition est vérifiée.

6.2.2.2 Principe de la méthode dynamique spectrale

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

1) Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η, R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,15 \quad A = 0,1 \quad \eta = 2,325 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

2) Nombre de modes à considérer :

a) Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

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

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2s$$

Où : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

a) Résultat de calcul :

1) Pourcentage de participation de masse :

Pour la participation massique on utilise un nombre important de mode pour bien représenter la structure car on a une toiture légère, absence de concentration de masse au niveau du plancher d'où la présence importante des modes de torsion donc on est dans le cas (b) art4.3.4 du RPA99V2003.

Figure 36 : pourcentage de participation de masse.

Mode	Période (s)	Suivant X	Suivant Y	Suivant Z	Somme suivant X	Somme suivant Y	Somme suivant Z
1	0,378215	0,46231	2,126E-08	2,668E-10	0,46231	2,126E-08	2,668E-10
2	0,276796	2,247E-16	0,31964	1,872E-08	0,46265	0,31964	1,872E-08

3	0,270698	0,000001329	3,907E-07	1,06E-09	0,46231	0,29475	1,462E-08
66	0,065961	0,06463	4,414E-09	1,258E-13	0,92005	0,89279	0,17176
74	0,0617	1,441E-08	0,00519	4,586E-10	0,95557	0,90178	0,17176

➤ Dans les trois modes premiers on a :

- ✓ Translation suivant (X) pour le premier mode.
- ✓ Translation suivant (Y) pour le deuxième mode.
- ✓ Rotation pour le troisième mode.

○ Et on a bien que :

- ✓ $T_{66}=0.065 \text{ s} \leq 0.2\text{s}$
- ✓ $T_{74}=0.061\text{s} \leq 0.2\text{s}$

2) Les réponses modales de la structure :

- Déformation modale :

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustré par les figures suivantes :

- ❖ Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0,378 \text{ s}$, taux de participation de la masse 46,23%

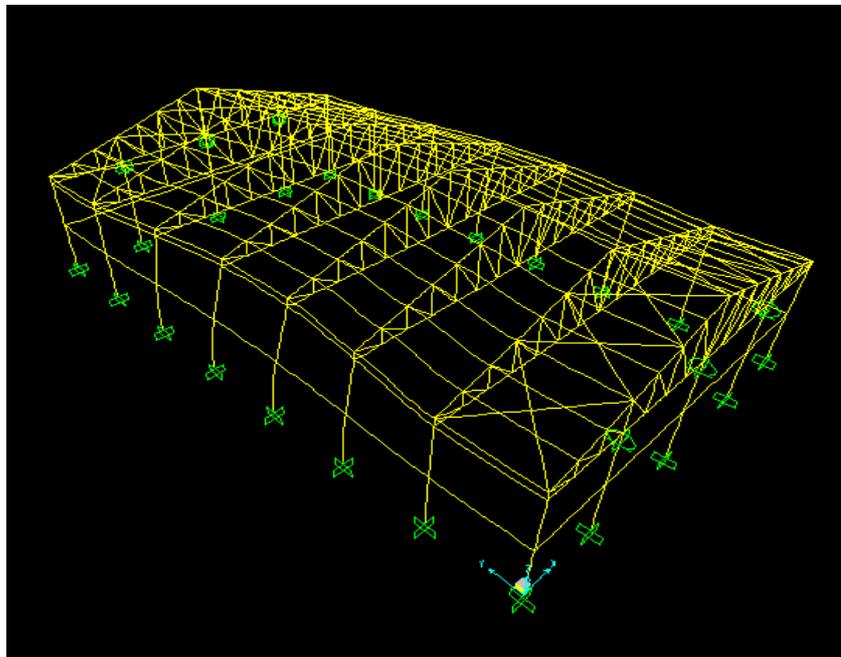


Figure 37 Mode de déformation (1).

- ❖ Mode 2 : Translation suivant Y-Y, période $T = 0,270$ s, taux de participation de la masse 31,96%

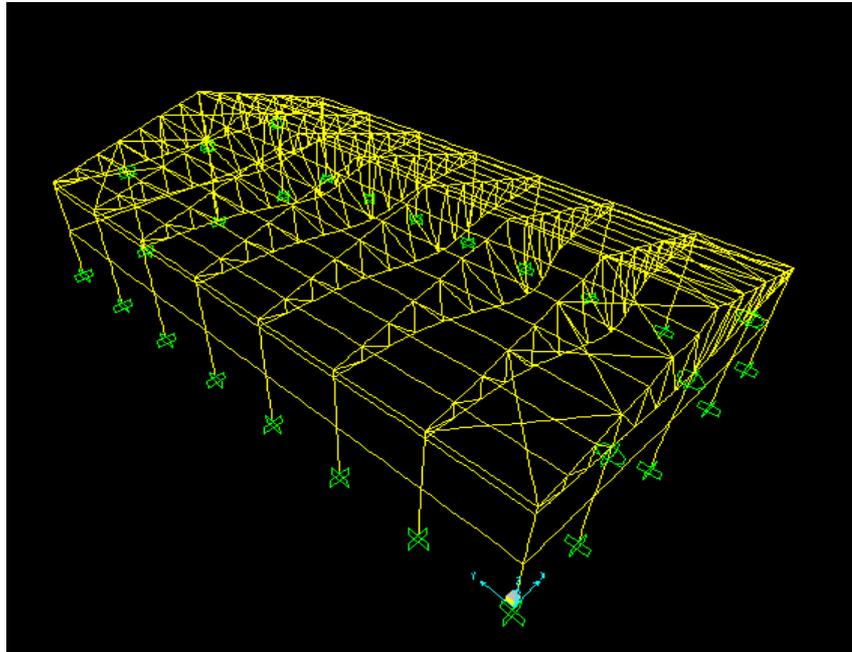


Figure 38 Mode de déformation (2).

- ❖ Mode 3 : rotation suivant période $T = 0,270$ s, taux de participation de la masse Z-Z, 25,23%.

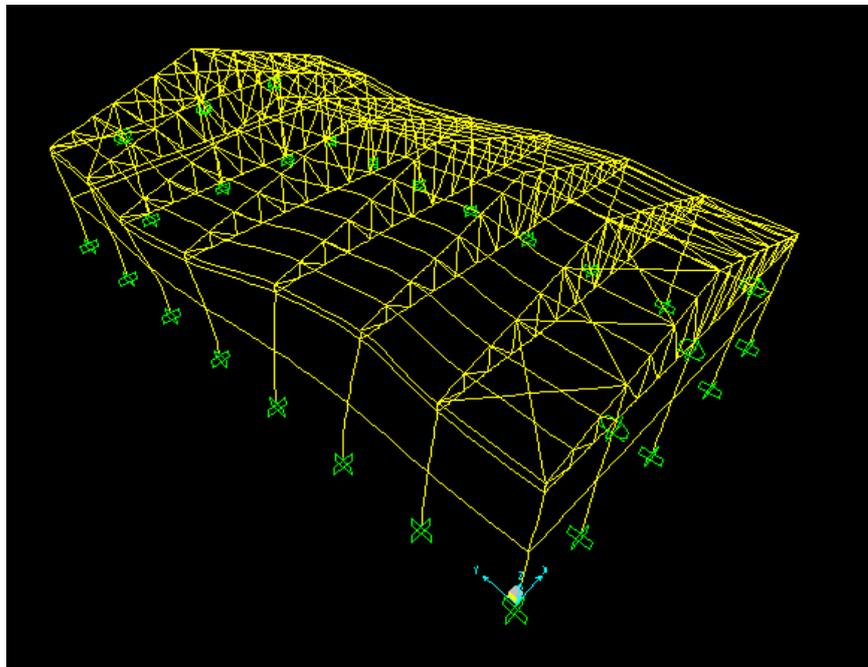


Figure 39 Mode de déformation (3).

6.3 Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

6.3.1 Les combinaisons de calcul

➤ Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

W : Action du vent.

W1D : Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.

W1S : Vent sur la façade principale avec surpression intérieure.

W3D : Vent sur la façade latérale nord avec dépression intérieure.

W3S : Vent sur la façade latérale nord avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

- Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Tableau 27 Combinaisons de calcul.

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + 1,5W1D	G + W1D
G + 1,5W1S	G + W1S
G + 1,5W3D	G + W3D
G + 1,5W3S	G + W3S
1,35G + 1,5 Q	G + Q
1,35G + 1,5 S	G + S
1,35(G + Q + S)	G + 0,9(Q + S)
G + Q + E	
G + Q - E	
G + Q + 1,2E	
G + Q - 1,2E	
0,8G + E	
0,8G - E	

6.3.2 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99V2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau 28 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	242,8	194,24	1584,651	Vérifiée
Sens yy	242,8	194,24	1200,981	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à l'effort tranchant statique dans les deux sens.

6.3.3 Vérification des déplacements

➤ 1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

✓ Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2(7)}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1}$$

Tableau 29 Déplacement max en situation durable.

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G + 1,5W3S	1,35(G+Q+S)	0,47	0,44
Suivant Y	G + 1,5W1S	1,35(G+Q+S)	2,8	0,62
Suivant Z	G + 1,5W1S	1,35(G+Q+S)	1,3	2,25

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{700}{150} = 4,66cm \\ \frac{h}{125} = \frac{700}{125} = 5,6cm \\ \frac{L}{200} = \frac{2100}{200} = 10,5cm \end{cases}$$

On voit que les déplacements maximum suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles donc les déplacements sont vérifiés.

➤ 2^{ème} Cas : situation accidentelle :

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

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

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement R=3,5.

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau 30 Déplacement relatif des niveaux.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	1,4	2,02	4,9	7,07

$$\frac{h}{100} = \frac{1180}{100} = 11,8cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 11,8 cm, donc ils sont vérifiés

6.4 Effet de deuxième ordre

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique

du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens X-X :

Tableau 31 Effet P- Δ suivant X-X.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
11,8	4,9	3178,436	242,8	11,8	0,415	0,054

$\theta_k = 0,054 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

➤ Sens Y-Y :

Tableau 32 Effet P- Δ suivant Y-Y.

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
11,8	7,07	3178,436	242,8	11,8	0,599	0,078

$\theta_k = 0,078 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

CHAPITRE 7

CALCUL DES ASSEMBLAGES

6.5 Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Il existe plusieurs types d'assemblage dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent ce pendant tous obéir à la même règle : les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces.

6.6 Assemblage des éléments de la ferme

L'assemblage se fait par la détermination des éléments les plus sollicités, et les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 33 Efforts dans les éléments de la ferme.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants
Effort (KN)	157,994	115,09	109,246	84,589
Section	2L(60×60×8)	2L(55×55×6)	2L(55×55×6)	2L(30×30×5)

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

6.6.1 Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

Tableau 34 Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

- Pour les membrures supérieures $N = 157,994 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les membrures inférieures $N = 115,09 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les diagonales $N = 109,46 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les montants $N = 84,589 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- ✓ Donc on choisit $e = 8\text{mm}$.

