



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure
et de la Recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira – Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil

Option : Construction Métallique

Thème :

*Etude d'une salle de sport à toiture
en charpente métallique*

Réalisé par :

MERCHICHE Lounis
TALA-IGHIL Ramtane

Promoteur:

M^r : B. BANOUNE

Jury:

M^r : LARABAT
M^r : IDDIR

Promotion : 2013/2014

Remerciements

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donnée le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur Mr B. BANOUNE pour son aide et ces orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance.



Dédicace

Je dédie ce mémoire :

A la mémoire de mon père et mon oncle (abdenour) ;

A la personne la plus chère dans le monde pour moi : ma mère et fatima ;

A mes grands parents ;

A mes oncles ;

A mes tantes ;

et à toute la famille

A mon binome : lounis.

A tous mes amis, ainsi que toute la communauté universitaire.

Ramtane.



Dédicace

Je dédie ce mémoire :

A la personne la plus chère dans le monde pour moi : mon père ;

A ma mère .

A mes frères: allaoua , youcef , m'hand , farid.

A mes sœurs :aourida ,taous.

et à toute la famille

A mon binome :ramtane

et a tous mes amis .

ainsi que toute la communauté universitaire.

Lounis.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1- Introduction :	1
I.2- Etude du sol :	1
I.3- Situation :	1
I.4- Caractéristiques :	1
I.4.1- Architecture :	1
I.4.2- Géométrie :	1
I.4.3- Ossature et la stabilité de la structure:	1
I.5- La toiture	2
I.6- Matériaux utilisés :	2
I.6.1- L'acier :	2
I.6.1.1- Propriétés de l'acier :	3
I.6.2-Couvertures :	4
I.6.3- Le béton :	5
I.6.3.1- Composition du béton :	5
I.6.3.2- Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :	6
I.6.3.3- Déformation du béton :	7
I.6.3.4- Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites:	8
I.7- Règlements utilisés :	10

Chapitre II: Etude climatique

II.1- Introduction :	11
II.2- Les coefficients de calcul :	12
II.2.1- Effet de la région ($q_{réf}$):	12
II.2.2- Effet de site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$) :	12
II.2.3- Coefficient topographique (C_t) :	12
II.2.4- Coefficient dynamique (C_d) :	13
II.2.5- Détermination de la pression dynamique (q_{dym}) :	14
II.2.6- Calcul de coefficient d'exposition (C_e) :	14
II.2.6.1- Coefficient de rugosité :	15
II.2.6.2- Détermination de C_r et C_e :	15
II.2.6.2.1- Direction de vent V_1 : (façade principale) :	16
II.2.6.2.2- Direction de vent V_2 : (façade secondaire):	23

II.2.6.2.3- Vent sur la façade latérale gauche V3 :	28
II.2.6.2.4- Vent sur la façade latérale droite V4 :	33
II.2.6.3- Actions d'ensemble sur la structure :	38
II.2.6.3.1- Vent sur la façade principale (sens V1) :	38
II.2.6.3.2- Vent sur la façade secondaire (sens V2) :	40
II.2.6.3.3- Vent sur la façade latérale gauche (sens V3) :	42
II.2.6.3.4- Vent sur la façade latérale droite (sens V4) :	45
II.3- Action de la neige :	48
II.3.1- Calcul de la charge de neige sur le sol :	48
II.3.2- Neige sur la toiture :	48
II.4- Etude de la variation de la température :	49

Chapitre III: Pré dimensionnement des éléments

III.1- Calcul des pannes :	50
III.2- Détermination des charges et surcharges :	50
III.3- Combinaisons de charge les plus défavorables :	52
III.4- Combinaisons d'actions :	53
III.5- Pré dimensionnement :	53
III.6- Dimensionnement des pannes :	54
III.6.1- Les combinaisons de calcul :	54
III.6.2- Détermination des sollicitations :	55
III.6.3- Vérification de la résistance des pannes :	56
III.6.4- Vérification à L'ELS :	60
III.7- Calcul de l'échantignolle :	61
III.7.1- Introduction :	61
III.7.2- Détermination des sollicitations :	61
III.8- Calcul des fermes:	64
III.8.1- Introduction :	64
III.8.2- Hypothèse de calcul:	64
III.8.3- Détermination des forces revenantes à la ferme :	65
III.8.3.2- Calcul des forces selon les combinaisons de charges :	67
III.9- Pré dimensionnement des éléments :	68
III.9.1- Membrure supérieure :	68
III.9.2- Membrure inférieure :	68
III.9.3- Diagonale :	68
III.9.4- Les montants :	69
III.10- Vérification des éléments comprimés au flambement :	69
III.10.1- Membrures supérieure :	69

III.10.2- Membrures inférieures :.....	71
III.10.3- La diagonale :.....	74
III.10.4- Le montant :.....	75
III.10.5- Conclusion	77
III.11- Calcul du poids réel de la ferme :.....	78
III.12- Pré dimensionnement des éléments en béton :.....	78
III.12.1- Les poutres de chainages :.....	78
III.12.2- Les poteaux :.....	79
III.12.3- Descente de charge :.....	80
III.12.3.1- Poteau -A :.....	80
III.12.3.2- Poteau -B :.....	81
III.12.4- Vérification du poteau -A :.....	81
III.12.4.1- Vérification à la compression simple :.....	81
III.12.4.2- Vérification au flambement :.....	81
III.12.5- Vérification du poteau -B :.....	82
III.12.5.1- Vérification à la compression simple :.....	82
III.12.5.2- Vérification au flambement :.....	83
III.12.6- Conclusion :.....	83

Chapitre IV: Etude des contreventements

IV.1- Introduction :.....	84
IV.2-Effort du vent sur le pignon :.....	84
IV.2.1- calcul des efforts horizontaux :.....	84
IV.3-Détermination des sollicitations max dans les éléments de la poutre au vent :.....	85
IV.4- Vérification des éléments de la poutre au vent :.....	86
IV.4.1- Les diagonales :.....	86
IV.4.2 Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :.....	86
IV.4.3- Les membrures :.....	91
IV.5- Calcul de palées de stabilité :.....	93

Chapitre V: Etude sismique

V.1- Introduction :.....	94
V.2- Modélisation :.....	95
V.3- Analyse de la structure :.....	95
V.3.1- Type d'analyse :.....	95
V.3.2- Méthodes de calcul :.....	95
V.3.2.1- la méthode statique équivalente :.....	95

V.3.2.2- Principe de la méthode spectrale :	99
V.3.3- Analyse des résultats :	103
V.3.3.1- Les combinaisons de calcul :	103
V.3.3.2- Vérification de la résultante des forces sismiques :	104
V.3.3.3- Vérification des déplacements :	105
V.3.4- Effet de deuxième ordre :	106

Chapitre VI: Vérification des éléments de la toiture

VI.1- Introduction :	108
VI.2- Vérification des éléments de la ferme:	108
VI.2.1- A la traction :	108
VI.2.2- Au flambement :	108
VI.2.3- La condition de résistance :	108
VI.3- Vérification des diagonales des contreventements	110
VI.3.1- Vérification à la traction :	110
VI.3.2- Vérification au flambement :	111
VI.4- Vérification des montants de rive :	113
VI.4.1- Les sollicitations :	113
VI.4.2- Vérification à l'effort tranchant:	113
VI.4.3- Vérification à l'effort normal :	114
VI.4.4- Vérification aux instabilités :	114

Chapitre VII: calcul des assemblages

VII.1- Introduction :	115
VII.2- Assemblage des éléments de la ferme:	115
VII.2.1- Pré dimensionnement du gousset:	115
VII.2.1.1- Pré dimensionnement de la gorge:	116
VII.3- Assemblage poteau – ferme :	117
VII.3.1- Disposition des boulons.....	117
VII.4- Vérification à l'assemblage trop long:	119
VII.5- Assemblage des éléments de contreventements:	120
VII.5.1- Contreventement horizontal :	120
VII.5.1.1- Assemblage de la diagonale sur le gousset:	120
VII.5.1.2- Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme:	122
VII.6- Assemblage de la ferme sur le poteau en béton :	123
VII.6.1- Dimensionnement des tiges d'ancrages:	124
VII.6.2- Vérification de la résistance de scellement :	125

VII.6.3- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :	126
VII.6.3.1- Les contraintes dans le béton :	126
VII.6.3.2- Les contraintes dans l'acier :	126
VII.6.4- Dimensionnement de l'épaisseur de la platine.....	127
VII.6.4.1- vérification de la section 1-1 :	127
VII.6.4.2- Vérification da la section 2-2.....	127
VII.6.4.3- Vérification de la section 3-3 :	128

Chapitre VIII: Etude de l'ossature

VIII.1- Etude des poteaux :	129
VIII.1.1- Les recommandations du RPA 99 v2003 :	129
VIII.1.2- Ferrailage des poteaux :	131
VIII.1.3- Vérifications :	132
VIII.2- Etudes des poutres de chainage :	138
VIII.2.1- Recommandation du RPA99 :	138
VIII.2.2- Ferrailage des poutres de chainages :	139
VIII.3- Vérifications :	141

Chapitre IX: Etude de l'infrastructure

IX.1- Introduction :	146
IX.2- Calcul des fondations:	146
IX.2.1- Poteau de section (50*40) cm ² :	146
IX.2.1.1- Détermination des sollicitations:	146
IX.2.1.2- Pré dimensionnement de la semelle :	147
IX.2.1.3- Dimensionnement de la semelle:	148
IX.2.1.4- Vérification des contraintes :	149
IX.2.1.5- Vérification de la stabilité au renversement:	151
IX.2.1.6- Détermination des armatures de la semelle:.....	151
IX .2.2- Poteau de section (40*30) cm ² :	156
IX .2.2.1- Détermination des sollicitations:.....	156
IX.2.2.2- Pré dimensionnement de la semelle :.....	156
IX.2.2.3- Dimensionnement de la semelle:	157
IX.2.2.4- Vérification des contraintes :	159
IX.2.2.5- Vérification de la stabilité au renversement:	161
IX.2.2.6- Détermination des armatures de la semelle:.....	162
IX.3- Calcul des longrines :	167
IX.3.1- Introduction :	167

IX.3.2- Pré dimensionnement :.....	167
IX.3.3- Ferrailage :.....	167

Chapitre X: Vérification de la stabilité d'ensemble

X.1- Introduction:.....	169
X.2- Détermination des moments renversants (M_R)	169
X.2.1- Cas de vent :	169
X.2.2- Cas de séisme	177
X.3- Vérification au renversement de la structure :.....	178

Conclusion Générale

Annexes

Bibliographie

TABLE DES FIGURES :

I.1 : diagramme contrainte déformation de l'acier.....	4
I.2 : Panneau sandwich.....	5
I.3 : résistance du béton à la compression.....	7
I.4 : diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton a l'ELS	8
I.5 : Diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton a l'ELU.....	8
I.6 : Diagramme des 3 pivots	9
II.1- Vent sur façade principale et secondaire de la salle.....	11
II.2- Vent sur la façade gauche et droite de la salle.....	11
II.3- Vent sur plan de la couverture.....	12
II.4- Répartition de la pression dynamique sur la salle.....	14
II.5- Vue en élévation.....	16
II.6- Légende pour les parois verticales.....	17
II.7- Légende pour la toiture.....	18
II.8- Coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture.....	19
II.9-Surfaces des ouvertures sur la façade principale.....	19
II.10-Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire.....	20
II.11-Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche.....	20
II.12-Surfaces des ouvertures sur la façade latérale nord.....	20
II.13- Vue en élévation.....	23
II.14- Légende pour les parois verticales.....	24
II.15- Légende pour la toiture.....	24
II.16- Coefficients Cpe correspondant à chaque zone de toiture.....	25
II.17- Vue en élévation.....	28
II.18- Légende pour les parois verticales.....	29
II.19- Représentation des pentes.....	29
II.20- Légende pour les toitures à deux versants.....	30
II.21- Vue en élévation.....	33
II.22- Légende pour les parois verticales.....	34
II.23- Représentation des pentes.....	34
II.24- Légende pour les toitures à deux versants.....	35
II.25- Pression sur les zones A B C D E.....	38
II.26- Pression sur les zones F G H D E.....	39
II.27- Surpression sur les zones A B C D E.....	39
II.28- Surpression sur les zones D F G H E et l'auvent 1et 2.....	40
II.29- Pression sur les zones A B C D E.....	40
II.30- Pression sur les zones F G H D E.....	41
II.31- Surpression sur les zones A B C D E.....	41
II.32- Surpression sur les zones DFGHE et l'auvent 1et 2.....	42
II.33- Pression sur les zones A B C D E.....	42
II.34- Pression sur les zones F H I D E.....	43
II.35- Pression sur les zones G H I D E.....	43
II.36- Surpression sur les zones A B C D E.....	44
II.37- Surpression sur les zones F H I D E.....	44
II.38- Surpression sur les zones G H I D E.....	45
II.39- Pression sur les zones A B C D E.....	45
II.40- Pression sur les zones F H I D E.....	46
II.41- Pression sur les zones G H I D E.....	46
II.42- Surpression sur les zones A B C D E.....	47

II.43- Surpression sur les zones F H I D E.....	47
II.44- Surpression sur les zones G H I D E.....	47
II.45- Représentation du versant de la toiture.....	48
II.46- Chargement de la neige sur la toiture.....	49
III.1- Disposition de la panne sur la toiture.....	50
III.2- la pente de calcul.....	50
III.3- Schéma statique sous charge d'entretien.....	51
III.4-Moment due à la charge d'entretien.....	51
III.5- Echantignole.....	61
III.6- Réactions sous le vent.....	61
III.7-Dimensions de l'échantignole.....	63
III.8- Schéma statique de la ferme.....	64
III.9- Surface afférente des nœuds.....	65
III.10-Doubles cornières.....	69
III.11- Dimensions du poteau.....	79
III.12- Surface afférente d'un poteau.....	80
IV.1- Poutre au vent en pignon.....	84
IV.2- Schéma des montants de la poutre au vent.....	86
IV.3- Palée de stabilité de long-pan.....	93
V.1- Mode de déformation (1).....	102
V.2 : Mode de déformation (2).....	102
V.3 : Mode de déformation (3).....	103
VII.1- Longueurs des soudeurs.....	116
VII.2- Distribution des efforts.....	118
VII.3- Assemblage diagonale – gousset.....	121
VII.4- Disposition des boulons.....	122
VII.5- Assemblage gousset – membrure.....	122
VII.6- Tige d'encrage du pied du poteau.....	124
VII.7- Dispositions constructives.....	124
VII.8- Vérification dans la section 1-1.....	127
VII.9- Vérification de la section 2-2.....	127
VII.10- Vérification de la section 3-3.....	128
VIII.1- Section d'un poteau.....	134
VIII.2- Schéma de ferrailage des poteaux.....	137
VIII.3- Schéma de ferrailage des poutres de chainage.....	144
VIII.4- Schéma de ferrailage des poutres de chainage (annexe).....	145
IX.1- Dimension de la semelle.....	147
IX.2- Schéma de ferrailage de la semelle type 1.....	156
IX.3- Dimensions de la semelle.....	157
IX.4- Ferrailage de la semelle jumelée type 2.....	166
IX.5- Schéma de ferrailage des longrines.....	168

X.1-	Résultantes des forces horizontale et verticale sur façade principale avec dépressio intérieure.....	170
X.2-	Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade principale avec surpressio intérieure.....	171
X.3-	Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade secondaire avec dépressio intérieure.....	172
X.4-	Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade secondaire avec surpressio intérieure.....	173
X.5-	Résultantes des forces horizontale et vertical sur façade latéral sud avec dépressio intérieure.....	174
X.6-	Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade latérale sud avec surpressio intérieure.....	175
X.7-	Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade latérale sud avec dépressio intérieure.....	176
X.8-	Résultantes des forces horizontales et verticales sur façade latérale nord avec surpressio intérieure.....	177

LISTE DES TABLEAUX :

I.1- les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj}	7
II.1- les valeurs de C_d pour la toiture	13
II.2- les valeurs de C_d pour les parois	13
II.3- les valeurs de C_r et C_e	15
II.4- les valeurs de la pression dynamique.....	15
II.5- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	17
II.6- Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	18
II.7- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}= 0,15$	21
II.8- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}= 0,15$	21
II.9- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=+0,8$	22
II.10- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0,8$	22
II.11-Valeur de la force de frottement.....	23
II.12- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	24
II.13- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	25
II.14- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}= 0,10$	26
II.15- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=0,10$	26
II.16- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=+0,8$	27
II.17- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0,8$	27
II.18- valeurs de la force de frottement.....	28
II.19- Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.....	28
II.20- les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	30
II.21- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=-0,5$	31
II.22- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=-0,5$	31
II.23- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=+0,8$	32
II.24- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0,8$	32
II.25- valeurs de la force de frottement.....	33
II.26- les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	34
II.27- les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.....	35
II.28- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=-0,5$	36
II.29- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=-0,5$	36
II.30- valeur de la pression correspondant a chaque zones de paroi verticale avec $C_{pi}=+0,8$	37
II.31- valeur de la pression correspondant a chaque zones de la toiture avec $C_{pi}=+0,8$	37
II.32- Valeurs de la force de frottement.....	38
III.1- les efforts dans les éléments de la ferme.....	67
III.2- Les sections de la ferme choisies.....	77
IV.1-Valeurs de F_i	85
IV.1- les sollicitations des éléments de la ferme.....	85
V.1- Pénalité de vérification	98
V.2- pourcentage de participation de masse.....	101
V.3- Combinaisons de calcul.....	104
V.4- Vérification de l'effort tranchant à la base.....	104
V.5- Déplacement max en situation durable.....	105
V.6- Déplacement relatif des niveaux.....	106
V.7- Effet P- Δ suivant X-X.....	107
V.8- Effet P- Δ suivant Y-Y.....	107
VI.1- Vérification des éléments de la ferme.....	110
VI.2- les efforts dans les éléments de contreventement.....	110
VI.3- Sollicitations dans les montants de rive.....	113