6.6.1.1 Pré dimensionnement de la gorge

La gorge de soudure doit vérifiée les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max}$$

avec :

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$t_{\max} = 8\text{mm}$ (épaisseur du gousset)

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \Rightarrow a = 3,5\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures:

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

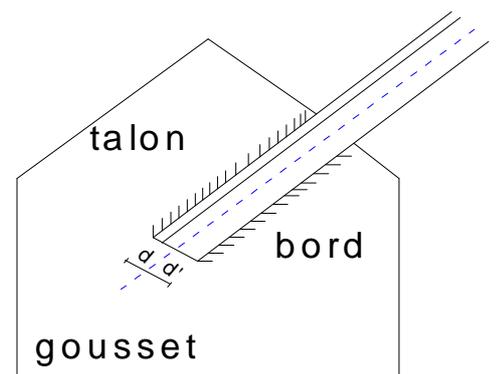


Figure 40 longueurs des

soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

N/2 : effort repris par une cornière

γ_{m0} : Coefficient de sécurité $\gamma_{m0}=1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w = 0,8$

f_u : Résistance limite de rupture $f_u = 360$ MPa

a : Gorge de la soudure $a = 3,5$ mm

d : Distance du centre de gravité au talon

d' : Distance du centre de gravité au bord

Les dimensions choisies pour les différents cordons de soudures sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau 35 Dimension des cordons de soudure.

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{talon} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (60*60*8)	4,23	1,77	0	11	3,5
Membrure inférieure	2L (55*55*6)	3,93	1,57	0	8	3,5
Diagonale	2L (55*55*6)	3,93	1,57	6	3	3,5
Montant	2L (30*30*5)	2,08	0,92	4	2	3,5

6.7 Assemblage poteau – ferme : (HEA140 - 30*30*5)

6.7.1 Disposition des boulons

Pour avoir un bon encastrement on va changer les montants qui assemblés au poteau de 2L(30*30*5) par 2L(80*80*10) qui nous permet d'utiliser les boulons M18.

Boulon M18 $\rightarrow d_0 = 20$ mm

Cornière 2L(80*80*10), $t = 10$ mm

$$\begin{cases} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{cases} \quad d'ou \quad \begin{cases} 24mm \leq e_1 \leq 120mm \\ 44mm \leq p_1 \leq 140mm \end{cases}$$

Soit $e_1 = 5$ cm ; $P_1 = 8$ cm

On a la hauteur de montant est 50 cm on choisira 6 rangées de boulons.

L'assemblage est sollicité par un moment M_u dû à la combinaison (1,35(G+Q+N)) et un effort tranchant V .

❖ L'ELU :

$$\begin{cases} M_U = 40,55 \text{ KN.m} \\ V_U = 13,54 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ L'ELS :

$$\begin{cases} M_S = 27,71 \text{ KN.m} \\ V_S = 9,25 \text{ KN} \end{cases}$$

Les 3 rangées de boulons supérieures travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^3 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$$d_1 = 50 + (4 + 1) = 45 \text{ cm}$$

$$d_2 = 45 - 8 = 37 \text{ cm}$$

$$d_3 = 37 - 8 = 29 \text{ cm}$$

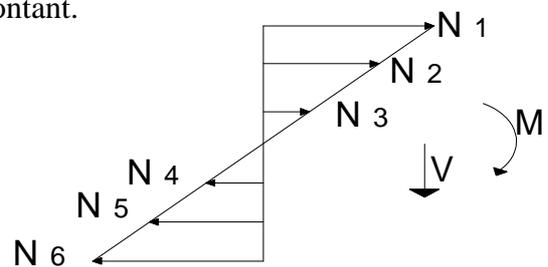


Figure 41 distribution des efforts.

➤ L'ELU :

$$N_1 = \frac{40,55 \times 0,45}{(0,45)^2 + (0,37)^2 + (0,29)^2} = 43,087 \text{ KN}$$

$$N_1 = 43,087 \text{ KN}$$

➤ L'ELS :

$$N_1 = \frac{27,71 \times 0,45}{(0,45)^2 + (0,37)^2 + (0,29)^2} = 29,44 \text{ KN}$$

$$N_1 = 29,44 \text{ KN}$$

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p}$$

n : nombre de boulon

p : nombre de plan de cisaillement

$$L'ELU : \quad V_{sd} = \frac{13,54}{12 \times 1} = 1,128KN$$

$$L'ELS : \quad V_{sd} = \frac{9,25}{12 \times 1} = 0,77KN$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

F_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistance de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800$ MPa

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{ms} = 1,25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1 \Rightarrow ELS \end{array} \right.$$

γ_{ms} : Coefficient de sécurité

K_s : facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

n : nombre de plan de contact $n=1$

μ : Coefficient de frottement $\Rightarrow \mu = 0,3$ surface brossée

6.7.2 Vérification à l'assemblage trop long

La longueur de l'assemblage est : $L=500-(2 \times 40)=420$ mm

$$15 \times d = 15 \times 18 = 270$$
mm

$L = 420$ mm $>$ $15 \times d = 270$ mm ; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit avec un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{420 - 270}{200 \times 18} \right) = 0,95$$

$$0,75 < \beta = 0,95 < 1 \quad \text{c'est vérifier}$$

➤ L'ELU :

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{43,087}{2} = 21,54KN$$

$$F_{tsd} = 21,54KN.$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 80 - 0,8 \times 21,54]}{1,25} = 21,67 \text{ KN}$$

$$V_R = 21,67 \times 0,95 = 20,58 \text{ KN}$$

$$V_{Sd} = 1,128 \text{ KN} < 20,58 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ L'ELS :

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{29,44}{2} = 14,72 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 14,72 \text{ KN.}$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 80 - 0,8 \times 14,72]}{1} = 26,112 \text{ KN}$$

$$V_R = 26,112 \times 0,95 = 24,80 \text{ KN}$$

$$V_{Sd} = 0,77 \text{ KN} < 26,112 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

6.8 Assemblage des éléments de contreventements

6.8.1 Contreventement horizontal

6.8.1.1 Assemblage de la diagonale sur le gousset

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

$$N_{ELU} = 89,96 \text{ KN}$$

$$N_{ELS} = 57,03 \text{ KN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance par cisaillement est donnée:

$$F_{SRd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

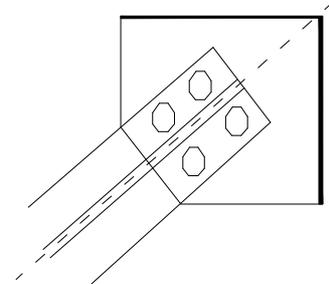


Figure 42 assemblage diagonale-

gousset

Boulon de classe 8.8 $\Rightarrow f_u = 800 \text{ MPa}$

les diagonales : 2L (55*55*6)

Boulon M18, $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$

D'où :

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \times 1,92 \times 80 = 107,52 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{107,52}{1,25} = 25,80 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est:

$$F_v = \frac{N/2}{n \cdot p}$$

Le nombre de boulon doit vérifier la condition suivant:

$$F_v \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{SRd} \cdot p} = \frac{89,96/2}{25,8 \times 1} = 1,74$$

Soit $n=2$ Boulons pour chaque cornière.

❖ Vérification à l'ELS:

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{57,03}{1,1} = 15,55 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{57,03/2}{2 \times 1} = 14,25 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = 15,55 > F_v = 14,25 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 4M18 de classe 8.8

❖ Disposition des boulons:

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 150 \text{ mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 200 \text{ mm} \end{cases}$$

On opte pour un gousset de 8mm et des boulons M18, $d_0=20\text{mm}$

Soit :

$$\begin{cases} e_1 = 60 \text{ mm} \\ e_2 = 30 \text{ mm} \\ P_1 = 70 \text{ mm} \end{cases}$$



Figure 43 disposition des boulons

6.8.1.2 Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme

Gousset fixé à 8mm avec boulon M18 de classe 8.8

$$\begin{cases} e_1 = 60\text{mm} \\ e_2 = 30\text{mm} \\ P_1 = 70\text{mm} \end{cases}$$

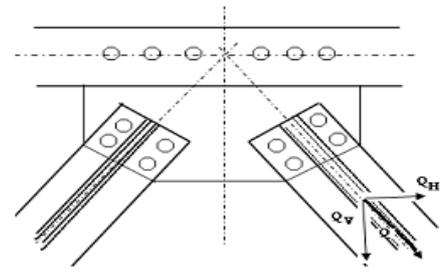


Figure 44 assemblage gousset -

membrure

➤ Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$Q = 89,96\text{KN}$$

$$Q_v = 89,96 \sin 22,84 = 34,91\text{KN}$$

$$Q_h = 89,96 \cos 22,84 = 82,90\text{KN}$$

❖ Cisaillement vertical des boulons :

$$Q_{1v} = \frac{Q_v}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$Q_{1v} = \frac{34,91}{3} = 11,63\text{KN}$$

$$Q_{1h} = \frac{82,90}{3} = 27,63\text{KN}$$

D'où l'effort de cisaillement Q_{\max} sur le boulon est:

$$Q_{\max} = \sqrt{Q_{1v}^2 + Q_{1h}^2} = \sqrt{12,16^2 + 33,92^2} = 29,97\text{KN}$$

$$Q_{\max} = 29,97\text{KN}$$

➤ Vérification à la résistance des boulons :

➤ au cisaillement seul :

$$Q_{\max} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m0}}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 1,92 \times 80 = 107,52\text{KN}$$

$$F_{srd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{107,52}{1,25} = 25,80\text{KN}$$

D'où $Q_{\max} = 29,97\text{KN} > F_{srd} = 25,80\text{KN}$ Non vérifié

On augmente le diamètre des boulons à M20 et la classe à 10.9

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 2,54 \times 100 = 177,8 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{177,8}{1,25} = 42,67 \text{ KN}$$

$$Q_{\max} = 29,97 \text{ KN} < F_{srd} = 42,67 \text{ KN} \quad \text{Vérfié}$$

✓ Donc on choisit 6M20 de classe 10,9

6.9 Assemblage de la ferme sur le poteau en béton

dans notre cas on a une jonction ferme et poteau en béton armé qui sera calculé comme un pied de poteau encasté à sa base qui sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

➤ Sollicitations :

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau 36 Les sollicitations les plus défavorables

Combinaisons	N (KN)	M_y (KN.m)	V_y (KN)	M_z (KN.m)	V_z (KN)
1,35(G+Q+S)	-64,92	2,82	4,08	-8,82	3,36
G + 1,5W3S	122,12	-37,69	-6,79	13,27	41,52

6.9.1 Dimensionnement des tiges d'ancrages

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable $N_t = 122,12 \text{ KN}$.

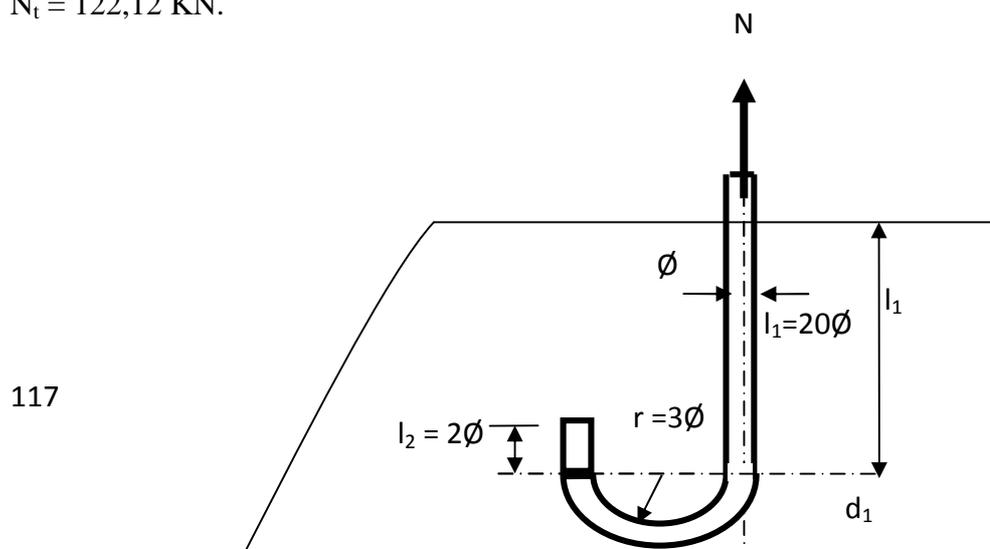


Figure 45 Tige d'encrage du pied du poteau.

$$B = h + 2c = 13,3 + 20 = 33,3 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la section HEA140 $\Rightarrow h = 133 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 100 \text{ mm}$

d'où : $A = b + 2e_2 = 140 + 2 \times 100 = 340 \text{ mm}$

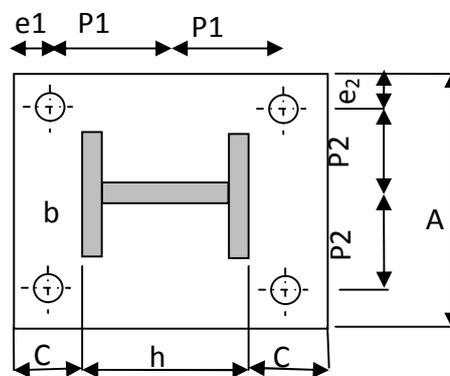


Figure 46 Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$\frac{N_t}{4} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{122,12}{3,14 \times 23,5}} = 1,28 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 1,3 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 13 mm de diamètre.

6.9.2 Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97})$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\phi, \quad l_1 = 20\phi, \quad l_2 = 2\phi$$

g_c : Le dosage en ciment (kg/m^3).

$$g_c = 350 \text{ kg/m}^3$$

$$r = 3\phi = 5,1 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 34 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 3,4 \text{ cm}$$

$$d_1 = 5 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,3}{\left(1 + \frac{1,3}{5}\right)^2} \cdot (26 + 24,96 + 9,1) = 16,96 \text{ kN}$$

$$N_a = 16,96 \text{ kN} \leq \frac{N_t}{4} = 30,53 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Non Vérifiée}$$

Donc : on augmente le diamètre des tiges

On prend $\phi = 2 \text{ cm}$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{5}\right)^2} \cdot (40 + 39 + 14) = 32,52 \text{ kN}$$

$$N_a = 32,52 \text{ kN} \leq \frac{N_t}{4} = 30,53 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour les tiges le diamètre $\phi = 2 \text{ cm}$

6.9.3 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{13,27}{122,12} = 0,108m$$

$$e = 10,8cm < \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

$$A = 6,28cm^2 \quad (A : \text{aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 40cm$$

$$h = 30cm$$

$$b = 33,3cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h^3 + 30h^2 + 678,91 \cdot h' - 20367,56 = 0$$

$$h' = 15 \text{ cm}$$

6.9.3.1 Les contraintes dans le béton

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 64,92 \times 40}{33,3 \times 15 \left(30 - \frac{15}{3} \right)} = 4,15MPa < f_{ub} = 14,2MPa$$

Vérifiée

6.9.3.2 Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{122,12}{6,28} \cdot \frac{40 - 30 + \frac{15}{3}}{\left(30 - \frac{15}{3} \right)} = 116,67MPa \leq f_y = 235MPa$$

Vérifiée

6.10 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

6.10.1 Vérification de la section 1-1

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2). Les moments correspondant, pour une bande de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t , sont :

$$M_1 = 4,15 \times 10 \times 5 \times 10^{-3} = 0,207 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{2,76}{2} \right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0,046 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,161 \text{ KN.m}$$

- le module d'inertie de la platine

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

pour $b = 1 \text{ cm}$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,161 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 2,02 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,02 \text{ cm}$$

section 1-1

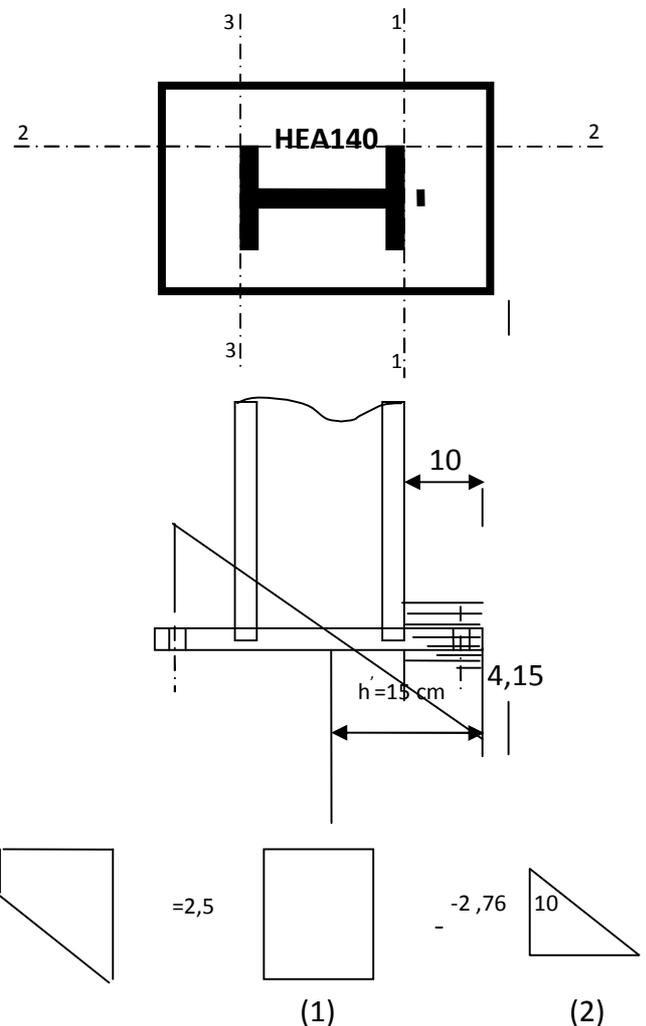


Figure 47 Vérification dans la

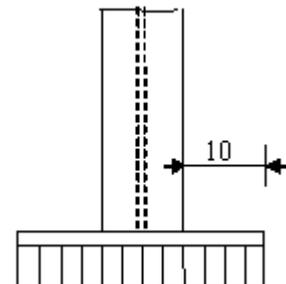
6.10.2 Vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 4,15 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,207 \text{ KN.m}$$

$$D'où : t \geq \sqrt{\frac{0,207 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 2,29 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,29 \text{ cm}$$



6.10.3 Vérification de la section 3-3

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 6,28 \times 116,67 \times 10^{-1} = 73,26 \text{ KN}$$

$$M = 0,1 \times 73,26 = 7,32$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{7,32 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 7,32}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,19 \text{ cm}$$

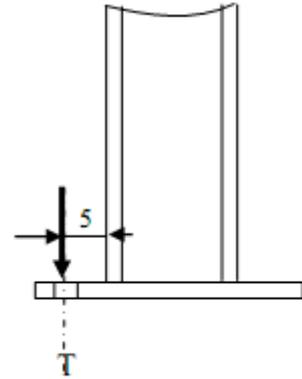


Figure 49 Vérification de la section 3-3

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : $t = 2,5 \text{ cm}$.

CHAPITRE 8

Etude de l'ossature

7.1 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$ RPA v2003 (Art 5.2)
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0,8G+E$
- 6) $0,8G-E$
- 7) $G+Q+1,2E$
- 8) $G+Q-1,2E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

7.1.1 Les recommandations du RPA 99 V2003

- ✓ Les armatures longitudinales RPA 99 V 2003 (Art 7.4.2.1)
 - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Leur pourcentage minimal est de: $0,7 \% b_1 \times h_1$ (Zone I).
 - Leur pourcentage maximal est de :
 - 4 % en zones courantes.
 - 6 % en zones de recouvrement.
 - Le diamètre minimum est de 12 mm.
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
 - La longueur de recouvrement minimale est de 40Φ en zone I
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Tableau 37 Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm ²)	A_{\min} (cm ²)=0,7% A	A_{\max} (cm ²)=4% A Zone courante	A_{\max} (cm ²) = 6% A Zone nodale
Poteau type 1	75×40 (cm ²)	21	120	180
Poteau type 2	40×40 (cm ²)	11,2	64	96

- ✓ Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

RPA 99 V 2003 (Art 7.4.2.2)

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$t \leq \min(10 \times \phi_l, 15 \text{ cm}) \quad (\text{zone nodale})$$

$$t \leq 15 \times \phi_l \quad (\text{zone courante}). (\phi_l \text{ diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau})$$

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\rho = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

avec λ_g : élancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales est $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- A^{\min} = 0,3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A^{\min} = 0,8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré. l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10Φ .

7.1.2 Ferrailage des poteaux

➤ Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel SAP 2000 et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone I.