VII.1- Efforts dans les éléments de la ferme.....	115
VII.2- Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	115
VII.3- Dimension des cordons de soudure.....	117
VII.4- Les sollicitations les plus défavorables.....	124
VIII.1- Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux.....	130
VIII.2- Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	131
VIII.3- Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	132
VIII.4- Vérification des contraintes dans le béton.....	135
VIII.5- Vérification des contraintes tangentielles.....	135
VIII.6- Les armatures longitudinales dans les poutres.....	139
VIII.7- Vérification des contraintes tangentielles.....	141
VIII.8- Vérification au cisaillement.....	142
IX.1- Les sollicitations à la base des poteaux.....	146
IX.2- Les sollicitations à la base de la semelle type1.....	149
IX.3- Vérification des contraintes dans le sol.....	150
IX.4- Les sollicitations à la base de semelle type 1.....	150
IX.5- Vérification des contraintes dans le sol.....	151
IX.6- Les armatures des semelles type1.....	155
IX.7- Les sollicitations à la base des poteaux.....	156
IX.8- Les sollicitations à la base de la semelle type2.....	159
IX.9- Vérification des contraintes dans le sol.....	159
IX.10- Les sollicitations à la base de la semelle type2.....	160
IX.11- Vérification des contraintes dans le sol.....	161
IX.12- Les armatures des semelles type2.....	166
X.1- Vent sur façade principale $C_{pi}=0,15$	169
X.2- Vent sur façade principale $C_{pi}=0,8$	170
X.3- Vent sur façade secondaire $C_{pi}=0,10$	171
X.4- Vent sur façade secondaire $C_{pi}=0,8$	172
X.5- Vent sur façade latérale sud $C_{pi}=-0,5$	173
X.6- Vent sur façade latérale sud $C_{pi}=0,8$	174
X.7- Vent sur façade latérale nord $C_{pi}=-0,5$	175
X.8- Vent sur façade latérale nord $C_{pi}=0,8$	176
X.9- Réaction à la base due aux effets sismiques.....	177
X.10- Vérification au renversement de la structure.....	178

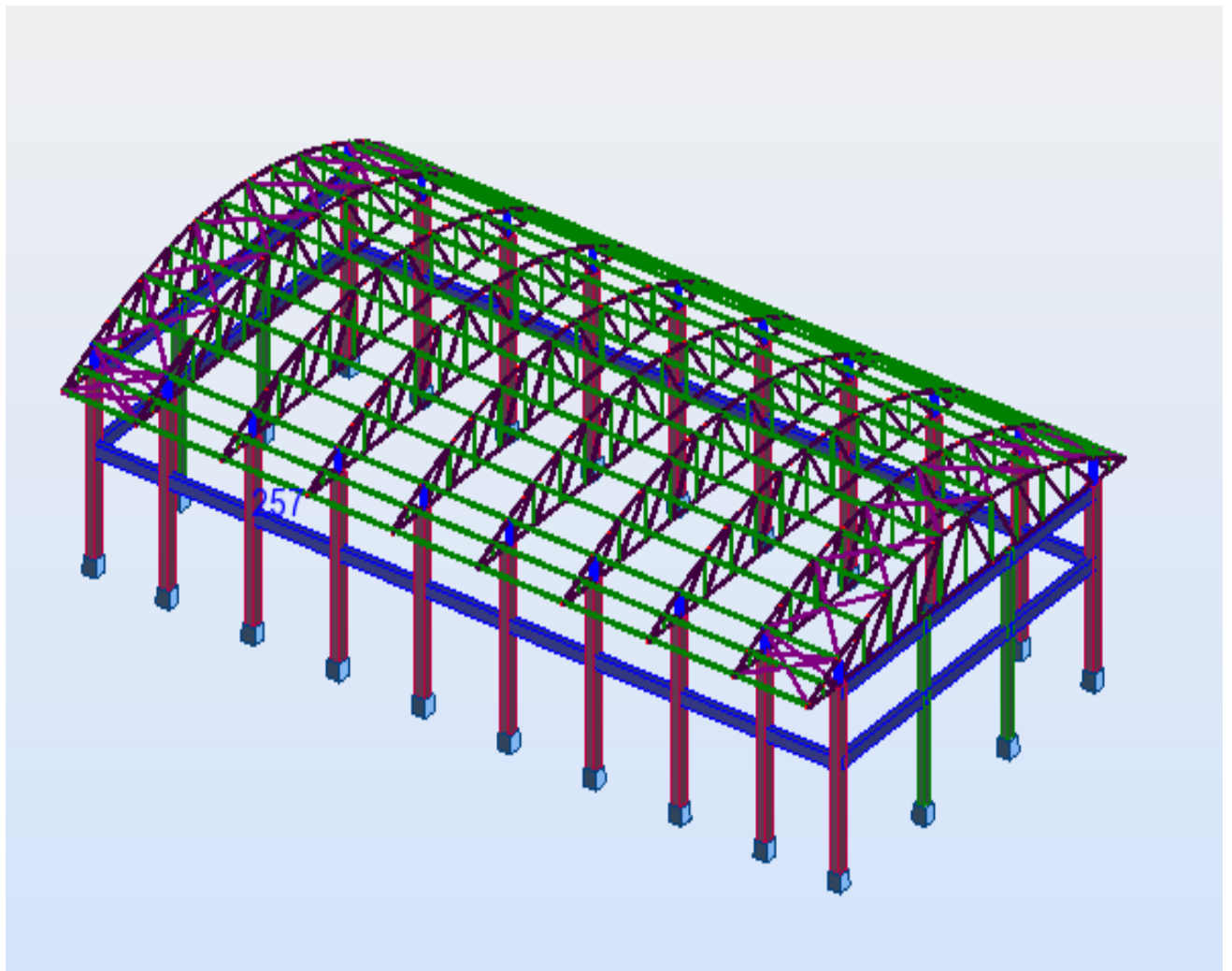
Introduction

Le but des études en génie civil est de concevoir des bâtiments répondants aux besoins humains, capables de résister aux multiples phénomènes naturels (séismes, vent extrêmes...), ce qui implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auxquels ils seront soumis, et les transmettre aux fondations.

Ces propriétés englobent la résistance, la raideur, et la capacité d'absorption, et de dissipation de l'énergie

L'acier utilisé en construction métallique a des caractéristiques garanties. C'est un matériau isotrope et homogène, ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de la résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages, et il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet. C'est le matériau d'usage courant en construction qui présente les caractéristiques les plus élevées pour le poids le plus faible.

Les dures lois de la nature, et l'importance des études en génie civil, poussent l'ingénieur à chercher en permanence les moyens les plus précis et les plus fiables dans les calculs, c'est pour cela que l'ingénieur a recours aux logiciels de calcul numériques tel que ; ROBOT STRUCTURAL, SAP 2000, qui sont disposés de toutes les fonctionnalités nécessaires pour mener les calculs dans les meilleurs conditions.



Vue en 3D

I.1- Introduction :

Notre projet consiste en l'étude d'une salle de sport de forme rectangulaire avec ossature en béton armé et la toiture en charpente métallique de groupe d'usage (1B), selon le règlement (RPA99 V2003) [2].

I.2- Etude du sol :

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

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 1,8bar$
- Profondeur minimal d'ancrage égale à 2,00m par rapport à la cote du terrain naturel.

I.3- Situation :

Notre projet sera implanté à AMIZOUR daïra de AMIZOUR (W) de Bejaia. La zone d'implantation est classée selon le RPA99/version2003 [2] comme zone IIa (moyenne sismicité).

I.4- Caractéristiques :

I.4.1- Architecture : la structure est constituée de :

- RDC à usage multiple (bureau, douche sanitaire,...) ;
- Salle polyvalente ;
- Hall ;
- Air de jeux d'une surface de 583.26 m² ;

On s'intéresse à l'étude de la salle polyvalente uniquement.

I.4.2- Géométrie : les dimensions géométriques de la salle sont :

- Longueur totale en plan 35.20m ;
- Largeur totale en plan 16.30m ;
- Longueur totale de la couverture 35.30m ;
- Largeur totale de la couverture 19.40m ;
- La hauteur totale 8,80m ;
- Hauteur du RDC 4,00m.

I.4.3- Ossature et la stabilité de la structure:

L'ossature sera en portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide, car cette structure présente un aspect intéressant de point de vue :

- Economique ;
- Isolation thermique ;
- Isolation phonique.

La stabilité de la structure est assurée par une succession de portique en béton armée renforcée par des poutres de chainages.

I.5- La toiture

Généralement pour les salles de sports, le dégagement d'un espace à l'intérieur est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une toiture en charpente métallique, qui nous offre plusieurs avantages, dont les plus importantes sont :

- Les poteaux intérieurs sont éliminés, permettant un usage plus souple et plus efficace de l'espace construit ;
- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou plancher mixte ;
- La facilité de montage d'une toiture en charpente métallique dans une structure plus espacé.

I.6- Matériaux utilisés :

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux différentes sollicitations, leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le cout, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.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 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.

I.6.1.1- Propriétés de l'acier :

a) Résistance :

Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par règlement Eurocode 03 [3].

La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

b) Ductilité :

La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases}$ Eurocode 02 art 3.2.4.2 [3]

$$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$$

- 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 supérieure à 15%, avec :
- A_0 est la section transversale initiale de l'élément considéré.

c) Propriétés mécaniques de l'acier :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \approx 0,4 * E$
- Coefficient de Poisson : $\mu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 * 10^{-6}$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg} / \text{m}^3$

- Diagramme contrainte- déformation de l'acier :

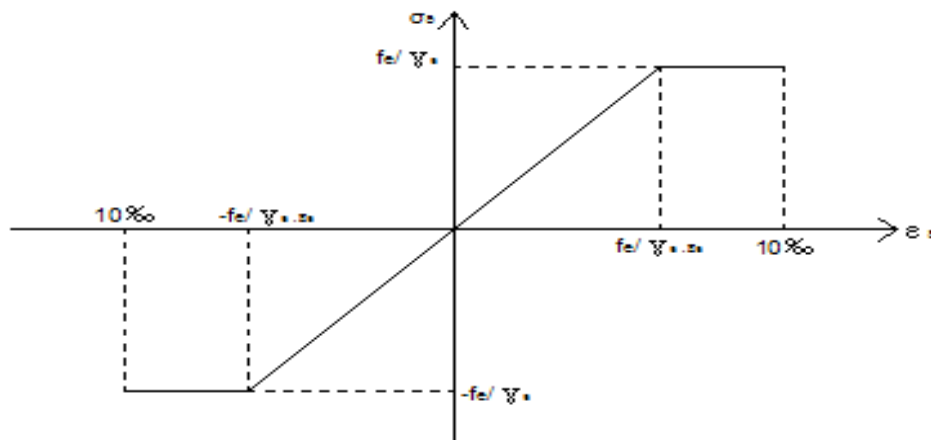


Fig. I.1 : diagramme contrainte déformation de l'acier.

I.6.2-Couverture :

La couverture sera réalisé par des panneaux sandwich, appelé aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constituées :

- 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 sandwichs nous offre plusieurs avantages on site :

- Le parvapeur
- L'isolation et l'étanchéité
- Une bonne capacité portante
- Un gain de temps appréciable au montage.

Mais, leurs point faible se situ dans l'étanchéité des joints.

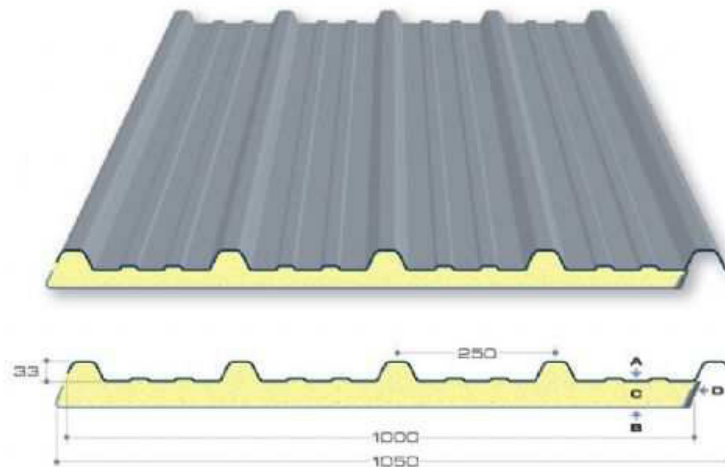


Fig. I.2 : Panneau sandwich

I.6.3- Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées,...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

I.6.3.1- Composition du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physique et mécanique dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc. Il est composé :

➤ **D'un liant hydraulique (ciment).**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité dépendant des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

➤ **Des granulats :**

- **Gravier :** constitués par des grains rocheux dont la grosseur avec des différents diamètres (3/8-8/15-15/25 et >25) mm.
- **Sable :** constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

Ils doivent être durs, propre et non gélives. Ils sont obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant
- adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité.

Qualités recherchées pour un bon béton :

- Résistance mécanique élevée (25-40 Mpa) ;
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier. – Bonne mise en œuvre (facile à couler) ;
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et granulats ;
- Le dosage (quantité) ;
- Un bon mélange (homogénéité).

1.6.3.2- Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

a) Masse volumique :

- La masse volumique d'un béton à granulats courants (normal) → $2200 \div 2400 \text{ kg/m}^3$;
- La masse volumique d'un béton à granulats légers → $700 \div 1500 \text{ kg/m}^3$;
- La masse volumique d'un béton à granulats lourds → $3500 \div 4000 \text{ kg/m}^3$;
- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m^3

b) Retrait :

Le béton après sa confection contient un excès d'eau. Si la pièce en béton durcit dans une atmosphère non saturée en humidité, l'eau en excès va disparaître peu à peu, à la fois par évaporation et avec combinaison avec le ciment. Son départ s'accompagne d'une diminution de volume que l'on appelle le retrait.

c) Fluage :

Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante (noté σ_0) pendant une durée infinie.

Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement et de l'épaisseur de l'élément.

- Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression.

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

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

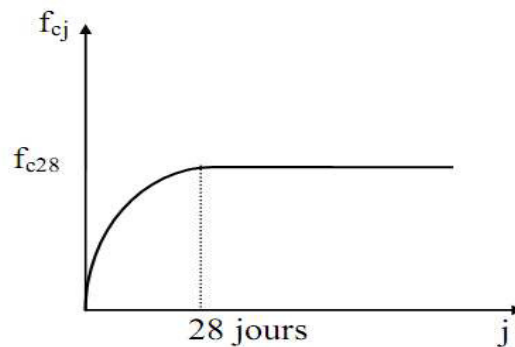


Fig. I.3 : résistance du béton à la compression

- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPa)

1.6.3.3- Déformation du béton :

a) Déformation longitudinale : BAEL.91 [4]

- Module de déformation instantané $\Rightarrow E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ (MPa); dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.
- Module de déformation différée $\Rightarrow E_{vj} = E_{ij}^{1/3} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ (MPa); dû aux sollicitations de longue durée d'application.

f_{cj} (MPa)	25	30	40	50	60
E_{ij} (MPa)	32160	34180	37620	40520	43060
E_{vj} (MPa)	10820	11500	12650	13630	14490

Tab. I.1 : les valeurs E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj}

b) Coefficient de Poisson :

- Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de Poisson est pris égal à 0.
- Pour le calcul des déformations, il est pris égal à 0,2.

Diagramme contrainte /déformation de calcul :**➤ ELS :**

E_b : module de déformation du béton

E_s : module de déformation de l'acier

Le rapport E_s/E_b est appelé

Coefficient d'équivalence : $n = 15$.

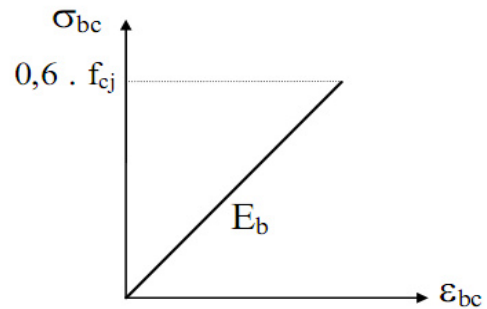


Fig. I.4 : diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton a l'ELS

➤ELU :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} < 2 \quad , \quad 0 \leq \sigma_{bc} \leq f_{bu}$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \quad , \quad \sigma_{bc} = f_{bu}$$

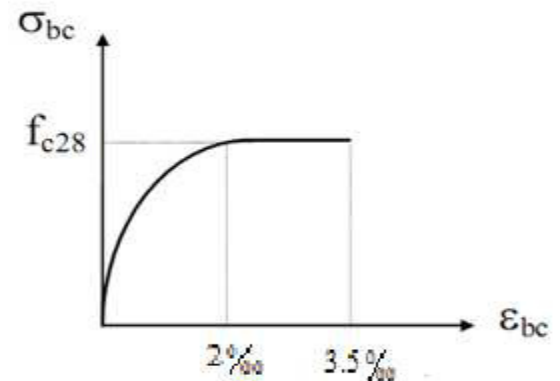


Fig. I.5 : Diagramme $\sigma - \varepsilon$ du béton a l'ELU-

1.6.3.4- Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites:**a) Hypothèses a l'ELU :**

1. Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).
2. Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
3. La résistance du béton à la traction est négligée.
4. Le raccourcissement ultime du béton (ε_{bc}) est limité à ($3,5\text{‰}$) en flexion et à (2‰) en compression simple (centré).

5. L'allongement ultime des aciers (ε_p) est limité à (10 ‰).
6. 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.

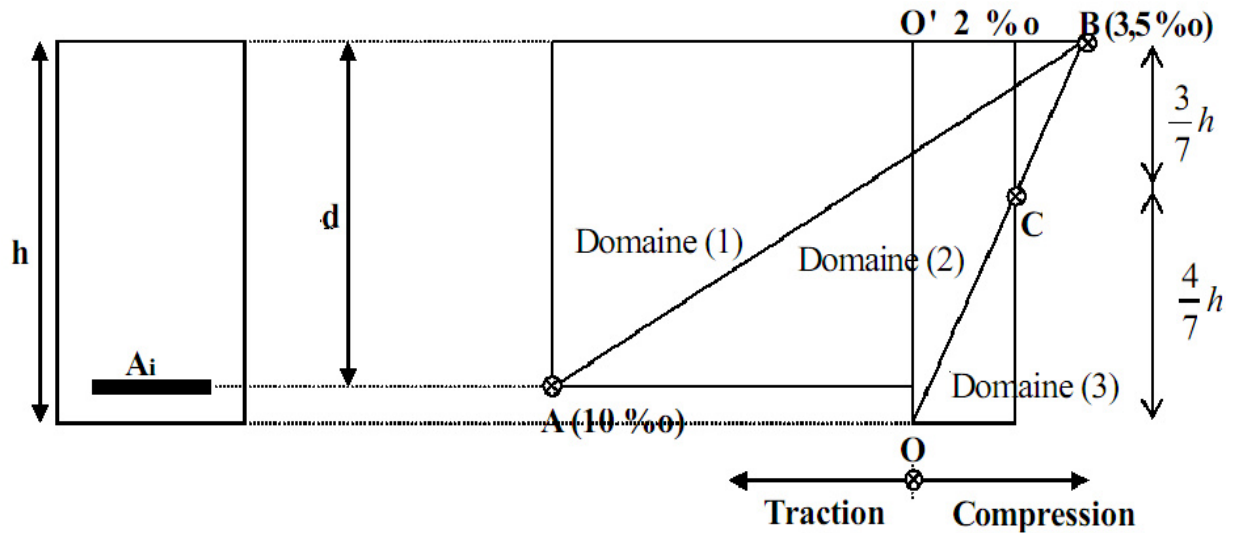


Fig. I.6 : Diagramme des 3 pivots.

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

b) Hypothèse a l'ELS :

1. Conservation des sections planes.
2. 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
3. La résistance à la traction du béton est négligée.
4. Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligée.

5. Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton $n = \frac{E_s}{E_{bc}} = 15$

I.7- Règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- **RNV A99** : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 1999.
- **CCM97, Eurocode 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se font conformément aux CCM97 et Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : béton armé aux états limites.

II.1- Introduction :

Souvent l'effet du vent sur les structures métallique est plus prépondérant, il faut une étude approfondie et bien détaillée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions.

Le règlement (DTR : RNV A99) [1] sert pour la détermination les différentes actions du vent sur l'ensemble de la structure.

Les pressions exercées par le vent sur les surfaces sont déterminées par de nombreux facteurs :

- De la région
- Du site d'implantation
- De la hauteur de la structure
- La forme de la toiture
- La forme géométrique 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.
- ✓ vent sur plan de la couverture.

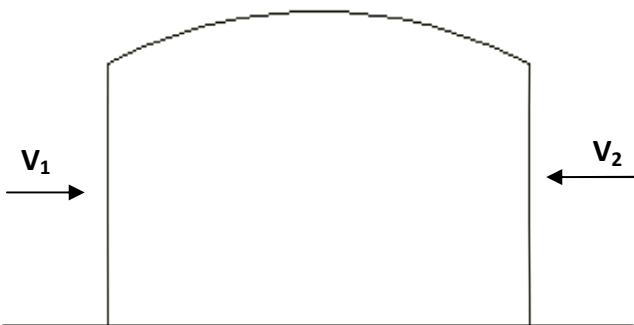


Fig. II.1 : Vent sur façade principale et secondaire de la salle

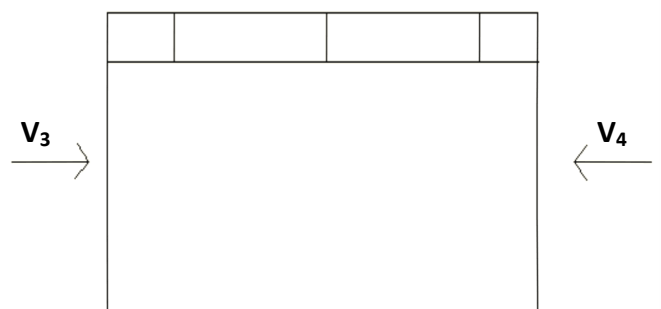


Fig. II.2 : Vent sur la façade gauche et droite de la salle

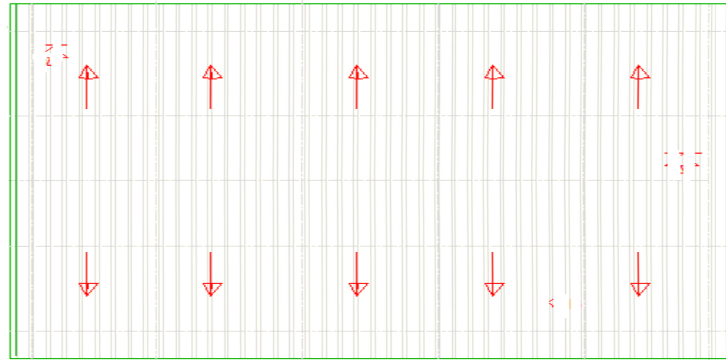


Fig. II.3 : Vent sur plan de la couverture

II.2- Les coefficients de calcul :

II.2.1- Effet de la région ($q_{réf}$)

La pression dynamique de référence $q_{réf}$ qui est fonction de la zone de vent et qui sera utilisée pour calculer la pression dynamique $q_{dyn}(z)$.

Pour notre bâtiment qui est une structure implanté dans une zone (I), dont la pression de référence est : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ donnée par le tableau 2.3 (chap. II RNV A99) [1].

II.2.2- Effet de site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$) :

Les terrains sont classés en quatre catégories de (I) a (IV), ils influent sur les couloires d'écoulement du vent et sur l'effet venturi (intensification de la vitesse du vent dans des couloires). La structure sera implantée dans une zone suburbaine (catégorie III).

D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{le facteur du terrain} \Rightarrow K_t = 0.22 \\ \text{le parametre de rugosité} \Rightarrow Z_0 = 0.3\text{m} \\ \text{la hauteur minimale} \Rightarrow Z_{min} = 8\text{m} \\ \text{le coefficient} \Rightarrow \epsilon = 0.37 \end{array} \right. \quad (\text{tableau 2.4 chap II RNV A99}) [1]$$

II.2.3- Coefficient topographique (C_t) :

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

Les types de sites et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnés dans le tableau 2.5 (chap. II RNV A99) [1]. On prend un site aux alentours des collines, d'où le coefficient topographique est : $C_t(z) = 1$

II.2.4- Coefficient dynamique (C_d) :

Le coefficient dynamique C_d est calculé pour tenir compte des effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir d'abaques données par les figures 3.1 à 3.7 (chap III RNV A99) correspondant à des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Et pour d'autres types de constructions (structure en treillis par exemple), il convient d'utiliser les formules de l'annexe 4 du RNV A99.

Pour notre ouvrage qui est un bâtiment avec l'ossature en béton armée et la toiture en charpente métallique, la valeur du coefficient dynamique C_d est donné par la figure 3.3 (chap III RNV A99) en fonction de la structure et du sens du vent. Notre structure (la salle sportive) a une hauteur qui avoisine les 8.80m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

Notre salle est de hauteur de 8.80m qui n'existe pas dans l'abaque de la figure 3.2 chap. III de RNV A99, on prend $h=10m$ pour toutes les directions.

a) Toiture :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	10	35.30	0.91
V_2	10	35.30	0.91
V_3	10	19.40	0.94
V_4	10	19.40	0.94

Tab. II.1 : Les valeurs de C_d pour la toiture

b) Les parois :

Direction du vent	h(m)	b(m)	C_d
V_1	10	35.20	0.91
V_2	10	35.20	0.91
V_3	10	16.30	0.93
V_4	10	16.30	0.93

Tab. II.2 : Les valeurs de C_d pour les parois

II.2.5- Détermination de la pression dynamique (q_{dym}) :

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple de la structure en « n » éléments de surface « j » horizontaux de hauteur h_j .

La salle a une hauteur inférieure à 10m, donc elle doit être considérée comme un tout (un seul élément « j »).

Notre structure est permanente, donc la formule de la pression dynamique est :

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

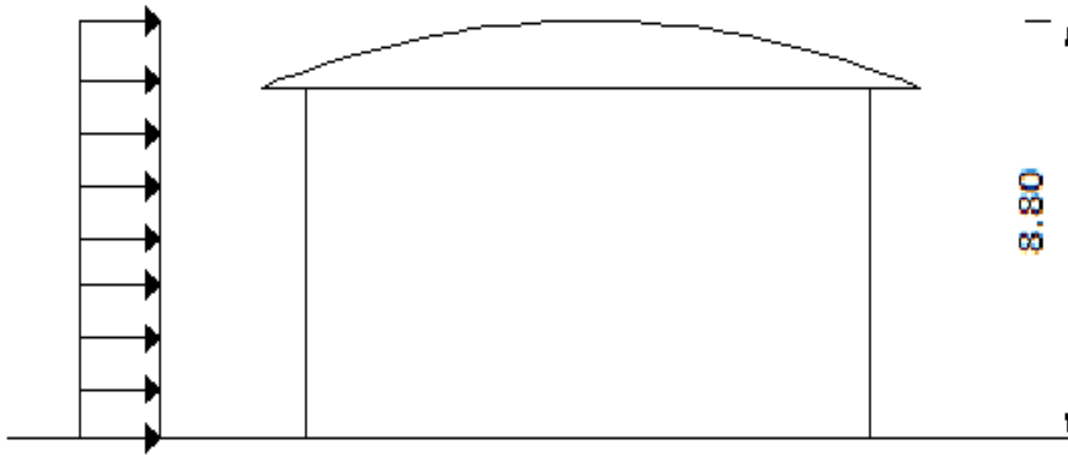


Fig. II.4 : Répartition de la pression dynamique sur la salle

II.2.6- 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 $C_d = 0.94 < 1.2$

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \text{chap II RNV A99 Art 3.3}$$

II.2.6.1- Coefficient de rugosité :

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

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z_{\min} < Z < 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \rightarrow \text{pour } Z < Z_{\min} \end{cases} \quad \text{chap II RNV A99 Art 4.2 [1]}$$

Avec :

Z_0 : le paramètre de rugosité.

Z_{\min} : la hauteur minimale.

Dans notre cas :

$$Z = 8.80m > Z_{\min} = 8m$$

II.2.6.2- Détermination de C_r et C_e :

	Z(m)	C_r	C_e
Parois	6.46	0.722	1.633
Toiture	8.80	0.743	1.696

Tab. II.3 : Les valeurs de C_r et C_e

Tableau donnant les valeurs de la pression dynamique :

	Z(m)	C_e	$q_{\text{dyn}} (\text{N/m}^2)$
Parois	6.46	1.633	612.37
Toiture	8.80	1.696	636

Tab. II.4 : Les valeurs de la pression dynamique

II.2.6.2.1- Direction de vent V_1 : (façade principale) :

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

➤ Paroi verticale

On se réfère au paragraphe 1.1.1.2 du chapitre 5 à la figure (5-1) du RNVA99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

$$b=35.20\text{m} \quad , \quad d=16.30\text{m} \quad , \quad h=6.46\text{m}$$

$$e=\min(35.20 ; 2 \times 6.46)=12.92\text{m} \quad , \quad e < d \quad , \quad e/5 = 2.58\text{m}$$

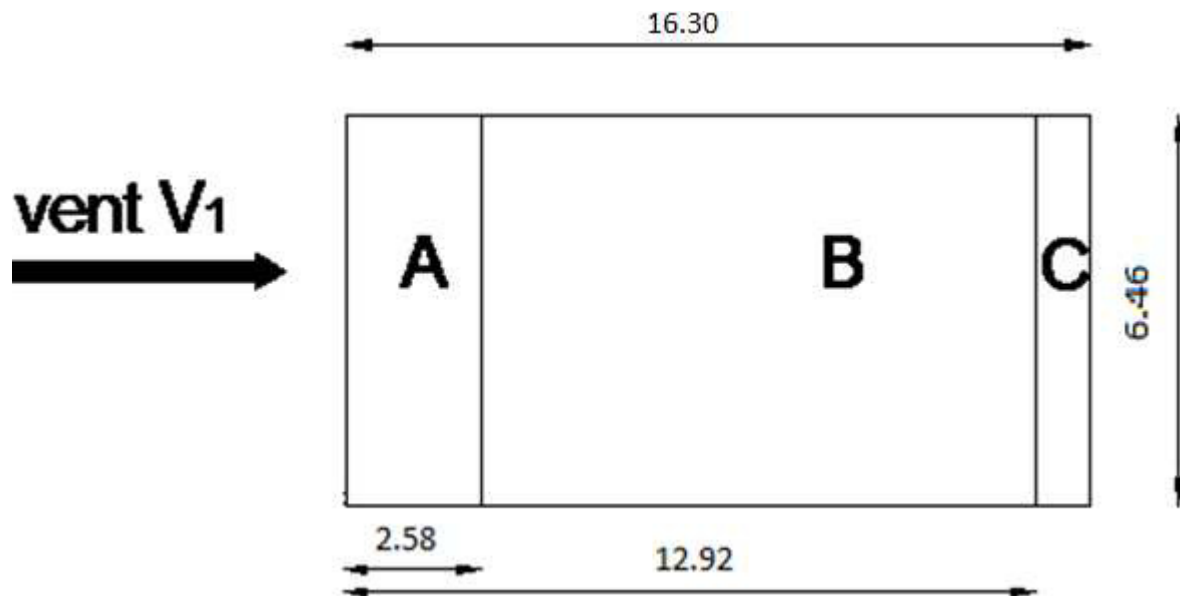


Fig. II.5 : Vue en élévation.

b) Les coefficients de pression :

Les coefficients de pression externe C_{pe} , des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1m^2 et 10m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

Les surfaces des parois sont $> 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe, 10}$ (paragraphe 1, 1, 1,2 chap. 5, du RNV A99)
 Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

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

Tab. II.5 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.

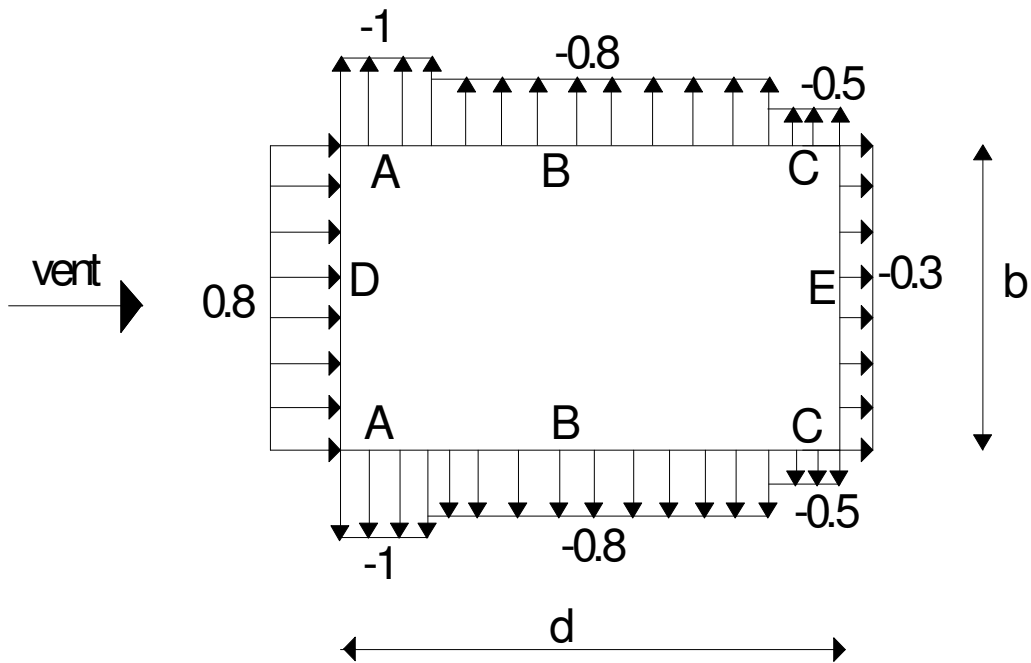


Fig. II.6 : Légende pour les parois verticales

-Pour la toiture

On a une toiture sous forme d'une voute (en arc), avec l'auvent dans les deux cotés, pour déterminer les coefficients de pression on se réfère a la figure 5.8.c chap. 5 du RNV A99.

Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci dessous.

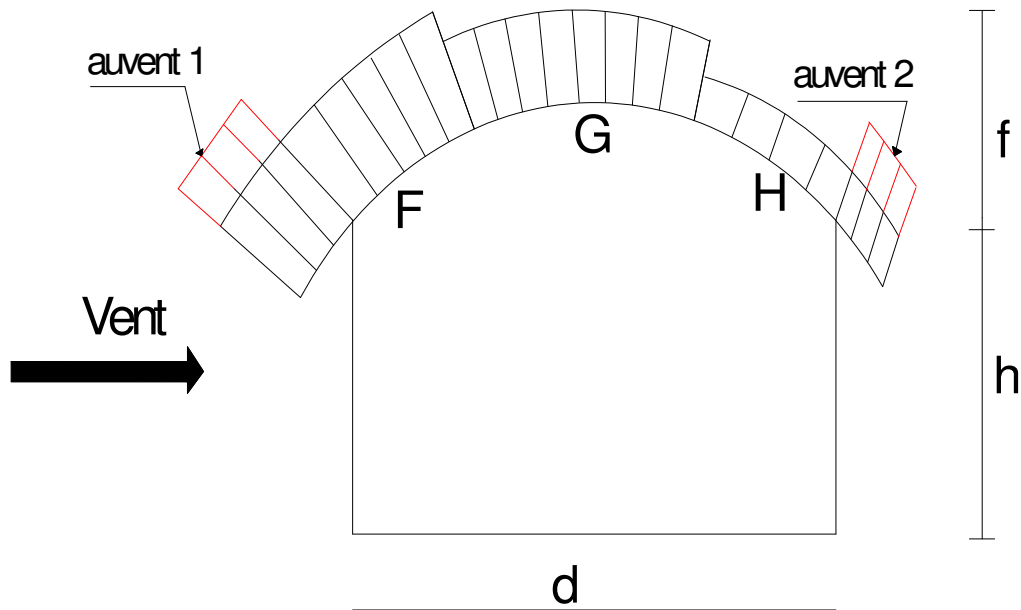


Fig. II.7 : Légende pour la toiture

h : hauteur de la paroi verticale (h=6.46m)

f : naissance de la voute (f=2.34)

d : la largeur de la salle (16.30m)

$$h/d=6.46/16.30=0.389m$$

$$f/d=2.34/16.30=0.141m$$

On a $0 < h/d < 0.5$

C_{pe} , s'obtient par l'interpolation linéaire.