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 38 Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Poteau	N_{\max}	M_{corr}	A_{cal}	M_{\max}	N_{corr}	A_{cal}	A_{\min}	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{)}$
--------	------------	-------------------	------------------	------------	-------------------	------------------	------------	---

	(KN)	(KN.m)	(cm ²)	(KN.m)	(KN)	(cm ²)	(cm ²)	
Type 1	-245,45	-7,418	4,6	-110,35	-118,63	3,65	21	4HA20+6HA16=24,63
		1,076	4,6	-142,04	-170,15	3,65		
Type 2	-42,174	-2,286	2,05	24,162	24,52	1,78	11,2	6HA16+2HA12=14,33
		1,895	2,05	175,76	-25,932	1,78		

➤ Armature transversale :

Tableau 39 Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Les différents poteaux	Poteau type 1	Poteau type 2
Section (cm)	75×40	40×40
ϕ_l^{\max} (cm)	2,0	1,6
ϕ_l^{\min} (cm)	1,6	1,2
l_f (cm)	280	280
λ_g	7	7
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	15	10
$t_{zone\ courante}$ (cm)	20	15
V_u (kN)	48,03	27,19
A^t (cm ²)	0,42	0,38
A_{\min}^t (cm ²) zone nodale	2,52	1,2
A_{\min}^t (cm ²) zone courante	3	1,8
$A_{adoptee}^t$ (cm ²)	3,01	2,01
Nombre de barres	4HA10	4HA8

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \right)$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

7.1.3 Vérifications

7.1.3.1 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (Flambement) :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

➤ poteau 75x40 :

$L = 4 \text{ m} ; N^{\max} = 245,45 \text{ KN.}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 4 = 2,80\text{m}$ (longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12A}} = \sqrt{\frac{0,4 \times 0,75^3}{12 \times 0,75 \times 0,4}} = 0,216\text{m}$ (rayon de giration)

D'ou $\lambda = \frac{2,80}{0,216} = 12,96 \Rightarrow \alpha = 0,827$

$B_r = 0,271\text{m}^2$ (section réduite)

Donc

$$N_u = 0,827 \times \left(\frac{0,271 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 30,91 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 5039,44\text{kN}$$

On a $N_{\max} = 245,45 < 5039,44 \text{ KN}$ la condition est vérifiée .

✓ donc il n'y a pas de risque de flambement du poteau 75*40.

➤ Poteau 40x40 :

$L = 4 \text{ m} ; N^{\max} = 42,174 \text{ KN.}$

$l_f = 2,80\text{m}$

$i = \sqrt{\frac{0,4 \times 0,4^3}{12 \times 0,4 \times 0,4}} = 0,115\text{m}$

D'ou $\lambda = \frac{2,80}{0,115} = 24,34 \Rightarrow \alpha = 0,774$

$B_r = 0,14\text{m}^2$ (section réduite)

$$N_u = 0,774 \times \left(\frac{0,14 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 14,33 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 2392,45\text{kN}$$

On a $N_{\max} = 42,174 < 2392,45 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

✓ donc pas de risque de flambement.

a) Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

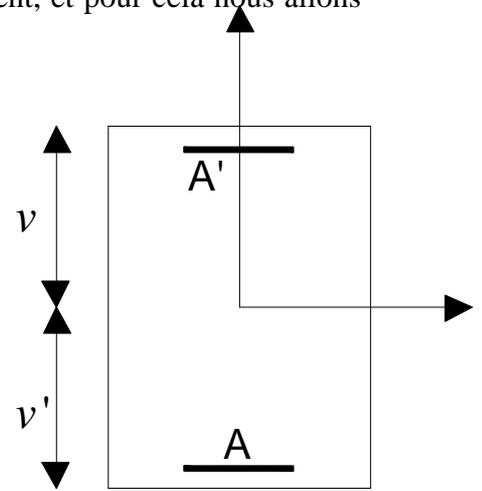


Figure 50 Section d'un poteau

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 40 Vérification des contraintes dans le béton.

Les différents poteaux	Section (cm ²)	A (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poteau 75x40	75x40	30,91	113,12	110,35	2,91	15
Poteau 40x40	40x40	14,33	71,73	24,16	1,02	15

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003 (Art 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 41 Vérification des contraintes tangentielles.

Les différents poteaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau}_{adm}$ (MPa)
Poteau type 1	75×40	2,8	7	0,075	67,5	48,03	0,177	1,875
Poteau type 2	40×40	2,8	7	0,075	36	27,19	0,188	1,875

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

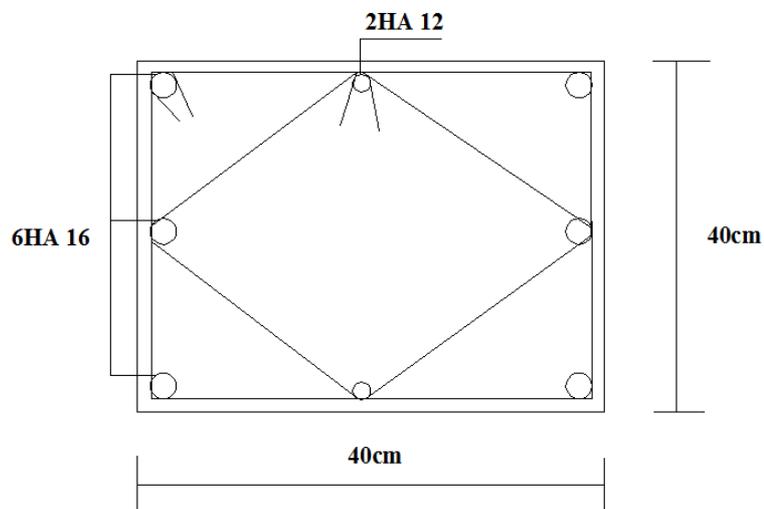


Figure 51 Ferrailage des poteaux (40X40)

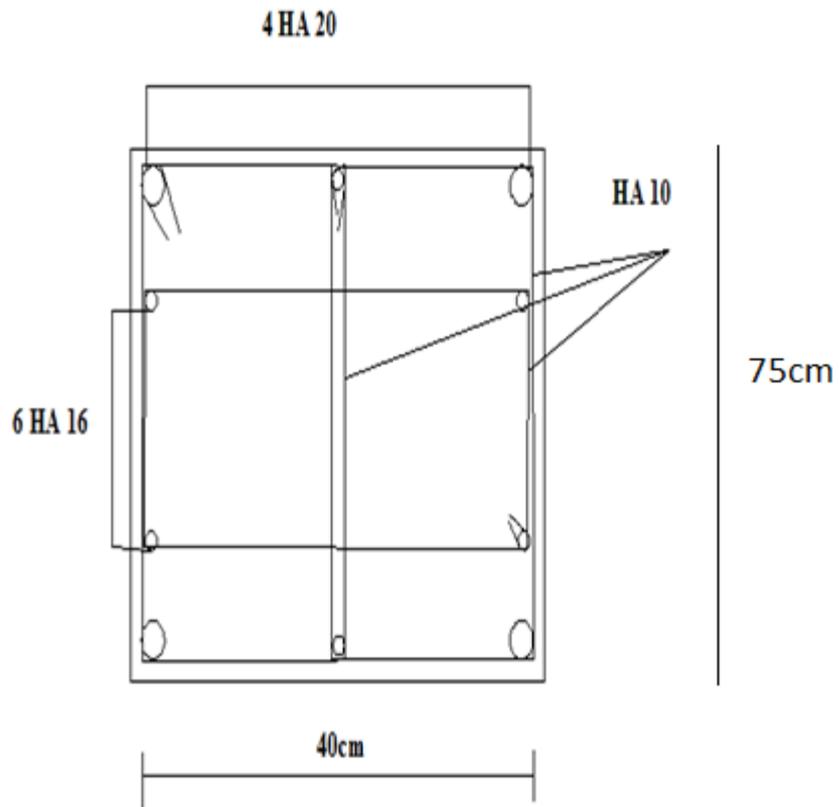
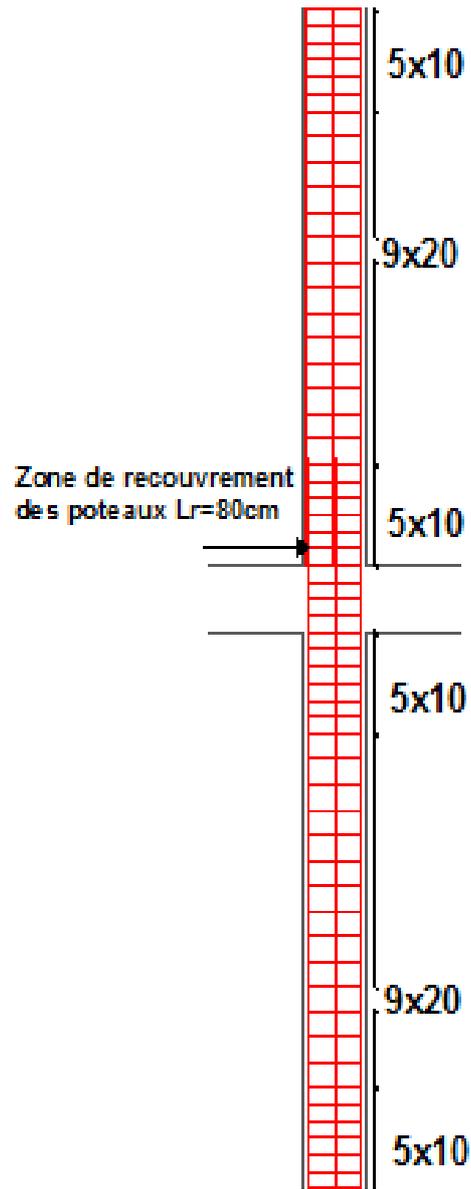
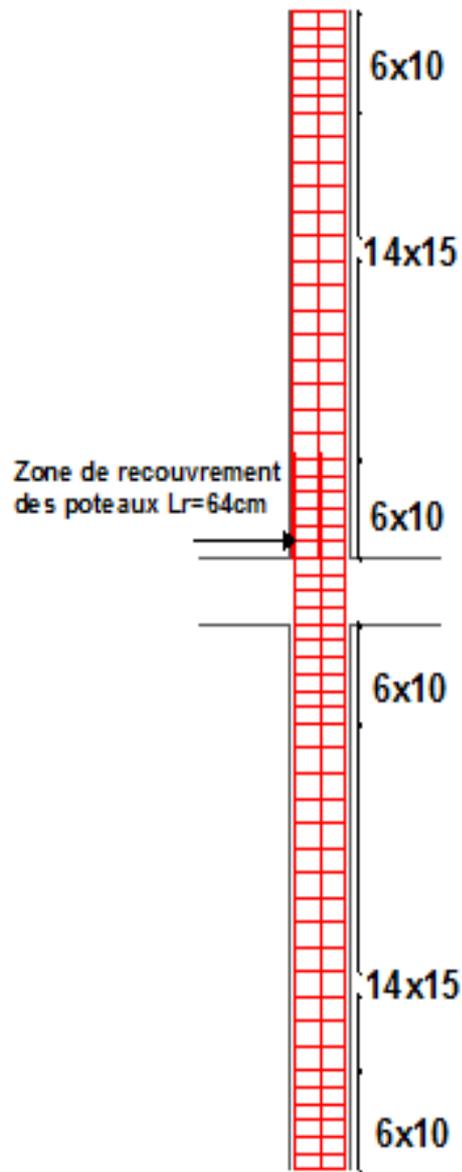


Figure 52 Ferrailage des poteaux (75x40)

Disposition constructive des armatures des poteaux :



Poteau 75x40



Poteau 40x40

Figure 53 Schéma de ferrailage des poteaux.