Zones	Auvent 1	F	G	H	Auvent 2
C_{pe}	-0.9	0.1	-0.8	-0.5	-0.75

Tab. II.6 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

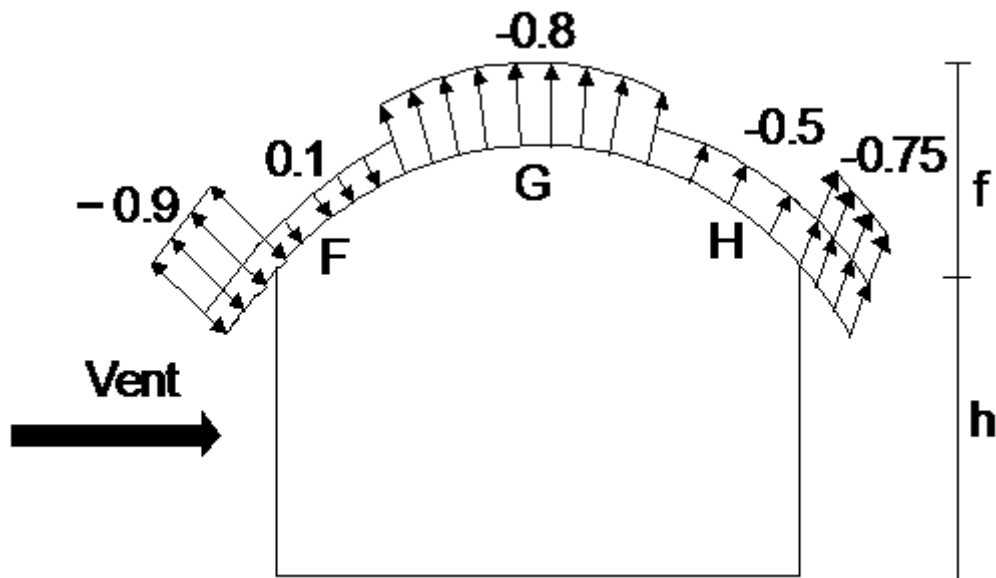


Fig. II.8 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

c) 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)

d) Calcul des surfaces :

- **Façade principale :**

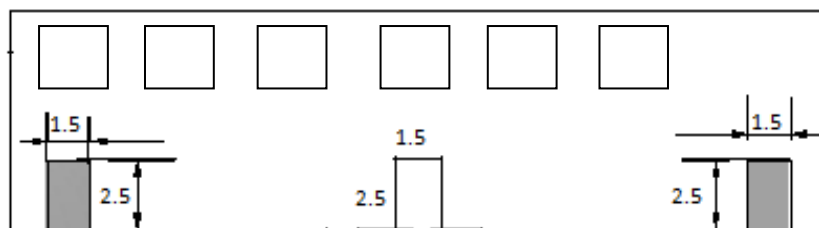


Fig. II.9 : Surfaces des ouvertures sur la façade principale

$$S = (2.5 \times 1.5)3 + (3 \times 2)6 = 47.25 \text{ m}^2$$

- façade secondaire :

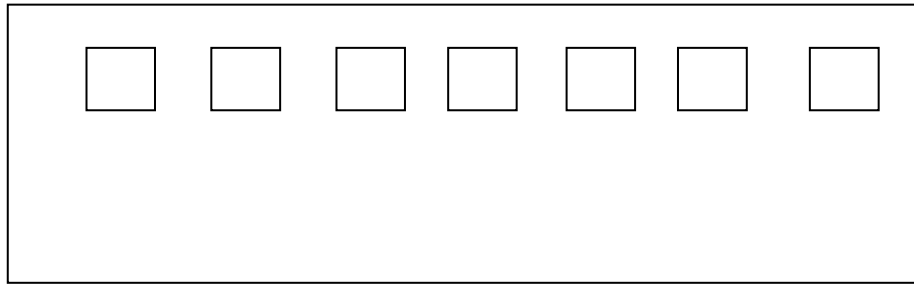


Fig. II.10 : Surfaces des ouvertures sur la façade secondaire

$$S = 7 (3 \times 2) = 42 \text{ m}^2$$

Façade latérale gauche

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

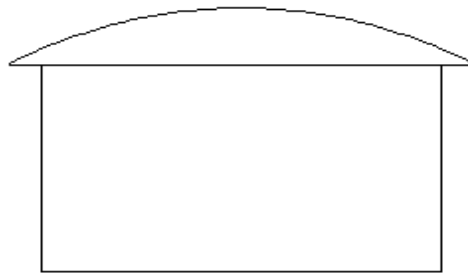


Fig. II.11 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale gauche

Façade latérale droite

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

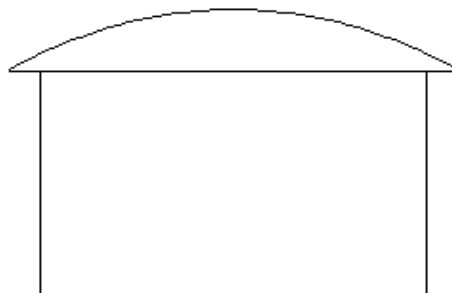


Fig. II.12 : Surfaces des ouvertures sur la façade latérale droite

- Les portes ouvertes

$$\mu_p = \frac{42}{42 + 47.25} = 0.47 \quad C_{pi} = 0.15$$

Tableau de calcul des pressions :

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

$$q_j = C_d \cdot W_j$$

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

-Parois verticales

Dépression intérieure $C_{pi} = 0.15$

Zones	C_d	$q_{\text{dyn}} \text{ (N/m}^2\text{)}$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j \text{ (N/m}^2\text{)}$	$q_j \text{ (N/m)}$
A	0.91	612.37	-1	0.15	-0.85	-520.51	-473.66
B	0.91	612.37	-0.8	0.15	-0.65	-398.04	-362.22
C	0.91	612.37	-0.5	0.15	-0.35	-214.33	-195.04
D	0.91	612.37	+0.8	0.15	0.95	581.75	529.39
E	0.91	612.37	-0.3	0.15	-0.15	-91.85	-83.58

Tab. II.7 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=0,15$

-La toiture

Dépression intérieure $C_{pi} = 0.15$

Zones	C_d	$q_{\text{dyn}} \text{ (N/m}^2\text{)}$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$W_j \text{ (N/m}^2\text{)}$	$q_j \text{ (N/m)}$
Auvent 1	0.91	636	+0.9	0.15	0.75	477	434.07
F	0.91	636	+0.1	0.15	-0.05	-31.8	-28.94
G	0.91	7636	-0.8	0.15	-0.95	-604.2	-549.82
H	0.91	636	-0.5	0.15	-0.65	-413.4	-376.82
Auvent 2	0.91	636	-0.75	0.15	-0.9	-572.4	-520.89

Tab. II.8 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=0.15$

- **Portes fermées**

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

- **Paroi verticale**

Surpression intérieur 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)
A	0.91	612.37	-1	+0.8	-1.8	-1102.26	-1003.05
B	0.91	612.37	-0.8	+0.8	-1.6	-979.79	-891.60
C	0.91	612.37	-0.5	+0.8	-1.3	-796.08	-724.43
D	0.91	612.37	+0.8	+0.8	0	0	0
E	0.91	612.37	-0.3	+0.8	-1.1	-673.60	-612.97

Tab. II.9 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$.

-**La toiture :**

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)
Auvent 1	0.91	636	+0.9	+0.8	+0.1	63.6	+57.876
F	0.91	636	+0.1	+0.8	-0.7	-445.2	-405.132
G	0.91	636	-0.8	+0.8	-1.6	-1017.60	-926.016
H	0.91	636	-0.5	+0.8	-1.3	-826.80	-752.388
Auvent 2	0.91	636	-0.75	+0.8	-1.55	-985.80	-879.079

Tab .II.10 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$.

e) 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 da la construction

La force de frottement est donné par :

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

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)

$C_{fr,j}$: 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).

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

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

Direction de vent	Paroi			Toiture		
	d/b	d/h	F_{fr}	d/b	d/h	F_{fr}
V1	0.470	2.565	0	0.549	2.204	0

Tab. II.11 : Valeurs de la force de frottement.

II.2.6.2.2- Direction de vent V_2 : (façade secondaire)

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

- **Paroi verticale :**

Dans notre cas on a :

$b=35.20m$

$d=16.30m$

$h=6.46m$

$e=\min(35.20 ; 2 \times 6.46)=12.92m$

$e < d$

$e/5 = 2.58m$

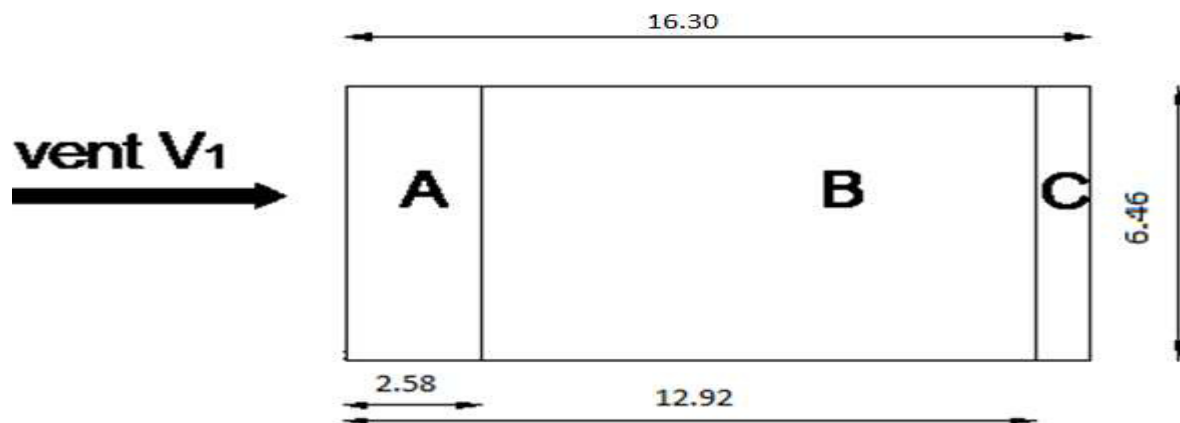


Fig. II.13 : Vue en élévation.

Les surfaces des parois sont $> 10\text{m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe, 10}$ (paragraphe 1, 1, 1,2 chap. 5, du RNV A99)

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

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

Tab. II.12 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.

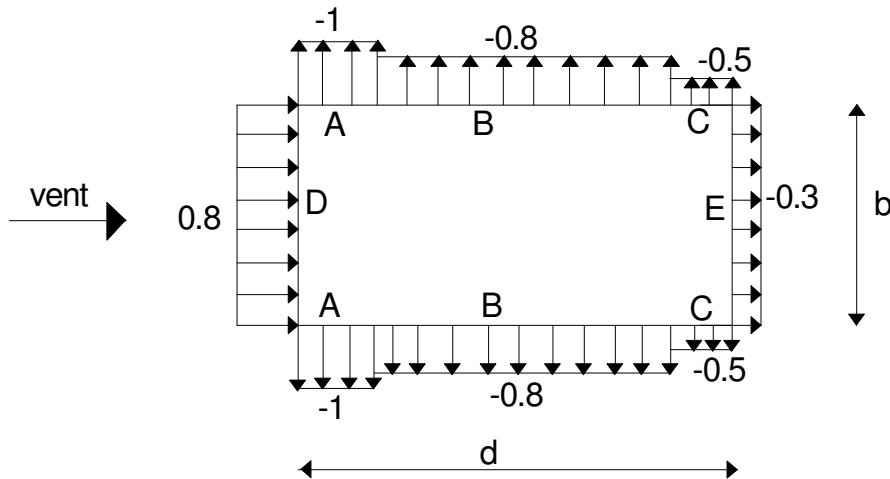


Fig. II.14 : Légende pour les parois verticales

-Pour la toiture

On a une toiture sous forme d'une voûte (en arc), avec l'auvent dans les deux cotés :

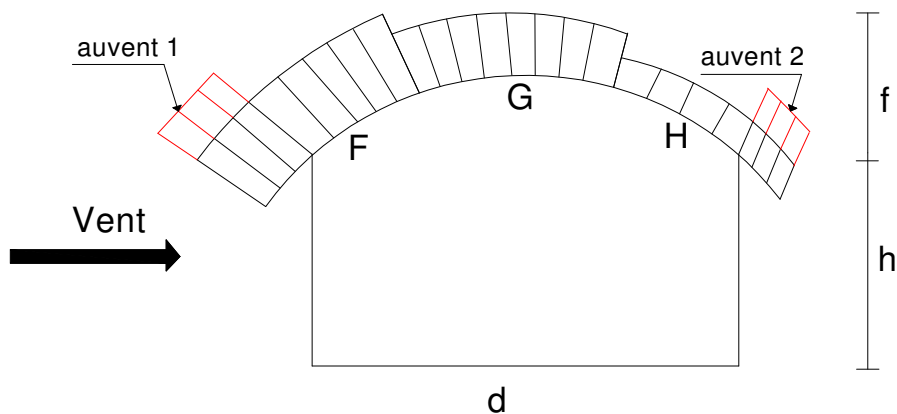


Fig. II.15 : Légende pour la toiture

h : hauteur de la paroi verticale (h=6.46m)

f : naissance de la voute (f=2.34m)

d : la largeur de la salle (d=16.30 m)

$h/d=6.46/16.30=0.389$

$f/d=2.34/16.30=0.141$

On a $0 < h/d < 0.5$ C_{pe} , s'obtient par l'interpolation linéaire.

Zones	Auvent 1	F	G	H	Auvent 2
C_{pe}	-0.9	0.1	-0.8	-0.5	-0.75

Tab. II.13 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture

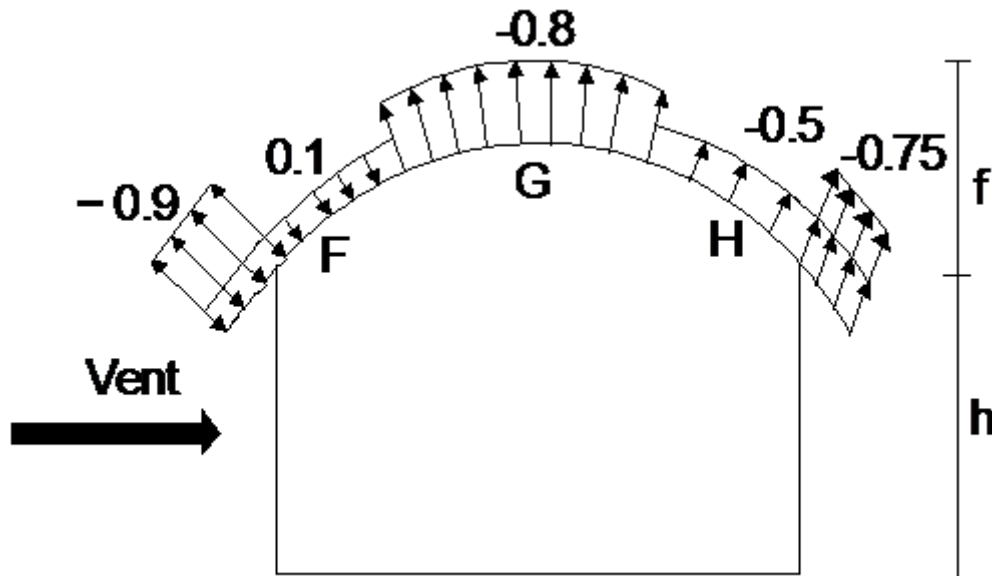


Fig. II.16 : Coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture

b) Coefficient de pression intérieure :

- Les portes ouvertes :

$$\mu_p = \frac{47 \cdot 25}{42 + 47 \cdot 25} = 0.53$$

$$C_{pi} = 0.10$$

-Parois verticalesDépression intérieur $C_{pi} = 0.10$

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)
A	0.91	612.37	-1	0.10	-1.1	-673.60	-612.976
B	0.91	612.37	-0.8	0.10	-0.9	-551.133	-501.531
C	0.91	612.37	-0.5	0.10	-0.6	-367.422	-334.354
D	0.91	612.37	+0.8	0.10	0.7	428.659	390.079
E	0.91	612.37	-0.3	0.10	-0.40	-244.94	-222.895

Tab. II.14 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=0.10$ **-Toiture :**Dépression intérieur $C_{pi} = 0.10$

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)
Auvent 1	0.91	636	-0.9	0.10	0.8	508.80	-463.60
F	0.91	636	+0.1	0.10	0	0	0
G	0.91	636	-0.8	0.10	-0.9	-572.40	-520.884
H	0.91	636	-0.5	0.10	-0.6	-381.60	-347.256
Auvent 2	0.91	636	-0.75	0.10	-0.85	-541.60	-492.856

Tab. II.15 : Valeur de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=0.10$

- **Portes fermées**

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

- **Paroi verticale**

Surpression intérieur 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)
A	0.91	612.37	-1	+0.8	-1.8	-1102.266	-1003.062
B	0.91	612.37	-0.8	+0.8	-1.6	-979.79	-891.60
C	0.91	612.37	-0.5	+0.8	-1.3	-796.08	-724.43
D	0.91	612.37	+0.8	+0.8	0	0	0
E	0.91	612.37	-0.3	+0.8	-1.1	-673.60	-612.97

Tab. II.16 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$.

-**La toiture :**

Surpression intérieur 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)
Auvent 1	0.91	636	-0.9	+0.8	+0.1	63.60	-57.87
F	0.91	636	+0.1	+0.8	-0.7	-445.20	-405.13
G	0.91	636	-0.8	+0.8	-1.6	-1017.60	-926.01
H	0.91	636	-0.5	+0.8	-1.3	-826.80	-752.38
Auvent 2	0.91	636	-0.75	+0.8	-1.55	-985.80	-897.07

Tab. II.17 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$.

c) **Calcul de force de frottement :**

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

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

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

Direction de vent	Paroi			Toiture		
	d/b	d/h	F _{fr}	d/b	d/h	F _{fr}
V2	0.47	2.565	0	0.549	2.204	0

Tab. II.18 : Valeurs de la force de frottement.