7.2 Etudes des poutres de chaînage

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

- 1,35 G+1,5 Q
- G + Q
- G + Q + E RPA99 (Article 5.2)
- 0,8 G + E
- 0,8 G – E

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue un seul type de poutre, Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone I.

7.2.1 Recommandation du RPA99 / 2003

- a) Armatures longitudinales :
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%,
 - $A_l^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
 - Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone I).
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- b) Armatures transversales :
- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par
 - $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
 - L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right)$$
 - dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_i \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

7.2.2 Ferrailage des poutres de chainages

➤ Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extrait du logiciel SAP 2000V14, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Tableau 42 Les armatures longitudinales dans les poutres.

Section (cm ²)	Localisation	M (kN.m)	V (kN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
35×45	Appui/Z _r	-56,51	27,52	3,67	7,875	3T14 + 3T12 = 8,01
	Travée /Z _c	16,32		3,67		3T14 = 4,62

Z_c : zone courante

Z_r : zone de recouvrement

- Longueur de recouvrement :

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

➤ Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,4 ; \frac{45}{35} ; \frac{35}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,4 ; 1,28 ; 3,5) = 1,28\text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 14\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,35} = 8,97\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} = 40\text{cm}$$

BAEL91 rectifie 99 (Art H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{27,52 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,405} = 0,17\text{MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 42,75\text{cm}$$

Et d'après le RPA99/version2003 :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5$$

On adopte un espacement de 15 cm pour la zone courante

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(11,25 ; 14,4)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de

$$l = 2 \times h = 90 \text{ cm}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 15 \times 40,5 = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

7.3 Vérifications

7.3.1 Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,711 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

7.3.2 Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL 91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 43 Vérification des contraintes tangentielles.

Section	V _u (kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
45×35	27,52	0,78	3,25

$$\checkmark \quad \tau_u = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

7.3.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

➤ En appui de rive :

$$A_t > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ En appui intermédiaire :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 44 Vérification au cisaillement

section	A_1 (cm ²)	M_u^a (kN.cm)	A_1 (Ap rive) (cm ²)	A_1 (Ap inter) (cm ²)
35×45	7,91	-5651	6,49	3,73

7.3.4 Vérification à l'ELS

- L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

➤ Appui :

$$\sigma_{bc} = 4,23MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,23 < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{la compression est vérifiée}$$

➤ Travée :

$$\sigma_{bc} = 2,03MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,03 < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{la compression est vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{45}{495} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,06$$

Vérifiée

$M_t = 16,32 \text{ KN.m}$

$G = 8,06 \text{ KN/m}; G_0 = 25 \times 0,45 \times 0,35 = 3,93 \text{ KN/m}$

$q_u = 1,35 (8,06 + 3,93) = 16,19 \text{ KN/m}$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{16,19 \times 4,95^2}{8} = 49,58 \text{ kN.m}$$

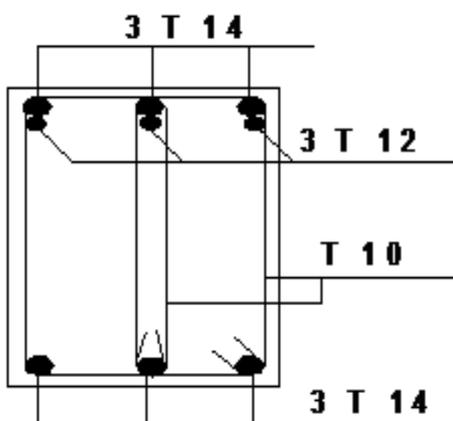
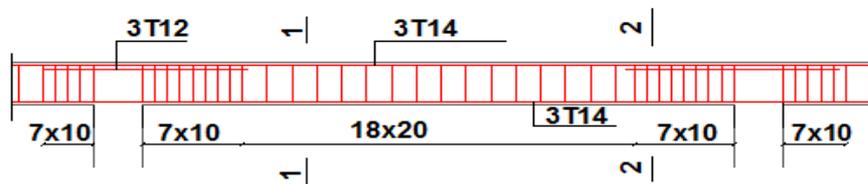
$$(2) \Rightarrow \frac{45}{495} = 0,09 > \frac{16,32}{10 \times 49,58} = 0,032$$

Vérifiée

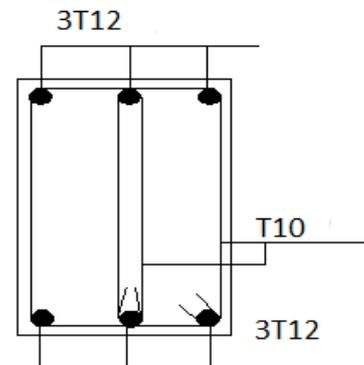
$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{7,91 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,405} = 0,00558 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Vérifiée

7.3.5 Dispositions constructives des poutres de chaînages



Coupe 2-2 En appui



Coupe 1-1 En travée

Figure 54 Schéma de ferrailage des poutres de chaînage.

CHAPITRE 9

Etude de l'infrastructure

10.1 Introduction

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol les charges ramenées par la superstructure. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de

l'ensemble. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisées.

- la contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1,5\text{bars}$.
- La profondeur d'ancrage : $D = 2,0\text{ m}$.

10.2 Calcul des fondations

10.2.1 Semelle sous poteau de section (75*40) cm²

10.2.1.1 Détermination des sollicitations

1) Détermination des sollicitations:

Pour le calcul on considère les deux états limites (ELU, ELS). Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes:

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E \quad (\text{RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1})$$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau 45 Les sollicitations à la base des poteaux (75*40).

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (kN)	545	55,26	37,79
M_y (KN.m)	113,12	13,92	9,53
M_z (N.m)	93,86	10,49	7,14
V_y (KN)	47,29	5,09	3,46
V_z (KN)	245,06	269,86	191,47

10.2.1.2 Pré dimensionnement de la semelle

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base (a*b), donc les semelles seront rectangulaire (A*B).

- ✓ a et b : dimension du poteau considéré.
- ✓ A et B : dimension de la semelle.
- h : d + c ; avec c = 5 cm.
- ✓ d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

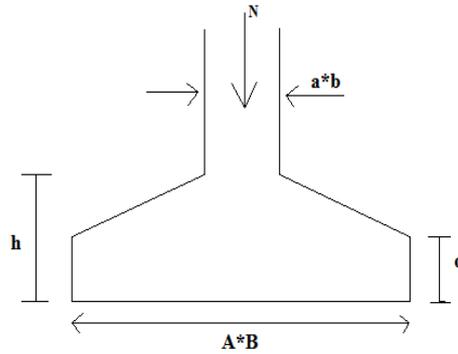


Figure 55 Dimension de la semelle rectangulaire.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

➤ Critère de non poinçonnement:

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol} \quad \text{Situation durable}$$

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5bars$$

$$a = 75cm$$

$$b = 40cm$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{4}{7,5} A$$

10.2.1.3 Dimensionnement de la semelle

➤ Situation accidentelle : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \frac{4}{7,5} A} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 3,4A + 7,66 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{113,12}{545} = 0,2$$

$$\Rightarrow A = 2,55m$$

Soit $A = 2,55m$ et $B = 1,36m$

➤ Situation durable : $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,34A + 0,65 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{13,92}{55,26} = 0,25$$

$$A = 1m$$

$$\Rightarrow B = 0,53m$$

✓ On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section $(75 \times 40) \text{ cm}^2$
 $A = 2,55m$ et $B = 1,36m$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,36-0,4}{4} = 24cm \\ \frac{2,55-0,75}{4} = 45cm \end{array} \right.$$

soit $d = 45cm$

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

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = D - h$$

$$l_1 = 2,0 - 0,5 = 1,5 \text{ m}$$

• Poids de la semelle:

$$P = 2,55 \times 1,36 \times 0,5 \times 25 = 43,35 \text{ KN}$$

• Poids de l'amorce :

$$P = 0,4 \times 0,75 \times 1,5 \times 25 = 11,25 \text{ KN}$$

- Poids des terres :

$$P_{\text{terres}} = (2,55 \times 1,36 \times 2 \times 22) - (43,35 + 11,25) = 97 \text{ KN}$$

- ✓ Poids total:

$$P = 43,35 + 11,25 + 97 = 152,6 \text{ KN}$$

- Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau 46 Les sollicitations à la base de la semelle (75*40).

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{max} (KN)	697,6	207,86	190,39
M_{by} (KN.m)	603,24	553,64	392,47
M_{bz} (KN.m)	188,44	20,69	14,06
V_y (KN)	47,29	5,09	3,46
V_z (KN)	245,06	269,86	191,47

10.2.1.4 Vérification des contraintes

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sensA} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sensB} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau 47 Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,270	3,28 > 3	0,73	2,64 > 1,5
		Sens B	0,864	2,88 < 3	-1,68	1,74 > 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,099	0,86 < 1,995	0,33	0,72 < 1,5
		Sens B	0,375	1,59 < 1,995	-0,39	1,095 < 1,5
	ELS	Sens A	0,073	0,64 < 1,995	0,45	0,6 < 1,5
		Sens B	0,485	1,72 < 1,995	-0,62	1,13 < 1,5

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à A = 3,0m et B = 2,5m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,5-0,4}{4} = 52,5 \text{ cm} \\ \frac{3-0,75}{4} = 56,25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{soit } d = 56,25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 56,25 + 5 = 61,25 \text{ cm}$$

l₁ : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,6125 = 1,39 \text{ m}$$

- Poids de la semelle:

$$P = 3 \times 2,5 \times 0,6125 \times 25 = 114,84 \text{ KN}$$

- Poids de l'amorce :

$$P = 0,4 \times 0,75 \times 1,39 \times 25 = 10,42 \text{ kN}$$

- Poids des terres :

$$P_{\text{terres}} = (3 \times 2,5 \times 2 \times 22) - (114,84 + 10,42) = 204,74 \text{ KN}$$

✓ Poids total:

$$P = 114,84 + 10,42 + 204,74 = 330 \text{ KN}$$

➤ Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau 48 Les sollicitations à la base de la semelle type 1

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	875	385,26	367,79
M_{by} (KN.m)	603,85	554,31	392,94
M_{bZ} (KN.m)	188,55	20,68	14,06
V_y (KN)	47,29	5,09	3,46
V_Z (KN)	245,06	269,86	191,47

➤ Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sensA} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_Z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sensB} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau 49 Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,215	1,66 < 3	0,665	1,41 < 1,5
		Sens B	0,590	2,15 < 3	-0,765	1,42 < 1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,053	0,56 < 1,995	0,46	0,535 < 1,5
		Sens B	0,540	1,3 < 1,995	-0,275	0,906 < 1,5
	ELS	Sens A	0,04	0,53 < 1,995	-0,039	0,387 < 1,5

		Sens B	0,615	1,590<1,995	-0,610	1,04<1,5
--	--	--------	-------	-------------	--------	----------

10.2.1.5 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5(2))

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{3,0}{4} = 0,750m \rightarrow \text{sensA} \\ \frac{B}{4} = \frac{2,5}{4} = 0,625m \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

sens A : $e_0 = 0,215m < 0,750m$

sens B : $e_0 = 0,615m < 0,625m$

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

10.2.1.6 Détermination des armatures de la semelle

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sensA} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sensB} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sensA}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sensB}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

I. situation accidentelle:

➤ Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,590 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,590 > \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,590) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,5}{2} - 0,590} \right)^2 \frac{875}{27}$$

$$M_1 = 440,9 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{440,9 \times 10}{0,45 \times 348} = 28,15 \text{ cm}^2$$

$$A = 28,15 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,215 > \frac{0,75}{6} = 0,125 \\ e_0 = 0,215 > \frac{3,0}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 3 + 0,3 \times 0,75 - 9 \times 0,215) \left(\frac{\frac{3}{2} - 0,35 \times 0,75}{\frac{3}{2} - 0,215} \right)^2 \frac{875}{27}$$

$$M_1 = 309,27 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{309,27 \times 10}{0,45 \times 348} = 28,99 \text{ cm}^2$$

$$A = 19,74 \text{ cm}^2$$

II. Situation durable :

1. A I'E L U

➤ Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,54 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,54 < \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,54) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,5}{2} - 0,54} \right)^2 \frac{385,26}{27}$$

$$M_1 = 183,44 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{183,44 \times 10}{0,45 \times 348} = 11,71 \text{ cm}^2$$

$$A = 11,71 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures parallèle à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,053 < \frac{0,75}{6} = 0,125 \\ e_0 = 0,053 < \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 385,26 \left(1 + \frac{3 \times 0,053}{3} \right) = 405,67 \text{ kN}$$

$$N' = 405,67 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{405,67 \times 10 \times (3 - 0,75)}{8 \times 0,45 \times 348} = 7,28 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,28 \text{ cm}^2$$

2. A I' E L S :

➤ Armatures parallèles à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,615 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,615 > \frac{2,5}{24} = 0,104 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 2,5 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,615) \left(\frac{\frac{2,5}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{2,5}{2} - 0,615} \right)^2 \frac{367,79}{27}$$

$$M_1 = 190,84 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{190,84 \times 10}{0,45 \times 348} = 12,18 \text{ cm}^2$$

$$A = 12,18 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures parallèle à " A " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,04 < \frac{0,75}{6} = 0,125 \\ e_0 = 0,04 < \frac{3}{24} = 0,125 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 367,79 \left(1 + \frac{3 \times 0,04}{3} \right) = 382,5 \text{ kN}$$

$$N' = 382,5 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{382,5 \times 10 \times (3 - 0,75)}{8 \times 0,45 \times 348} = 6,87 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,87 \text{ cm}^2$$

III. Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 300 \times 61,25 = 22,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A^s = 22,18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 250 \times 61,25 = 18,48$$

$$\text{Min } A_B^s = 18,48 \text{ cm}^2$$

IV. Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{ij}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

➤ Suivant B :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 62,5 \text{ cm}$$

➤ Suivant A :

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 49,38 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 75 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 50 Les armatures des semelles (75*40)

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A_{\min} (cm ²)	Nombre De barre	A_s (cm ²)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
A_s (B)	28,15	11,71	12,18	18,48	19HA14	29,25	49,38	15
A_s (A)	19,74	7,28	6,87	22,18	15HA14	23,09	49,38	16

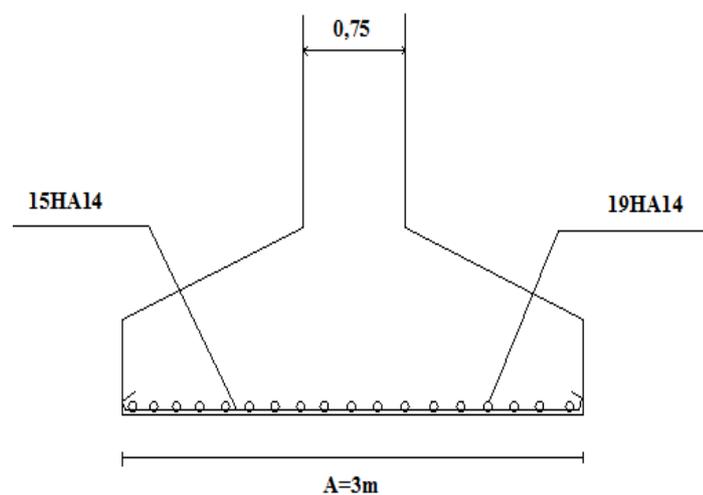


Figure 56 Schéma de ferrailage de la semelle (75*40).

10.3 Semelle sous poteau de section (40*40) cm²

10.3.1 Détermination des sollicitations

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Tableau 51 Les sollicitations à la base des poteaux (40*40).

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+E	1,35(G+Q+N)
N ^{max} (kN)	142,98	187,34	115,7
M _y (kN.m)	31,09	7	5,2
M _z (kN.m)	18,39	3,83	2,61
V _y (kN)	49,29	5,17	3,52
V _z (kN)	42,17	35	25,98

10.3.2 Pré dimensionnement de la semelle

Les dimensionnements de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont carrés à la base (a*b), donc les semelles sont carré (A*B).

a et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h : d + c ; avec c = 5 cm.

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4} \right. \quad (\text{BAEL 91 - Ch 15.III - Art 1.2})$$

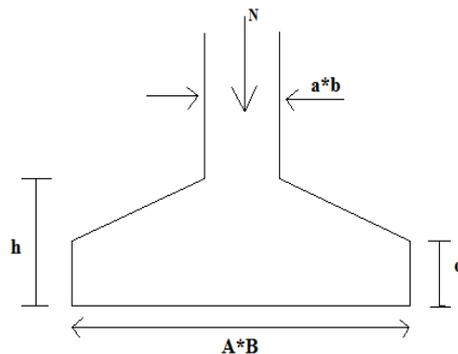


Figure 57 Dimension de la semelle carré (40*40).

➤ Critère de non poinçonnement :

$$\sigma_M < 2\sigma_{sol} \quad \text{Situation accidentelle}$$

$$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol} \quad \text{Situation durable}$$

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = A$$

10.3.3 Dimensionnement de la semelle

➤ Situation accidentelle : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,476A + 0,6 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{31,09}{142,98} = 0,21$$

$$\Rightarrow A = 0,98 \text{ m}$$

Soit $A=B=0,98 \text{ m}$

➤ Situation durable : $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,94A + 0,2 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{7}{187,34} = 0,037$$

$$A = 0,95 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 0,95 \text{ m}$$

✓ On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (40*40) cm²
 $A=B=0,98 \text{ m}$.

$$d = \max\left\{\frac{B-b}{4}\right\} \Rightarrow d = \max\left\{\frac{0,98-0,4}{4}\right\} = 14,5\text{cm}$$

soit $d = 14,5\text{cm}$

$$h = d + c = 14,5 + 5 = 19,5 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,145 = 1,85 \text{ m}$$

- Poids de la semelle:
 $P = 0,98 \times 0,98 \times 0,145 \times 25 = 3,48 \text{ KN}$
- Poids de l'amorce :
 $P = 0,4 \times 0,4 \times 1,85 \times 25 = 7,4 \text{ KN}$
- Poids des terres :
 $P_{\text{terres}} = (0,98 \times 0,98 \times 2 \times 22) - (3,48 + 7,4) = 31,37 \text{ kN}$

✓ Poids total:

$$P = 3,48 + 7,4 + 31,37 = 42,25 \text{ KN}$$

➤ Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous

Tableau 52 Les sollicitations à la base de la semelle carrée (40* 40).

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	185,23	229,59	157,95
M_{by} (KN.m)	117,32	78,57	58,33
M_{bz} (KN.m)	119,18	14,4	9,8
V_y (KN)	49,29	5,17	3,52
V_z (KN)	42,17	35	25,98

10.3.4 Vérification des contraintes

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sensA} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sensB} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau 53 Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement	Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)	
Situation accidentelle	Sens A	0,64	9,48 > 3	-5,62	5,7 > 1,5	
	Sens B	0,63	9,36 > 3	-5,51	5,64 > 1,5	
Situation Durable	ELU	Sens A	0,062	3,29 > 1,995	1,48	2,83 > 1,5
		Sens B	0,34	7,36 > 1,995	-2,58	4,87 > 1,5
	ELS	Sens A	0,062	2,26 > 1,995	1,02	1,95 > 1,5
		Sens B	0,36	5,26 > 1,995	-1,98	3,45 > 1,5

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle, à l'ELU et à l'ELS dans les deux sens ne sont pas vérifiées donc on augmente la section de la semelle à $A = B = 1,8 \text{ m}$.

$$d = \max \left\{ \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = \max \left\{ \frac{1,8-0,4}{4} = 35 \text{ cm} \right. \right.$$

$$\text{soit } d = 35 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,4 = 1,6 \text{ m}$$

- Poids de la semelle:
 $P = 1,8 \times 1,8 \times 0,4 \times 25 = 32,4 \text{ kN}$
- Poids de l'amorce :
 $P = 0,4 \times 0,4 \times 1,6 \times 25 = 6,4 \text{ kN}$

- Poids des terres :

$$P_{\text{terres}} = (1,8 \times 1,8 \times 22) - (32,4 + 6,4) = 103,76 \text{ kN}$$

- ✓ Poids total:

$$P = 32,4 + 6,4 + 103,76 = 142,56 \text{ kN}$$

- Les moments à la base:

$$M_{by} = M_y + T_z \times (h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y \times (h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 54 Les sollicitations à la base de la semelle carrée (40* 40).

Sollicitation	Situation	Situation durable	
	Accidentelle	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{max} (KN)	327,79	372,06	300,51
M_{by} (KN.m)	115,43	77	57,16
M_{bz} (KN.m)	116,97	14,17	9,65
V_y (KN)	49,29	5,17	3,52
V_z (KN)	42,17	35	25,98

- -Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sensA} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sensB} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{\text{sol}} = 2 \times 150 = 300 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{\text{sol}} = 1,33 \times 150 = 199,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Tableau 55 Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens A	0,356	2,21<3	-1,880	1,18<1,5
		Sens B	0,352	2,19<3	-1,750	1,20<1,5
Situation Durable	ELU	Sens A	0,038	1,29<1,995	1,002	1,21<1,5
		Sens B	0,206	1,92<1,995	0,351	1,49<1,5
	ELS	Sens A	0,032	1,02<1,995	0,828	0,97<1,5
		Sens B	0,190	1,51<1,995	0,340	1,21<1,5

10.3.5 Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45m \rightarrow sensA \\ \frac{B}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45m \rightarrow sensB \end{cases}$$

sens A : e₀ = 0,356m < 0,450m

sens B : e₀ = 0,352m < 0,450m

Donc la vérification au renversement est vérifiée.