II.2.6.2.3- Vent sur la façade latérale gauche V3 :

Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

- salle :
- Paroi verticale :

b=16.30 m d=35.20 m h=6.46m e=min (16.30 ; 2×6.46)=12.92m
 e < d e/5 = 2.58 m

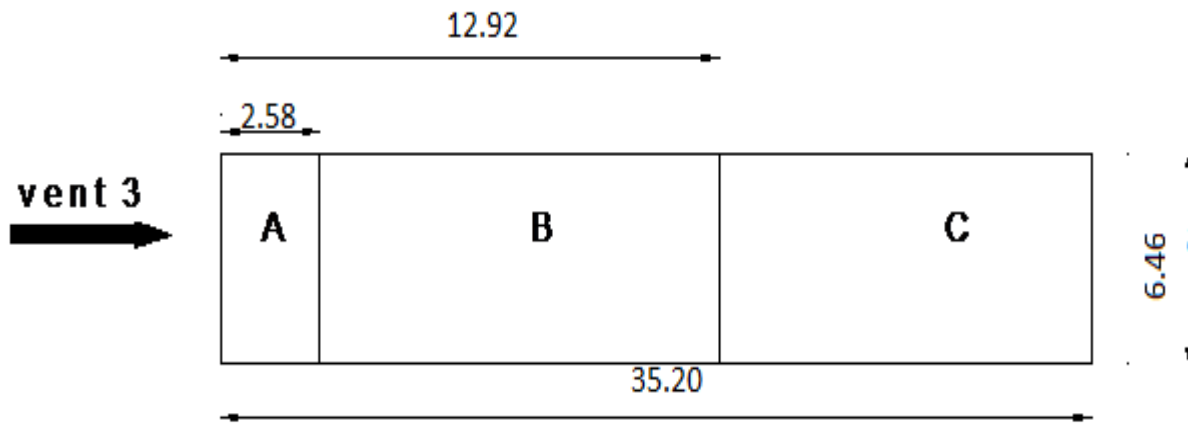


Fig. II.17 : Vue en élévation

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

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

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

Tab. II.19 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale

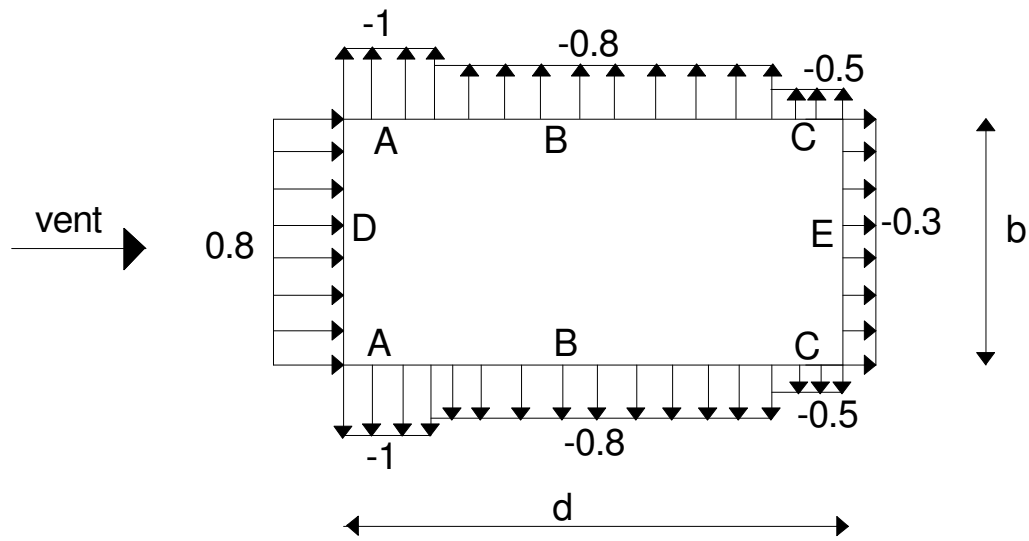


Fig. II.18 : Légende pour les parois verticales

-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 voute et son sommet.

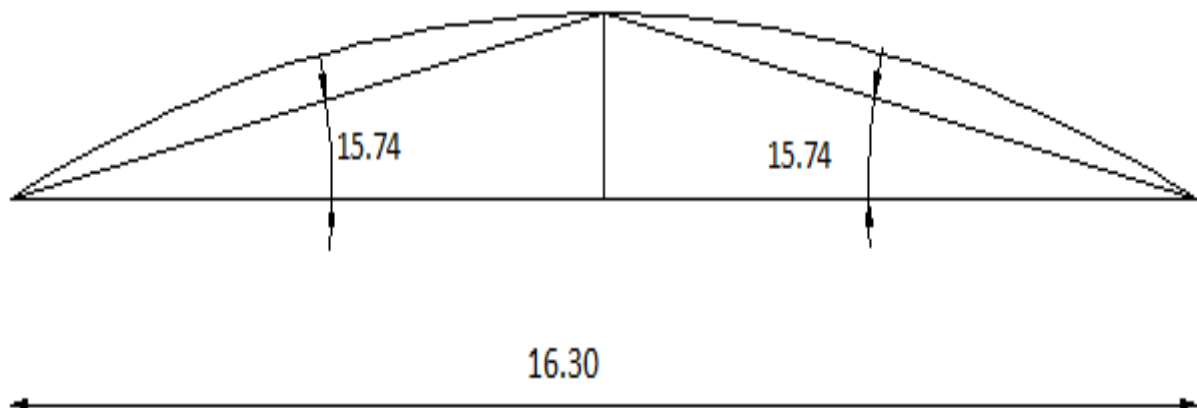


Fig. II.19 : Représentation des pentes.

On a: $b = 16.30 \text{ m}$ $h = 8.80 \text{ m}$ $e = \min (b; 2h) = 16.30 \text{ m}$
 $e/2 = 8.285 \text{ m}$ $e/4 = 4.142 \text{ m}$ $e/10 = 1.657 \text{ m}$

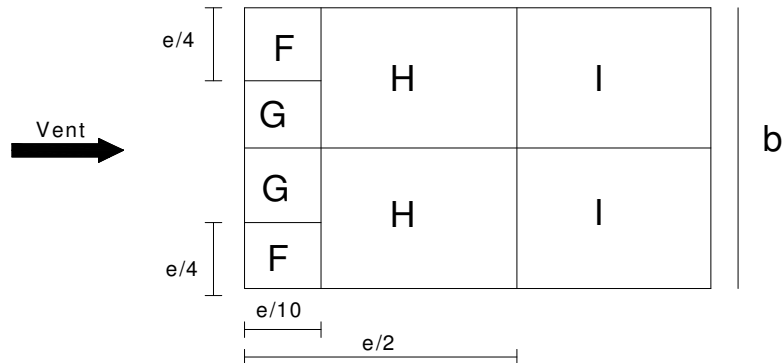


Fig. II.20 : Légende pour les toitures à deux versants.

Dans le tableau 5.4 RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes a $\alpha = 15^\circ$ et celles de $\alpha = 30^\circ$.

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

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

Tab. II.20: Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

a) Coefficient de pression intérieure :

- Les portes ouvertes

$$\mu_p = \frac{47 \cdot 25 + 42}{47 \cdot 25 + 42} = 1 \qquad C_{pi} = -0.5$$

-Parois verticalesDépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

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 ²)
A	0.93	612.37	-1	-0.5	-0.5	-306.185	-284.752
B	0.93	612.37	-0.8	-0.5	-0.3	-183.711	-170.851
C	0.93	612.37	-0.5	-0.5	0	0	0
D	0.93	612.37	+0.8	-0.5	1.3	796.081	-740.355
E	0.93	612.37	-0.3	-0.5	0.2	122.474	-113.900

Tab. II.21 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=-0.5$.**-Toiture :**Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

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 ²)
F	0.94	636	-1.3	-0.5	-0.8	-508.80	-478.272
G	0.94	636	-1.3	-0.5	-0.8	-508.80	-478.272
H	0.94	636	-0.6	-0.5	-0.1	-63.6	-59.784
I	0.94	636	-0.5	-0.5	0	0	0

Tab. II.22 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.5$.

- **Portes fermées**

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

- **Paroi verticale**

Surpression intérieur 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 ²)
A	0.94	612.37	-1	+0.8	-1.8	-1102.266	-1025.107
B	0.94	612.37	-0.8	+0.8	-1.6	-979.792	-911.206
C	0.94	612.37	-0.5	+0.8	-1.3	-796.081	-740.355
D	0.94	612.37	+0.8	+0.8	0	0	0
E	0.94	612.37	-0.3	+0.8	-1.1	-673.607	-626.454

Tab. II.23 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$.

- **La toiture :**

Surpression intérieur 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 ²)
F	0.94	636	-1.3	+0.8	-2.1	-1335.6	-1255.464
G	0.94	636	-1.3	+0.8	-2.1	-1335.6	-1255.464
H	0.94	636	-0.6	+0.8	-1.4	-890.40	-836.976
I	0.94	636	-0.5	+0.8	-1.3	-826.80	-777.192

Tab. II.24 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$.

- **Calcul de force de frottement :**

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

$S_{fr, toiture} =$ longueur de l'arc AB *d (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).

$$S_{fr, toiture} = 19.40 \times 35.30 = 684.82 \text{ m}^2$$

$$S_{fr, paroi} = 16.30 \times 35.20 = 583.264 \text{ m}^2$$

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

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

$$F_{fr, toiture} = 636 \times 0.04 \times 684.82 = 17.421 \text{ KN.}$$

$$F_{fr, paroi} = 612.37 \times 0.01 \times 583.264 = 3.571 \text{ KN.}$$

Direction de vent	Paroi			Toiture		
	d/b	d/h	F _{fr} (KN)	d/b	d/h	F _{fr} (KN)
V3	2.124	5.448	3.571	1.819	4.011	17.421

Tab. II.25 : valeurs de la force de frottement.

II.2.6.2.4- Vent sur la façade latérale droite V4 :

a) **Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} :**

- **salle :**

- **Paroi verticale :**

$$b=16.30 \text{ m} \quad d=35.20 \text{ m} \quad h=6.46 \text{ m} \quad e=\min(16.30 ; 2 \times 6.46)=12.92 \text{ m}$$

$$e < d \quad e/5 = 2.58 \text{ m}$$

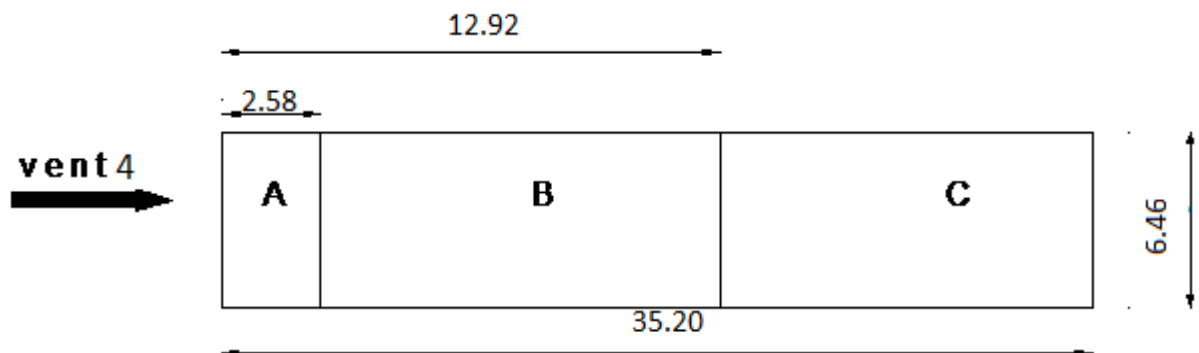


Fig. II.21 : Vue en élévation

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

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

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

Tab. II.26 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

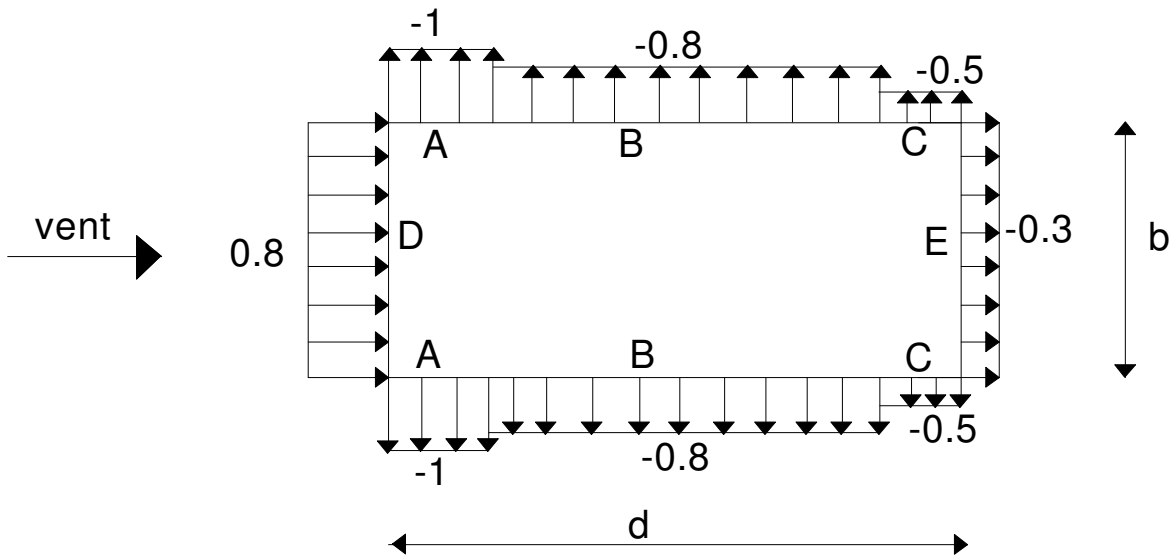


Fig. II.22 : Légende pour les parois verticales

-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 voute et son sommet (figure 5.9 du RNV A99).

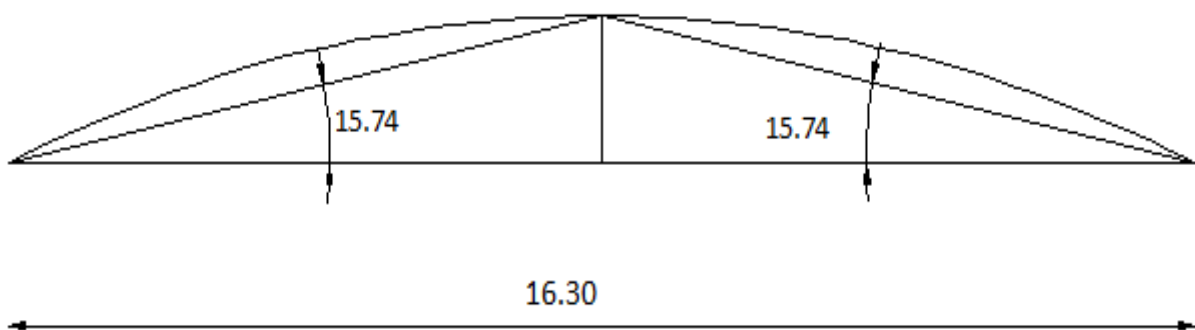


Fig. II.23 : Représentation des pentes.

On a: $b = 16.30 \text{ m}$ $h = 8.80 \text{ m}$ $e = \min(b; 2h) = 16.30 \text{ m}$
 $e/2 = 8.285 \text{ m}$ $e/4 = 4.142 \text{ m}$ $e/10 = 1.657 \text{ m}$

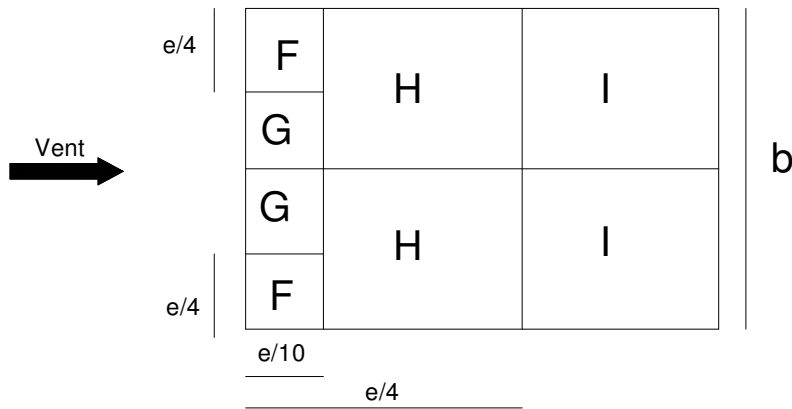


Fig. II.24 : Légende pour les toitures à deux versants.

Dans le tableau 5.4 RNVA99, les valeurs de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes a $\alpha = 15^\circ$ et celles de $\alpha = 30^\circ$.

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

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

Tab. II.27 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de toiture.

b) Coefficient de pression intérieure :

- **Les portes ouvertes**

$$\mu_p = \frac{47.25 + 42}{47.25 + 42} = 1 \qquad C_{pi} = -0.5$$

-Parois verticalesDépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

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 ²)
A	0.93	612.37	-1	-0.5	-0.5	-306.185	-284.74
B	0.93	612.37	-0.8	-0.5	-0.3	-183.71	-170.851
C	0.93	612.37	-0.5	-0.5	0	0	0
D	0.93	612.37	+0.8	-0.5	1.3	796.081	740.355
E	0.93	612.37	-0.3	-0.5	0.2	122.474	113.90

Tab. II.28 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=-0.5$.**-Toiture :**Dépression intérieur $C_{pi} = -0.5$

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 ²)
F	0.94	636	-1.3	-0.5	-0.8	-508.80	-478.272
G	0.94	636	-1.3	-0.5	-0.8	-508.80	-478.272
H	0.94	636	-0.6	-0.5	-0.1	-63.6	-59.784
I	0.94	636	-0.5	-0.5	0	0	0

Tab. II.29 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=-0.5$.