10.3.6 Détermination des armatures de la semelle

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow sensA \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow sensB \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif:

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{sens B}$$

Si l'une des deux conditions est non vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sens B}$$

I. situation accidentelle:

➤ Armatures parallèles à "A":

$$\begin{cases} e_0 = 0,356 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,356 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,356) \left(\frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,8}{2} - 0,356} \right)^2 \frac{327,79}{27}$$

$$M_1 = 97,52 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{97,52 \times 10}{0,315 \times 348} = 8,89 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,89 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures parallèles à "B":

$$\begin{cases} e_0 = 0,352 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,352 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,352) \left(\frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,8}{2} - 0,352} \right)^2 \frac{327,79}{27}$$

$$M_1 = 96,95 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{96,95 \times 10}{0,315 \times 348} = 8,84 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,84 \text{ cm}^2$$

II. Situation durable :

1. A l'E L U

➤ Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,038 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,038 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens A}$$

$$N' = 372,06 \left(1 + \frac{3 \times 0,038}{1,8} \right) = 391,9 \text{ kN}$$

$$N' = 391,9 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{391,9 \times 10 \times (1,8 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 348} = 5,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,63 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures parallèle à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,206 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,206 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,206) \left(\frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,8}{2} - 0,206} \right)^2 \frac{372,06}{27}$$

$$M_1 = 90,32 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{90,32 \times 10}{0,315 \times 348} = 8,24 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,24 \text{ cm}^2$$

2. A I' E L S

➤ Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,032 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,032 < \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{sens } A$$

$$N' = 300,51 \left(1 + \frac{3 \times 0,032}{1,8} \right) = 316,53 \text{ kN}$$

$$N' = 316,53 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{316,53 \times 10 \times (1,8 - 0,4)}{8 \times 0,35 \times 348} = 4,54 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,54 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures parallèle à " B ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,190 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,190 > \frac{1,8}{24} = 0,075 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,8 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,190) \left(\frac{\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,8}{2} - 0,190} \right)^2 \frac{300,51}{27}$$

$$M_1 = 71,54 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{71,54 \times 10}{0,315 \times 348} = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,52 \text{ cm}^2$$

3. Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A^s = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 180 \times 40 = 8,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A^s = 8,69 \text{ cm}^2$$

3. Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si : ($l_s > B/4$ sens B et $l_s > A/4$ sens A)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow HA$$

➤ Suivant A ou B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,33 \text{ cm} < \frac{B}{4} = 45 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 56 Les armatures des semelles carrées (40* 40).

Armatures	Situation accidentelle	Situation durable		A _{min} (cm ²)	Nombre De barre	A _s (cm ²)	l _s (cm)	S _t (cm)
		ELU	ELS					
A _s (A)	8,89	5,63	4,54	8,69	8HA12	9,04	42,33	22,5
A _s (B)	8,84	8,24	6,52	8,69	8HA12	9,04	42,33	22,5

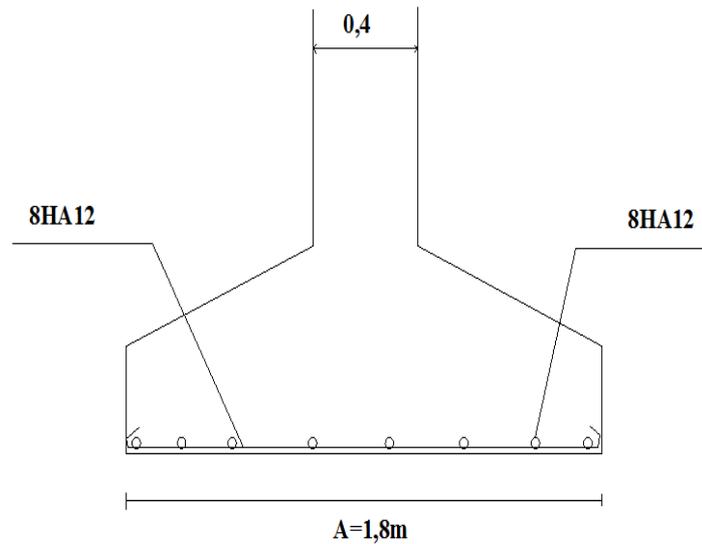


Figure 58 Schéma de ferrailage de la semelle carré (40*40).

10.4 Calcul des longrines

10.4.1 Introduction

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

10.4.2 Pré dimensionnement

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S₂ et S₃
 - 30 cm x 30 cm : site de catégorie S₄
- ✓ Pour notre cas on optera pour des longrines de section :(35x40) cm²

10.4.3 Ferrailage

La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S1) et dans le cas d'un site de catégorie S2 en zone I. (RPA99 V2003.Art.10.1.1.C)

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{187,34 \times 10^{-3}}{348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{115,7 \times 10^{-3}}{201} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6 \times 10^{-2} \times 35 \times 40$$

$$A_{\min} = 8,4 \text{ cm}^2$$

✓ Donc on ferraille avec A_{\min}

➤ Soit 6HA14, avec $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{35 \times 40 \times 2,1}{400} = 7,35$$

$$7,35 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2 \quad \text{est vérifiée}$$

2) Vérification de la flèche

$$q_s = \frac{115,7}{4,95} = 23,37 \text{ kN / ml}$$

La plus grande portée est : $l = 4,95 \text{ m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{495}{200} = 2,475 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{35 \times 40^3}{12} = 186666,66 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 23,37 \times (495)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 186666,66} = 0,514 < 2,475$$

Vérifiée

3) Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 1,4) = 20 \text{ cm}$$

Les cadres sont espacés de 20 cm en travée et de 15 cm en zone nodale.

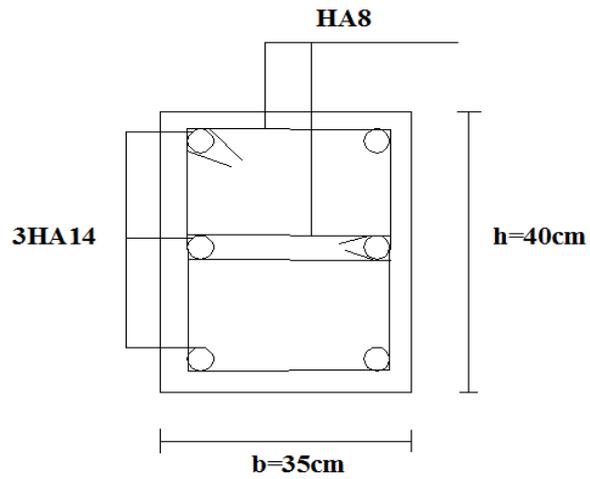


Figure 59 Schéma de ferrailage des longrines.

- ❖ **Remarque :** concernant l'intérieur de la salle, on l'absence des poteaux intermédiaires, on a des longrines de portées très importantes, donc on doit disposer des plots.

CHAPITRE 10

VERIFICATION DE LA STABILITE D'ENSEMBLE

11.1 Introduction

Après la vérification des éléments pré dimensionné de la structure à la résistance, et la stabilité, on doit vérifier la stabilité d'ensemble sous le vent et le séisme.

La stabilité de la structure est assurée si :

✓ \sum Moments résistants (stabilisateurs) $\geq \sum$ moments renversants.

✓ $\sum M_{st} \geq \sum M_R$

11.2 Détermination des moments renversants (M_R)

11.2.1 Cas de vent

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

✓ Une composante horizontale (F_H)

✓ Une composante verticale (F_V)

- i. Vent sur façade principale et secondaire avec dépression intérieur
($C_{pi}=-0,3$)

Tableau 57 Vent sur la façade principale et secondaire $C_{pi}=-0,3$

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	314,973	409,46	128,96	0	0	17,35	3,5
E	377,968	409,46	154,76	0	21	17,35	3,5
F	775,183	5,17	0	4,01	0,7	2,625	7,22
G	710,584	40,95	0	29,09	0,7	17,35	7,22
H	387,591	205,23	0	79,54	4,2	17,35	8,34
F	775,183	5,17	0	4,01	0,7	32,07	7,22
J	839,781	51,30	0	43,08	7,7	17,35	9,46

I	452,189	205,23	0	92,80	11,2	17,35	10,59
F _r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F _r (par)	-	-	0	0	-	-	-
			F _H =283,72		10,39	17,35	3,5
			-	F _V =260,55	6,66	17,35	9,13

➤ Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 4520,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 2728,28 \text{ kN.}$$

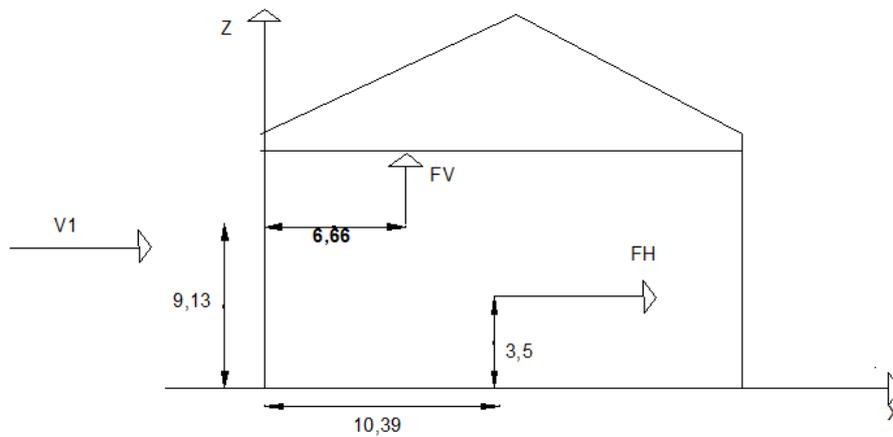


Figure 60 Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec dépression intérieure.

ii. Vent sur façade principale et secondaire avec surpression intérieure ($C_{pi}=0,8$)

Tableau 58 Vent sur la façade principale et secondaire $C_{pi}=0,8$.

Zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	409,46	0	0	0	17,35	3,5
E	720,242	409,46	294,91	0	21	17,35	3,5
F	1098,176	5,17	0	5,67	0,7	2,625	7,22
G	1033,578	40,95	0	42,32	0,7	17,35	7,22
F	1098,176	5,17	0	5,67	0,7	2,625	7,22
H	710,584	205,23	0	145,83	4,2	17,35	8,34
J	1162,775	51,30	0	59,65	0,7	32,07	7,22
I	775,183	205,23	0	159,09	7,7	17,35	9,46
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	0	-	-	-
			$F_H=294,91$		21	17,35	3,5
			-	$F_V=418,25$	4,58	17,35	8,46

➤ Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 7256,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 2947,77 \text{ kN.m}$$

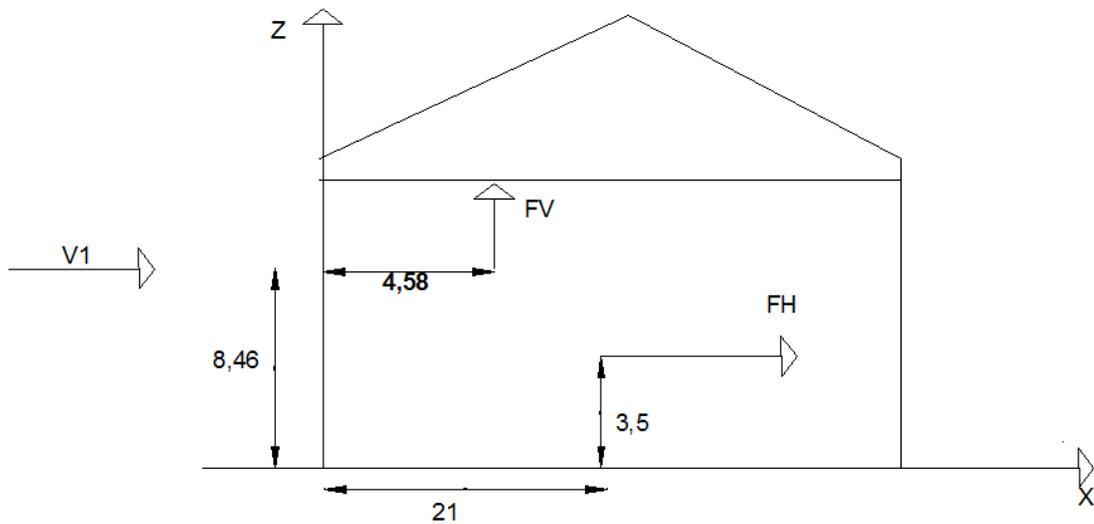


Figure 61 Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale et secondaire avec surpression intérieure.

iii. Vent sur la façade latérale gauche et droite avec dépression intérieur

(C_{pi}=-0,5)

Tableau 59 Vent sur la façade latérale gauche et droite (C_{pi}=-0,5)

zone	q _j (N/m ²)	S (m ²)	F _H (KN)	F _V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	836,930	197,4	165,21	0	0	10,5	3,5
E	128,758	197,4	25,41	0	34,7	10,5	3,5
F	501,739	23,28	0	11,68	1,05	10,5	8,52
G	541,350	23,28	0	12,60	1,05	10,5	11,8
H	92,425	186,30	0	17,21	6,3	10,5	11,8
I	0	536,74	0	0	22,6	10,5	11,8
F _r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F _r (par)	-	-	1,68	0	0	10,5	3,5
			F _H =192,3	-	4,58	10,5	3,5
			-	F _V =41,50	3,22	10,5	10,87

➤ Calcul de M_R :

$$M_{R /xx} = F_V \times Y = 435,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{R /yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 806,68 \text{ kN.m}$$

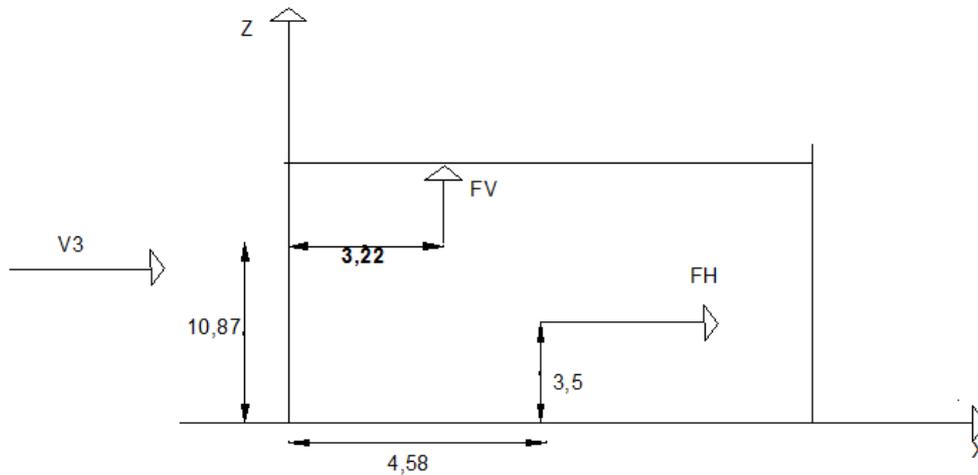


Figure 62 Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec dépression intérieure.

iv. Vent sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure ($C_{pi}=0,8$)

Tableau 60 Vent sur la façade latérale gauche et droite ($C_{pi}=0,8$).

zone	q_j (N/m ²)	S (m ²)	F_H (KN)	F_V (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	197,4	0	0	0	10,5	3,5
E	708,171	197,4	139,79	0	34,7	10,5	3,5
F	1359,978	23,28	0	31,66	1,05	10,5	8,52
G	1399,589	23,28	0	32,58	1,05	10,5	11,8
H	950,664	186,30	0	177,10	6,3	10,5	11,8
I	858,238	536,74	0	460,65	22,6	10,5	11,8
F_r (toi)	-	-	0	0	-	-	-
F_r (par)	-	-	1,68	0	0	10,5	3,5
			$F_H=141,47$	-	34,28	10,5	3,5
			-	$F_V=702$	16,51	10,5	11,65

➤ Calcul de M_R :

$$M_R /_{xx} = F_V \times Y = 7371 \text{ kN.m}$$

$$M_R /_{yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 12085,16 \text{ kN.m.}$$

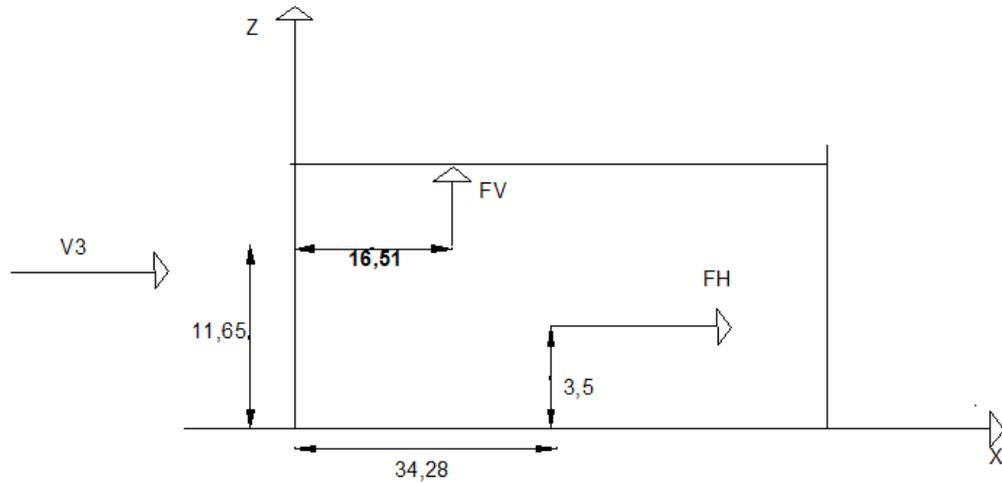


Figure 63 Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade latérale gauche et droite avec surpression intérieure.

11.2.2 Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé au niveau du contact sol –fondation.

➤ Réaction à la base :

Tableau 61 Réaction à la base due aux effets sismiques.

Le mode	Réaction					
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)	M _{zz} (KN.m)
CQC	1584,651	1200,981	407,26	25550,147	10101,34	26834,84

CQC : combinaison quadratique complète.

$Y_G=17,35$ m.

$X_G=10,5$ m.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 32616,10kN.m$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 14377,57kN.m$$

➤ Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

✓ Poids de la structure :

$$P_T = 5210,276kN$$

○ Moments stabilisateurs :

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$M_{st/XX} = 5210,276 \times 17,35 = 90398,28kN.m$$

$$M_{st/YY} = 5210,276 \times 10,5 = 54707,89kN.m$$

11.3 Vérification au renversement de la structure :

Tableau 62 Vérification au renversement de la structure.

		C _{pi}	M _R (kN.m)		M _{St} (kN.m)		M _{St} / M _R	
			/xx	/yy	/xx	/yy	/xx	/yy
Cas du vent	Vent sur la façade principale et secondaire (V ₁ , V ₂)	-0,3	4520,54	2728,28	90398,28	54707,89	20	20,05
		0,8	7256,63	2947,77			12,45	18,55
	Vent sur la façade latérale gauche et droite (V ₃ , V ₄)	-0,5	435,75	806,68			207,4	67,81
		0,8	7371	12085,16			12,26	4,52
Cas du séisme			32616,10	14377,57	0,8.M _{st}	0,8.M _{st}	2,21	3,04
					72318,62	43766,31		

$\frac{M_{st}}{M_R} > 2$ Donc le renversement est vérifié.

- ✓ Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux double des moments renversants, donc il n'y'a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années, et de développer l'esprit de la recherche.

Notre projet a pour but de dimensionner une salle omnisport avec une hauteur assez importante dont l'objectif qu'elle soit constructible, stable et même rigide.

L'étude de ce projet nous a permis d'améliorer nos connaissances de conception, et de dimensionnement, et grâce à ce travail nous avons appris à appliquer les différents règlements, telle que le RPA99version(2003), L'EUROCCODE3, et les différents DTR ainsi l'utilisation des logiciels de calcul comme le SAP, et l'AUTOCAD pour le dessin.

Au cours de cette étude nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient-ils, ou structuraux. Ce permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Les actions les plus extrêmes à prendre au sérieux sont celle du vent qui est le cas le plus défavorable sur la toiture tandis que les éléments de l'ossature sont sollicités par les actions du séisme.
- Le système de contreventement de la structure est celui de la poutre au vent en pignon, et le contreventement en ciseaux sous la présence des poutres de chaînages autour de l'ossature.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- La forme de la structure joue un rôle favorable sur les actions du vent.

BIBLIOGRAPHIE

- 1- Règlement neige et vent RNVA 99 (D.T.R.C 2-4.7)
- 2- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, (D.T.R.B 2 48)
- 3- Euro code 3-4 et document d'application nationale, préface de jacques
- 4- Conception et dimensionnement des halles et bâtiment métallique, Manfred A. Hirt Crisinel, volume 11
- 5- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- 6- DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- 7- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- 8- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93).
- 9- M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».

Tableau des armatures en (cm²)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Coefficients de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$.