-Portes fermées

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

-Paroi verticale

Surpression intérieur 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 ²)
A	0.93	612.37	-1	+0.8	-1.8	-1102.266	-1025.107
B	0.93	612.37	-0.8	+0.8	-1.6	-979.792	-911.206
C	0.93	612.37	-0.5	+0.8	-1.3	-796.081	-740.355
D	0.93	612.37	+0.8	+0.8	0	0	0
E	0.93	612.37	-0.3	+0.8	-1.1	-673.607	-626.454

Tab. II.30 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de paroi verticale avec $C_{pi}=+0.8$.

-La toiture :

Surpression intérieur 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 ²)
F	0.94	636	-1.3	+0.8	-2.1	-1335.60	-1255.464
G	0.94	636	-1.3	+0.8	-2.1	-1335.60	-1255.64
H	0.94	636	-0.6	+0.8	-1.4	-890.40	-836.976
I	0.94	636	-0.5	+0.8	-1.3	-826.80	-777.192

Tab. II.31 : Valeurs de la pression correspondant à chaque zone de la toiture avec $C_{pi}=+0.8$.

c) Calcul de force de frottement :

$S_{fr,toiture}$ = longueur de l'arc AB *d (tableau 2.2 .chap. II .RNVA99).

$$S_{fr,toiture} = 19.40*35.30= 684.82 \text{ m}^2$$

$$S_{fr,paroi} = 16.30*35.20 = 583.264\text{m}^2$$

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

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

$$F_{fr,toiture} = 636*0.04*684.82 = 17.421 \text{ KN.}$$

$$F_{fr,paroi} = 612.37 *0.01*583.264 =3.571 \text{ KN.}$$

Direction de vent	Paroi			Toiture		
	d/b	d/h	F _{fr} (KN)	d/b	d/h	F _{fr} (KN)
V4	2.124	5.448	3.571	1.819	4.011	17.421

Tab. II.32 : valeurs de la force de frottement.

II.2.6.3- Actions d'ensemble sur la structure :

II.2.6.3.1- Vent sur la façade principale (sens V1) :

a) Dépression intérieure C_{pi}=-0.15 :

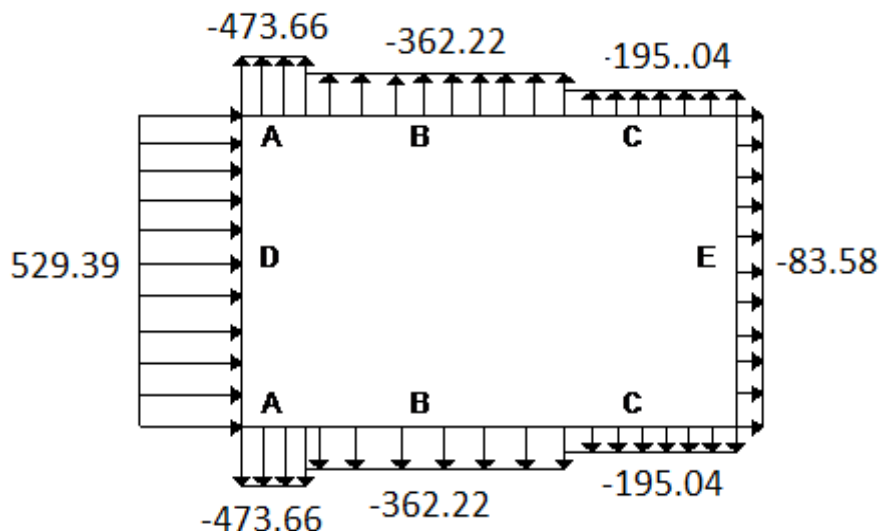


Fig. II.25 : Pression sur les zones A B C D E

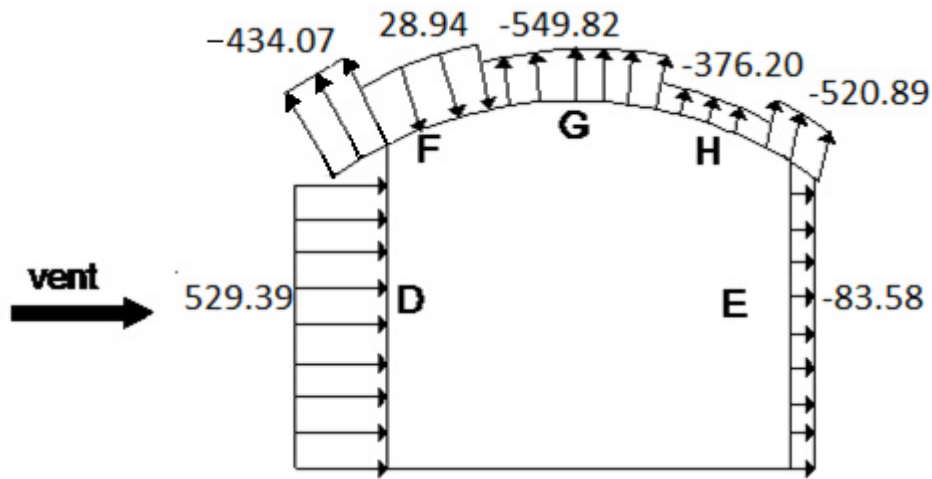


Fig. II.26 : Pression sur les zones F G H D E

b) Surpression intérieure $C_{pi}=0.8$:

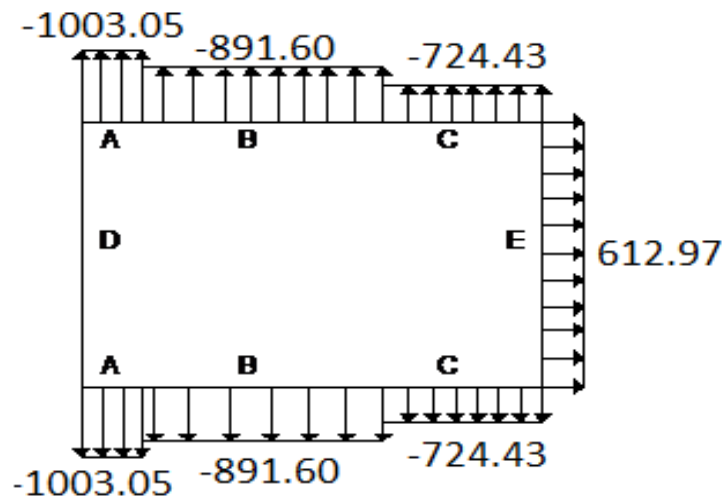


Fig. II.27 : Surpression sur les zones A B C D E

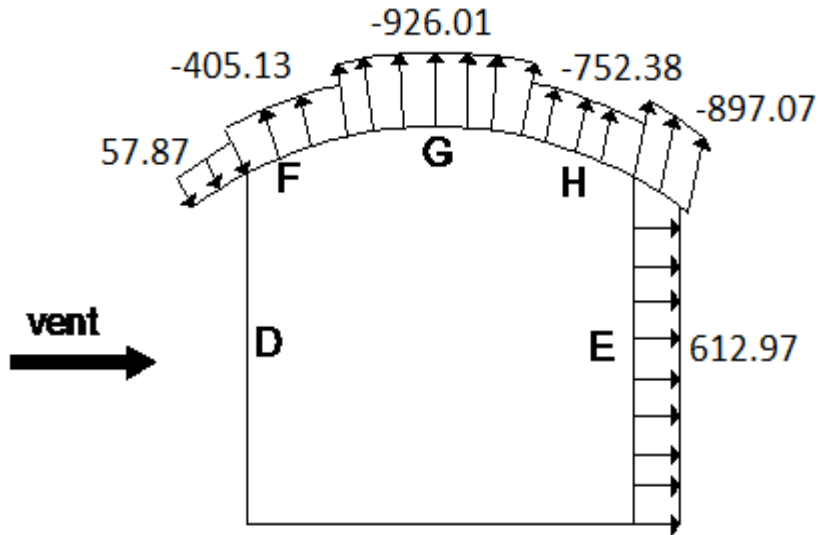


Fig. II.28 : Surpression sur les zones D F G H E et l'auvent 1 et 2

II.2.6.3.2- Vent sur la façade secondaire (sens V2) :

a) Dépression intérieure $C_{pi} = 0.10$:

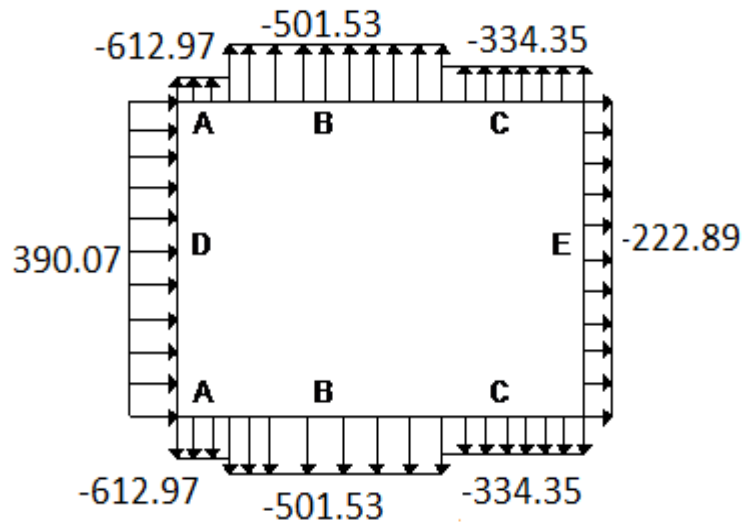


Fig. II.29 : Pression sur les zones A B C D E

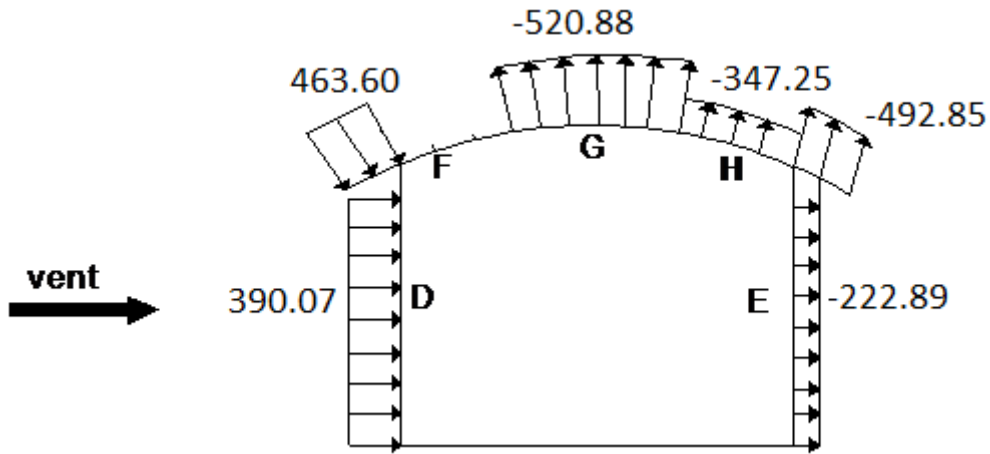


Fig. II.30: Pression sur les zones F G H D E

b) Surpression intérieure $C_{pi}=0.8$:

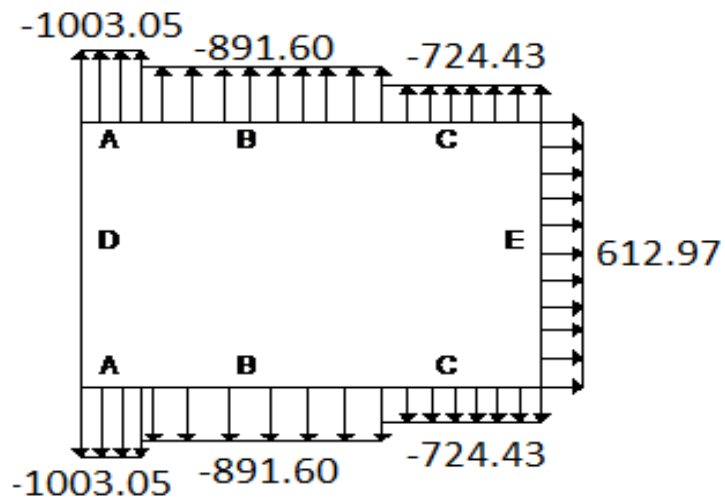


Fig. II.31 : Surpression sur les zones A B C D E

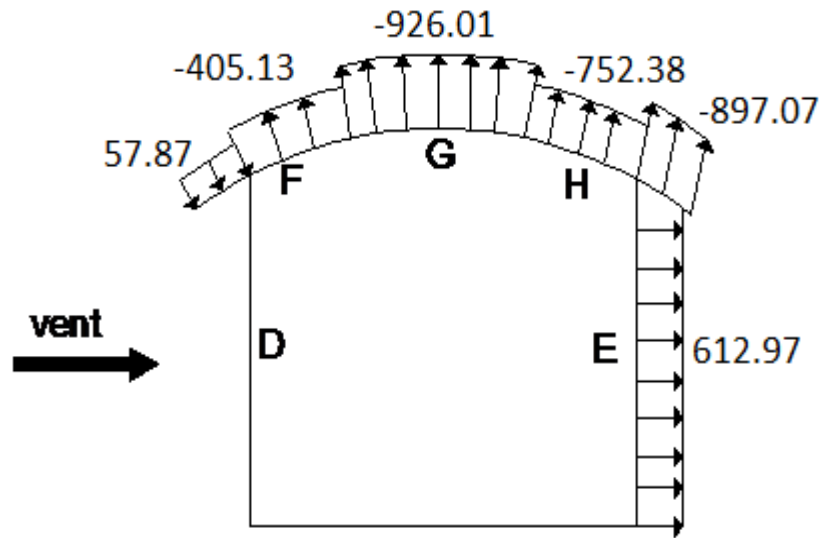


Fig. II.32 : Surpression sur les zones DFGHE et l’auvent let 2

II.2.6.3.3- Vent sur la façade latérale gauche (sens V3) :

a) Dépression intérieure $C_{pi}=-0.5$:

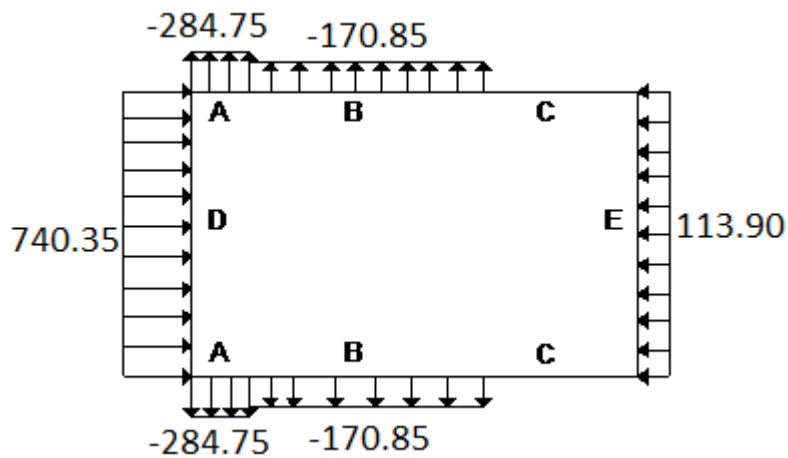


Fig. II.33 : Pression sur les zones A B C D E

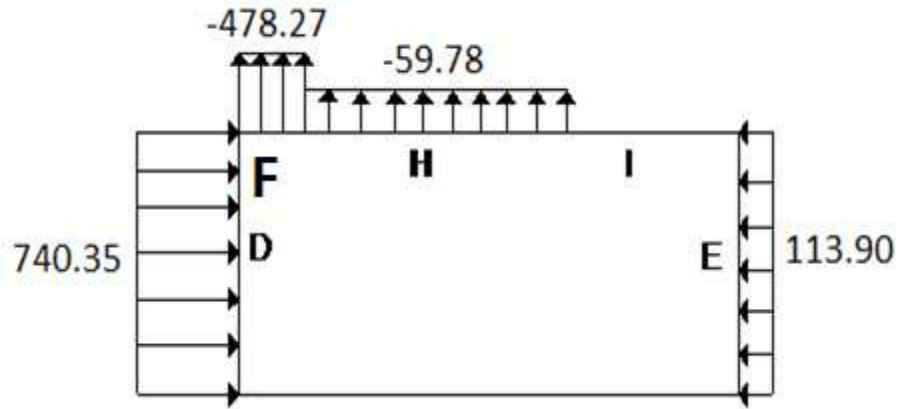


Fig. II.34 : Pression sur les zones F H I D E

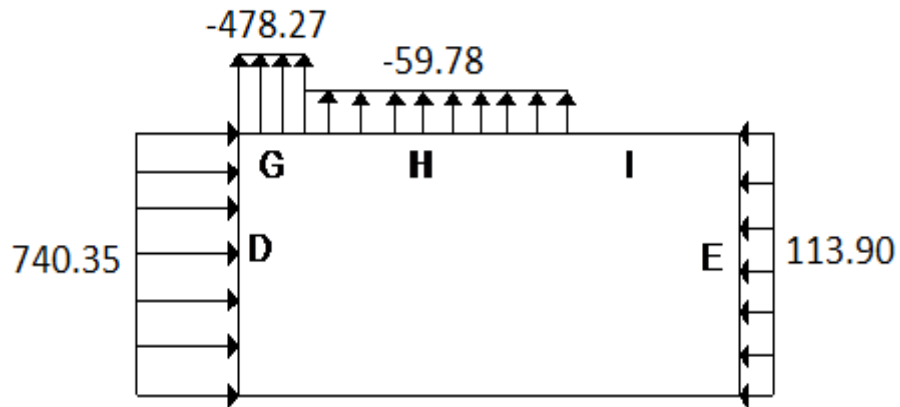


Fig. II.35 : Pression sur les zones G H I D E

b) Surpression intérieure $C_{pi}=0.8$:

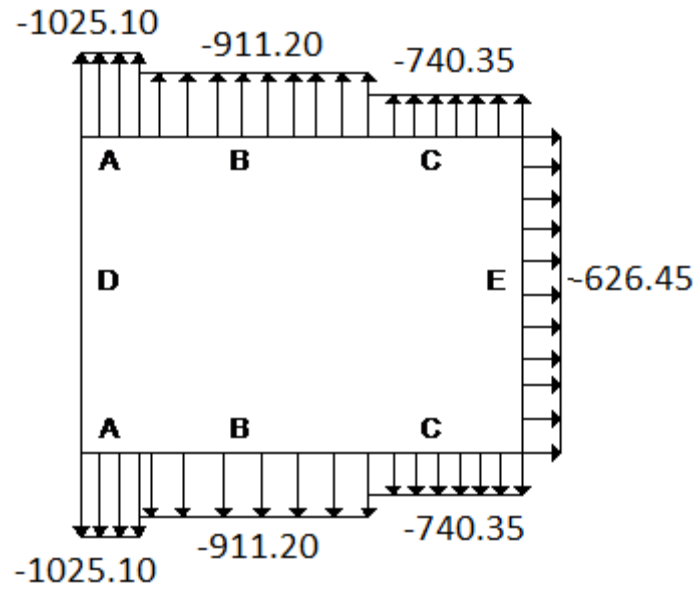


Fig. II.36 : Surpression sur les zones A B C D E

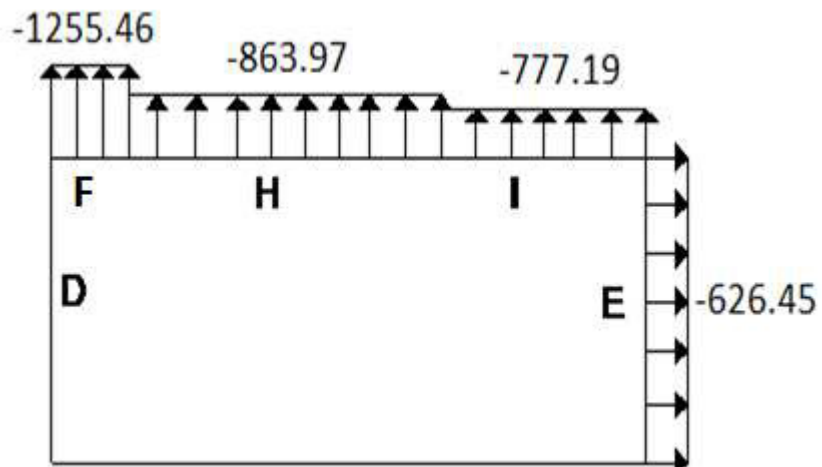


Fig. II.37 : Surpression sur les zones F H I D E

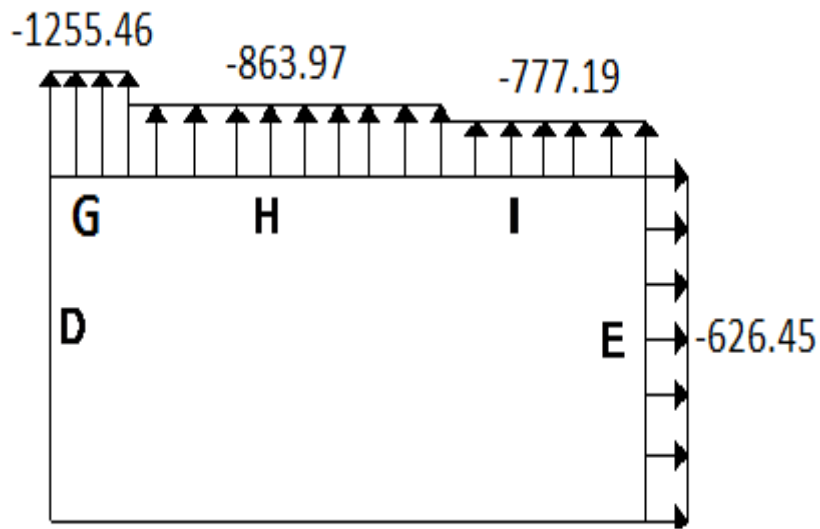


Fig. II.38 : Surpression sur les zones G H I D E

II.2.6.3.4- Vent sur la façade latérale droite (sens V4) :

a) Dépression intérieure $C_{pi} = -0.5$:

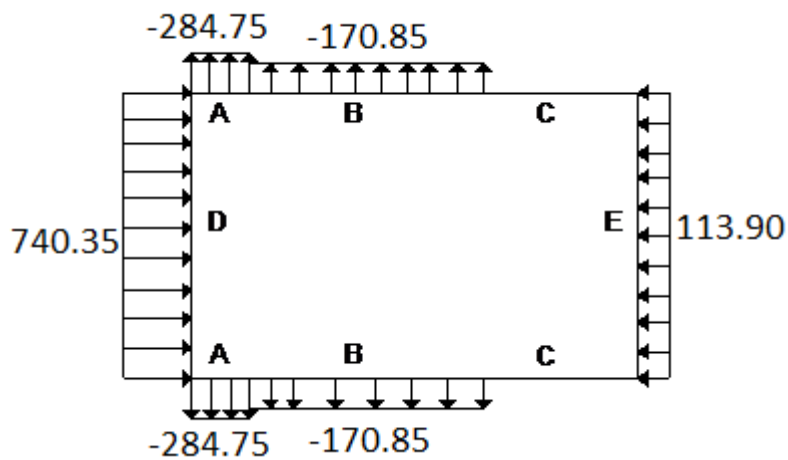


Fig. II.39 : Pression sur les zones A B C D E

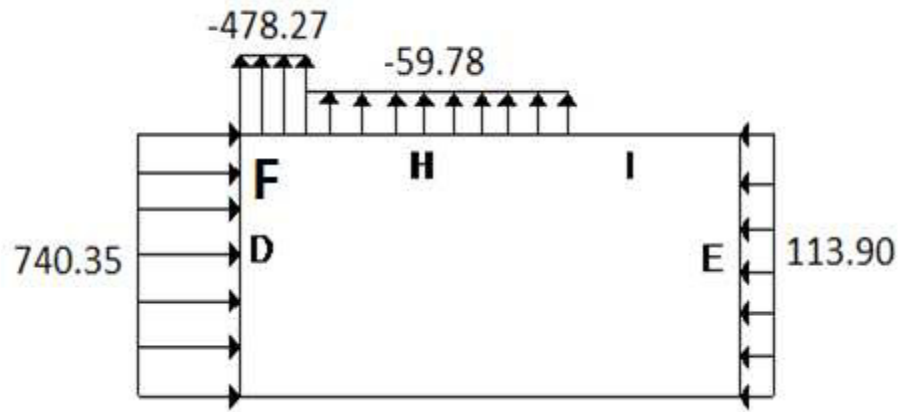


Fig. II.40 : Pression sur les zones F H I D E

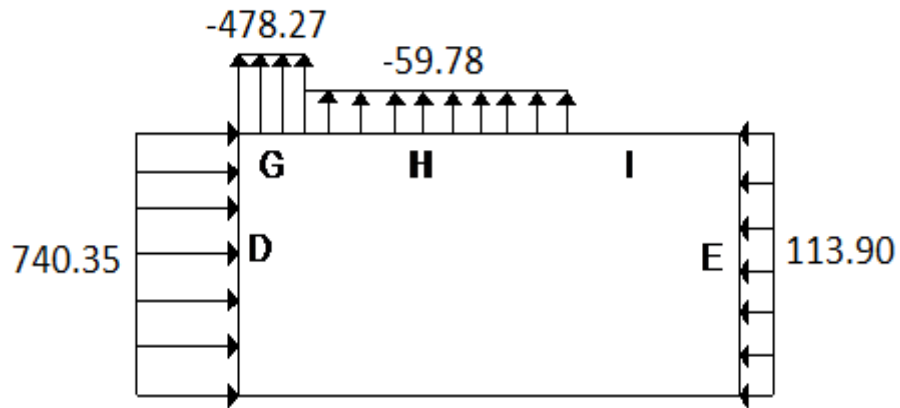


Fig. II.41 : Pression sur les zones G H I D E

b) Surpression intérieure Cpi=0.8 :

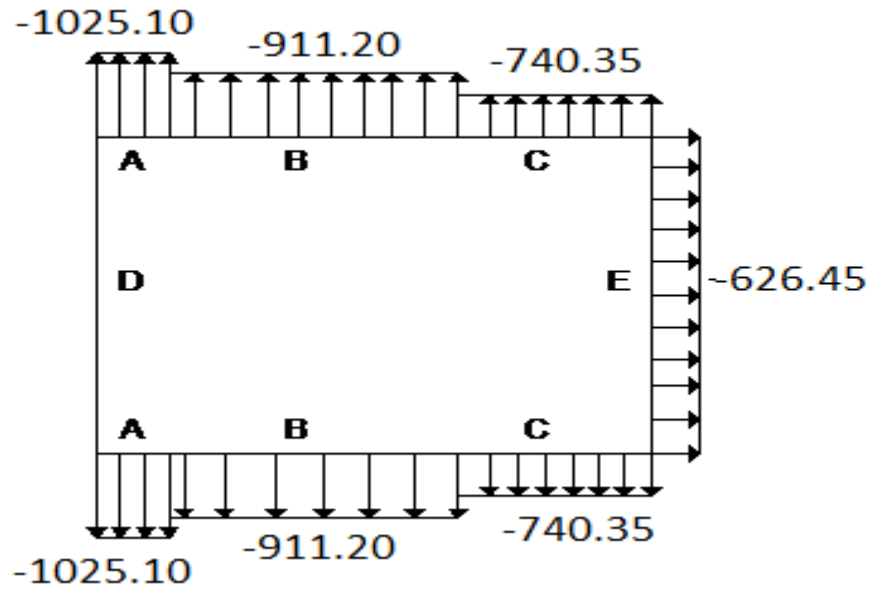


Fig. II.42 : Surpression sur les zones A B C D E

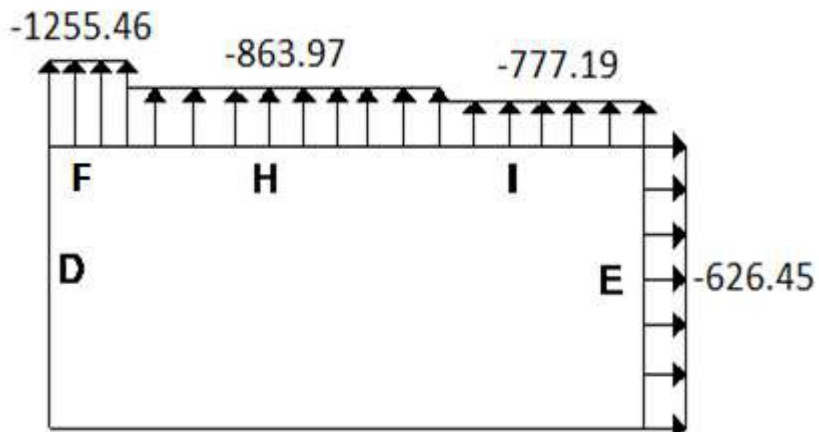


Fig. II.43 : Surpression sur les zones F H I D E

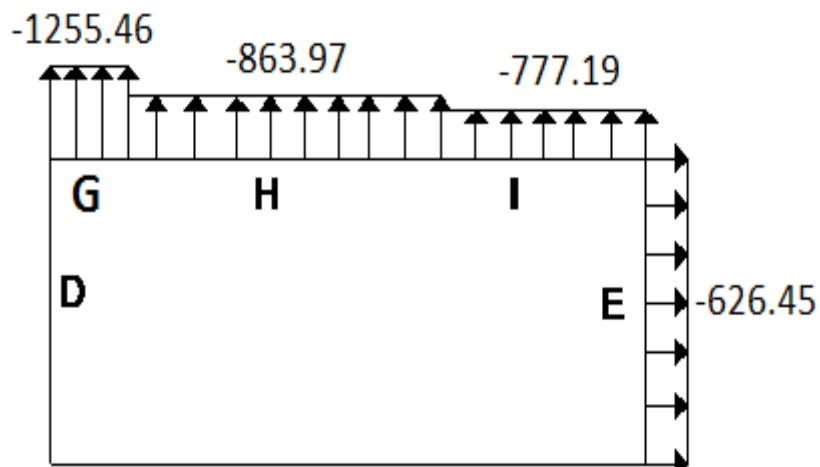


Fig. II.44 : Surpression sur les zones G H I D E

II.3- Action de la neige :

Le règlement RNVA99 a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus de sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

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

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{KN/m}^2) \quad (3.3.1 \text{ P16 RNVA99}) \quad [1]$$

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

II.3.1- Calcul de la charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol S_k définie par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est située en A.

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

H : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer.

Pour notre site : l'altitude $H = 60$ m.

Donc $S_k = 0.192 \text{ KN/m}^2$.

II.3.2- Neige sur la toiture :

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

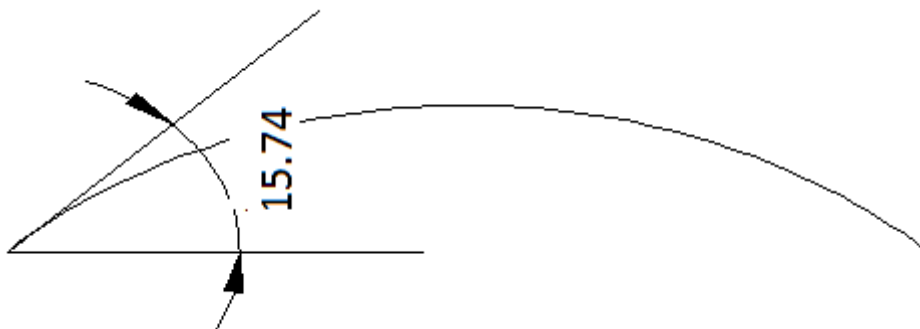


Fig. II.45 : Représentation du versant de la toiture.

On a $\beta = 15.74^\circ < 60^\circ$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot h / l$$

h : est la naissance de voute ($h=2.34\text{m}$)

l : est la longueur total de la toiture ($l=35.30\text{m}$)

$$\mu_2 = 0.2 + 10 \cdot 2.34 / 35.30 = 0.668$$

$$\mu_3 = 0,5 \mu_2 = 0.334$$

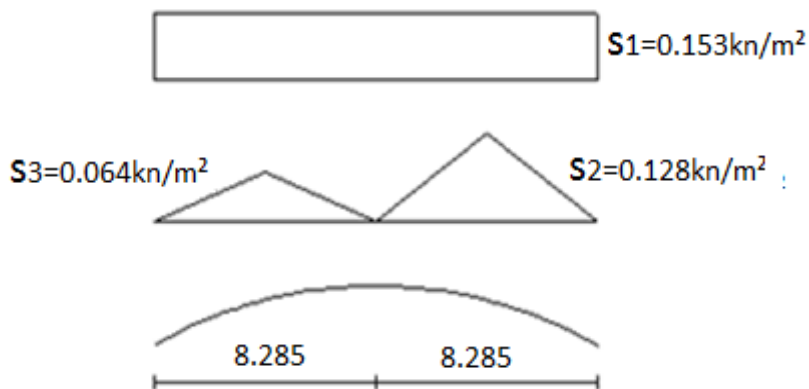


Fig. II.46 : Chargement de la neige sur la toiture.

Donc:

$$S_1 = \mu_1 \cdot S_K = 0.153 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_2 = \mu_2 \cdot S_K = 0.128 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_3 = \mu_3 \cdot S_K = 0.064 \text{ KN/m}^2.$$

La charge de la neige à retenir est : **$S = 0.153 \text{ kN/m}^2$**

II.4- Etude de la variation 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 AMIZOUR 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.

III.1- Calcul des pannes :

Les pannes sont disposées parallèlement au faîtage et reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion déviée; les pannes sont disposé sur chaque versant de la toiture(ou ferme), elles sont espacées de 1.63 mètre et chaque panne repose sur deux appuis pour une distance plus défavorable de 4.00 mètres.

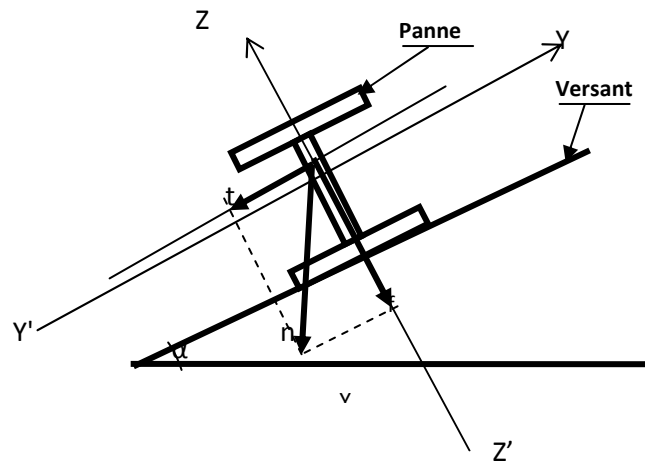


Fig. III.1 : Disposition de la panne sur la toiture.

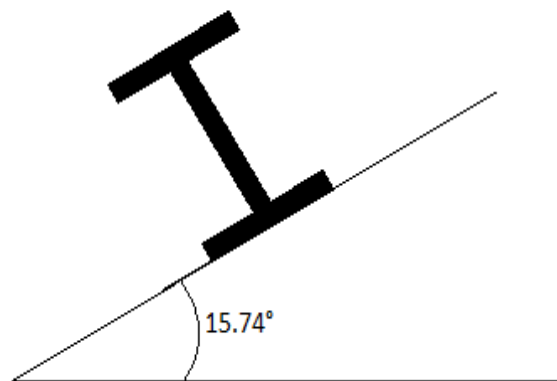


Fig.III.2 : La pente de calcul.

III.2- Détermination des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich).....14 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache1,7 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 = 1,63m

$$G = \left[(14 + 1,7) \times \left(\frac{1,63}{\cos 15,74} \right) \right] + 12 = 38,58 \text{ Kg / ml}$$

G = 0,385kN/ml

b) Surcharge d’entretien P :

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.

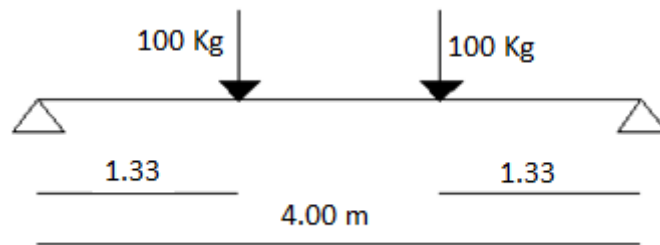


Fig.III.3 : Schéma statique sous charge d’entretien.

$$M_{max} = 100 \times 1.33 = 133 \text{ kg.m}$$

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

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

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{4.00}$$

$$P_{eq} = 66.66 \text{ kg / ml}$$

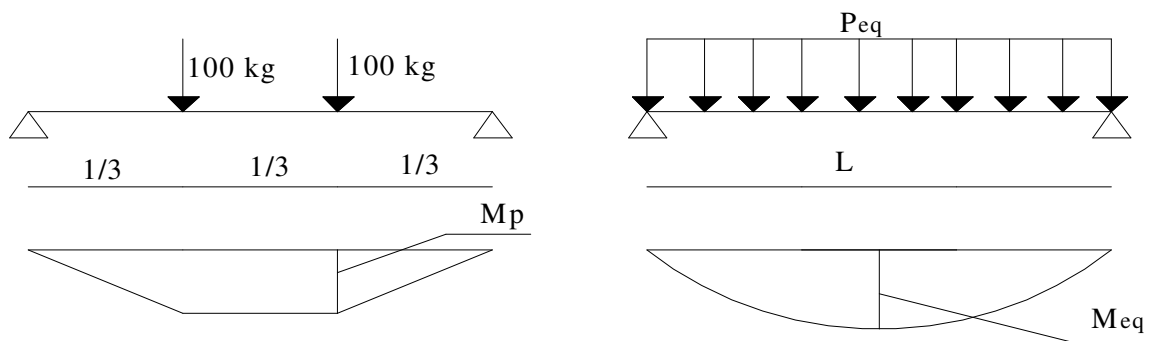


Fig.III.4 : Moment due à la charge d’entretien.

c) 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.

$$V = -1.255 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,255 \times 1.63 = -2,079 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige :

$$S = 0,153 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,153 \times 1.63 = 0,253 \text{ KN/ml}$$

III.3- Combinaisons de charge les plus défavorables :

- **Les charges et surcharges appliquées :**

$$G = 0,385 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,666 \text{ KN/ml}$$

$$V = -2,079 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,253 \text{ KN/ml}$$

- **Decomposition de charges:**

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,385 \cos 15,74^\circ = 0,628 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,666 \cos 15,74^\circ = 0,640 \text{ KN/ml}$$

$$V_{zz} = -2,079 \text{ KN/ml}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,253 \cos 15,74^\circ = 0,243 \text{ KN/ml}$$

- **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \cdot \sin \alpha = 0,385 \sin 15,74^\circ = 0,176 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \cdot \sin \alpha = 0,666 \sin 15,74^\circ = 0,180 \text{ KN/ml}$$

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

$$S_{yy} = S \cdot \sin \alpha = 0,253 \sin 15,74^\circ = 0,068 \text{ KN/ml}$$

III.4- Combinaisons d'actions :

Remarque : les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après le DTR B-C 2.2 [5].

- **ELU**

- **Axe Z-Z:**

$$G_{\min} + 1,5.V = 0,628 - 1,5 \times 2,079 = -2,490 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{z,\max} + 1,5.S_z = 1,35 \times 0,628 + 1,5 \times 0,243 = 1,212 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{z,\max} + 1,5.Q_z = 1,35 \times 0,628 + 1,5 \times 0,640 = 1,807 \text{ KN/ml}$$

- **Axe Y-Y :**

$$1,35.G_{y,\max} + 1,5.S_y = 1,35 \times 0,176 + 1,5 \times 0,068 = 0,339 \text{ KN/ml}$$

$$1,35.G_{y,\max} + 1,5.Q_y = 1,35 \times 0,176 + 1,5 \times 0,180 = 0,507 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

- **Axe Z-Z**

$$G_z + V = 0,628 - 2,079 = -1,451 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + S_z = 0,628 + 0,243 = 0,871 \text{ KN/ml}$$

$$G_z + Q_z = 0,628 + 0,640 = 1,268 \text{ KN/ml}$$

Axe Y-Y

$$G_y + S_y = 0,176 + 0,068 = 0,244 \text{ KN/ml}$$

$$G_y + Q_y = 0,176 + 0,180 = 0,356 \text{ KN/ml}$$

III.5- Pré dimensionnement :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{400}{200} = 2,00 \text{ cm}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$I_y \geq \frac{5}{2 \times 384} \frac{q_s \times l^4}{E} = \frac{5 \times 1,451 \times 400^4 \times 10^{-1}}{2 \times 384 \times 2,1 \times 10^5} = 115,15 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit **IPE 100**.

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{cases} I_y = 171 \text{ cm}^4 \\ I_z \geq 15.91 \text{ cm}^4 \\ A = 10,3 \text{ cm}^2 \\ H = 10 \text{ cm} \\ G = 8,1 \text{ Kg / ml} \end{cases}$$

Le poids propre réel G :

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

$$G = \left[(14 + 1,7) \times \left(\frac{1,63}{\cos 15,74^\circ} \right) \right] + 8,1 = 34,68 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0,346 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0,346 \cos 15,74 = 0,590 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0,346 \sin 15,74 = 0,166 \text{ KN/ml}$$

III.6- Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche.
- Condition de résistance.

III.6.1- Les combinaisons de calcul :

$$(1) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5Q_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5Q_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,590 + 1,5 \times 0,640 = 1,756 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,166 + 1,5 \times 0,180 = 0,494 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5V \\ q_y = 1,35G_y + 1,5V \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,590 - 1,5 \times 2,079 = -2,322 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,166 + 1,5 \times 0 = 0,224 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

$$(3) \begin{cases} q_z = 1,35G_z + 1,5S_z \\ q_y = 1,35G_y + 1,5S_y \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 1,35 \times 0,590 + 1,5 \times 0,243 = 1,161 \text{ KN / ml} \\ q_y = 1,35 \times 0,166 + 1,5 \times 0,068 = 0,326 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

III.6.2- Détermination des sollicitations :

- **Moments :**

- **Sous le vent :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,322 \times 4,00^2}{8} = 4,644 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,224 \times 4,00^2}{8} = 0,444 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge d'exploitation :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,756 \times 4,00^2}{8} = 3,512 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,494 \times 4,00^2}{8} = 0,998 \text{ KN.m}$$

- **Sous charge de la neige :**

$$\text{Axe Z-Z} \quad M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1,161 \times 4,00^2}{8} = 2,322 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,326 \times 4,00^2}{8} = 0,652 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

- Effort tranchant due au vent :

$$V_v = \frac{ql}{2} = \frac{-2,322 \times 4,00}{2} = -4,644 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due à la neige :

$$V_s = \frac{ql}{2} = \frac{1,161 \times 4,00}{2} = 2,322 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due au poids propre

$$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0,614 \times 4,00}{2} = 1,228 \text{ KN}$$

- Effort tranchant due aux charges d'exploitations : $V_Q = 1 \cdot \cos 15,74^\circ = 0,962 \text{ KN}$

1^{er} combinaison :

$$V_z = V_G + 1,5V_v = 1,228 + 1,5(-4,644) = -5,738 \text{ KN}$$

2^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_Q = 1,35 \times 1,228 + 1,5 \times 0,962 = 3,10 \text{ KN}$$

3^{eme} combinaison :

$$V_z = 1,35V_G + 1,5V_s = 1,35 \times 1,228 + 1,5 \times 2,322 = 5,14 \text{ KN}$$

III.6.3- Vérification de la résistance des pannes :

a) Vérification a l'effort tranchant :

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

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}} \text{ EC3 Art 5.4.6 [3]}$$

Avec :

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

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

$$A_{vz} = 10,3 - 2 \times 5,5 \times 0,57 + (0,41 + 2 \times 0,7) \times 0,57 = 5,061 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{5,061 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 62,41 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_z = 5,738 \text{ KN} < 0,5V_{plz} = 31,20 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale :

$$V_Z = 3,10 \text{ kN} < V_{plz} = 62,41 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_Z = 5,14 \text{ kN} < V_{plz} = 62,41 \text{ kN} \quad \text{Vérfiée.}$$

b) Vérification au déversement :

La vérification à faire est :

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2} \quad [3]$$

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

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.

$$M_{cr} = \frac{c_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\} \quad \text{EC3 Art F.1.2} \quad [3]$$

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

$$C_1 = 1,132 \quad , \quad C_2 = 0,459 \quad , \quad C_3 = 0,525$$

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec : $K=1$ appui simple , $K_w=1$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_a = -5 \text{ cm} \quad \text{sous le vent.} \\ Z_a = 5 \text{ cm} \quad \text{sous la charge gravitaire.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \quad [3] \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \quad [3] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \quad [3] \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \quad [3] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z_s = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 figure F.1.1} \quad [3] \\ Z_j = 0 \quad \text{section doublement symétrique} \quad \text{EC3 Art F.1.1} \quad [3] \end{array} \right.$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -5 \text{ cm} \quad \text{sous le vent}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = 5 \text{ cm} \quad \text{sous la charge verticale}$$

$$I_t = 1,20 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_w = 353,698 \text{ cm}^6$$

➤ **Sous le vent :**

$$\text{➤ } M_{cr} = \frac{1,132 \times 3,14^2 \times 2,1 \times 15,91}{(1 \times 4,00)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0,035}{15,91} + \frac{(4,00)^2 \times 0,4 \times 1,2}{3,14^2 \times 15,91} + (0,459 \times (-0,05) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times (-0,05) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,39 \cdot 4 \cdot 10^{-6} \cdot 235}{5,31 \cdot 10^{-3}}} = 1,32$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1,32 > 0,4$ Donc il y a risque de divergence

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

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

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1,3 \text{ et } \overline{\lambda}_{LT} = 1,4$$

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

$$\chi_{LT} = 0,4703 + \frac{(0,4179 - 0,4703)}{1,4 - 1,3} \cdot (1,32 - 1,3) = 0,459$$

$$M_{sdy} = 4,644 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} \leq 0,459 \cdot \frac{39,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 3,863 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 4,644 \text{ KN.m} > 3,863 \text{ KN.m} \quad \text{Non vérifiée}$$

Le divergence n'est pas vérifié donc on augmente la section à **IPE 120**

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{plz} = \frac{6,29 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 77,58 \text{ KN}$$

➤ **Sous le vent :**

$$V_Z = 6,248 \text{ KN} < V_{plz} = 77,58 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Sous la charge verticale :**

$$V_Z = 3,162 \text{ KN} < V_{plz} = 77,58 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Sous charge de la neige :**

$$V_z = 5,289 \text{ KN} < V_{plz} = 77,58 \text{ KN} \text{ Vérifiée}$$

b) Vérification au déversement :

➤ **Sous le vent :**

$$M_{sdy} = 5,012 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 8,578 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 5,012 \text{ KN.m} < M_r = 6,09 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$M_{sdy} = 3,572 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 4,078 \text{ KN.m} < M_r = 10,42 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

a) Condition de résistance :

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1 [3]}$$

Avec :

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

➤ **Sous le vent :**

$$\left(\frac{5,012}{12,96} \right)^2 + \left(\frac{0,464}{2,90} \right)^1 = 0,309 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Sous charge verticale :**

$$\left(\frac{3,572}{12,96} \right)^2 + \left(\frac{1,004}{2,90} \right)^1 = 0,422 \leq 1 \quad \text{Vérifiée.}$$

III.6.4- Vérification à L'ELS :**a) Combinaisons de calcul :**

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,612 + 0,640 = 1,252 \text{ KN} \\ q_y = 0,172 + 0,180 = 0,15 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,612 + (-2,079) = -1,467 \text{ KN} \\ q_y = 0,172 + 0 = 0,172 \text{ KN} \end{cases}$$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} q_z = 0,612 + 0,243 = 0,855 \text{ KN} \\ q_y = 0,172 + 0,068 = 0,24 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Calcul de la flèche :

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

- **Suivant l'axe Z-Z :**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1,467 \cdot (4,00)^4}{317,8.2,1} = 0,732 \text{ cm} < \frac{400}{200} = 2,00 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0,240 \cdot (4,00)^4}{27,65.2,1} = 1,377 \text{ cm} < \frac{400}{200} = 2,00 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on choisit pour toutes les pannes un **IPE120**.

III.7-Calcul de l'échantignolle :

III.7.1- Introduction :

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

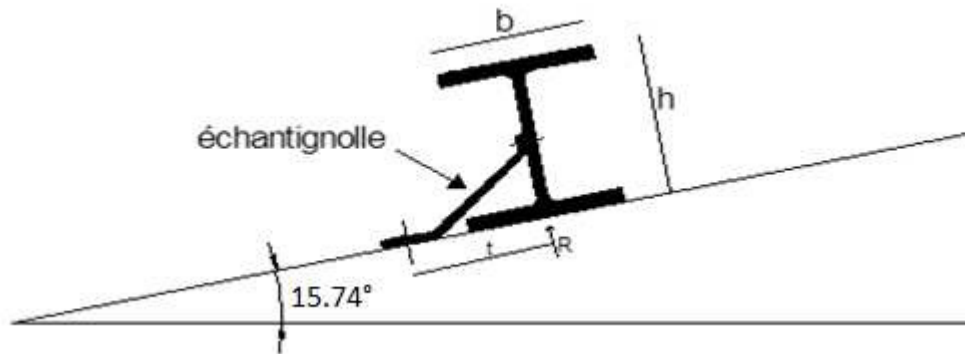


Fig. III.5 Echantignolle.

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

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

Pour un IPE120 $\Rightarrow \begin{cases} b = 6,2cm \\ h = 12cm \end{cases}$

$$6,2 \leq t \leq 9,30cm$$

Soit t = 09cm.

III.7.2- Détermination des sollicitations :

a) Calcul des réactions :

- **Sous le vent :**
- l'échantignolle reprend 02 pannes

$$R_v = 2.R = 2 \cdot \frac{q.l}{2} = 2 \cdot \frac{(-2,079) \cdot 4}{2} = -8,31KN$$

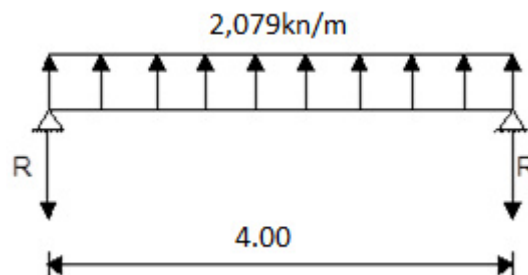


Fig. III.6 : Réactions sous le vent

Sous le poids propre :

$$R_{ZG} = 2 \cdot \frac{q \cdot l}{2} = 0,612 \cdot 4,00 = 2,448 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = \frac{2 \cdot q \cdot l}{2} = 0,172 \cdot 4,00 = 0,688 \text{ KN}$$

$$V_Z = R_{ZG} + 1,5R_V = 2,44 - 1,5 \cdot 8,31$$

$$\Rightarrow V_Z = -10,025 \text{ KN}$$

$$V_Y = R_{YG} = 0,688 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_Y = 0,688 \text{ KN}$$

➤ **Sous la neige :**

$$R_{ZS} = \frac{2 \cdot S_z \cdot l}{2} = \frac{2 \cdot 0,241 \cdot 2,00}{2} = 0,482 \text{ KN}$$

$$R_{YS} = \frac{2 \cdot S_y \cdot l}{4} = \frac{2 \cdot 0,068 \cdot 2,00}{2} = 0,136 \text{ KN}$$

$$R_{ZG} = 2,448 \text{ KN}$$

$$R_{YG} = 0,688 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZS} = 1,35 \cdot 2,448 + 1,5 \cdot 0,482$$

$$\Rightarrow V_Z = 4,027 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YS} = 1,35 \cdot 0,688 + 1,5 \cdot 0,136$$

$$\Rightarrow V_Y = 1,132 \text{ KN}$$

➤ **Sous chargement vertical :**

$$R_{ZQ} = q \cdot \cos \alpha = 1 \cdot \cos 15,74^\circ$$

$$R_{ZQ} = 0,962 \text{ KN}$$

$$R_{YQ} = q \cdot \sin \alpha = 1 \cdot \sin 15,74^\circ$$

$$R_{YQ} = 0,271 \text{ KN}$$

$$V_Z = 1,35R_{ZG} + 1,5R_{ZQ} = 1,35 \cdot 2,448 + 1,5 \cdot 0,962$$

$$\Rightarrow V_Z = 4,747 \text{ KN}$$

$$V_Y = 1,35R_{YG} + 1,5R_{YQ} = 1,35 \cdot 0,688 + 1,5 \cdot 0,271$$

$$\Rightarrow V_Y = 1,335 \text{ KN}$$

b) Moment de renversement :➤ **Dû au vent :**

$$M_R = V_z.t + V_y.(h/2)$$

$$M_R = -10,025.0,09 + 0,688.0,06$$

$$\Rightarrow M_R = -0,860 \text{ KN.m}$$

➤ **Dû à la neige :**

$$M_R = 4,027.0,09 + 1,132.0,06$$

$$\Rightarrow M_R = 0,430 \text{ KN.m}$$

➤ **Dû à la charge verticale :**

$$M_R = 4,747.0,09 + 1,335.0,06$$

$$\Rightarrow M_R = 0,507 \text{ KN.m}$$

c) Epaisseur de l'échantignolle :

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

$$M_R = 0,860 \text{ KN.m}$$

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \Rightarrow W_{el} \geq \frac{0,860.10^5}{235.10^2} = 3,659 \text{ cm}^2$$

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

Donc $e \geq \sqrt{\frac{6.W_{el}}{a}} \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6.3,659}{20}} = 1,047 \text{ cm}$

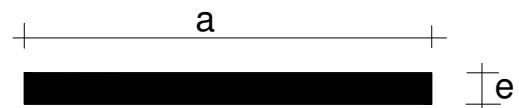


Fig.III.7 Dimensions de l'échantignolle

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

III.8-Calcul des fermes:

III.8.1- 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.

III.8.2-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.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système est 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 16.30 m 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:

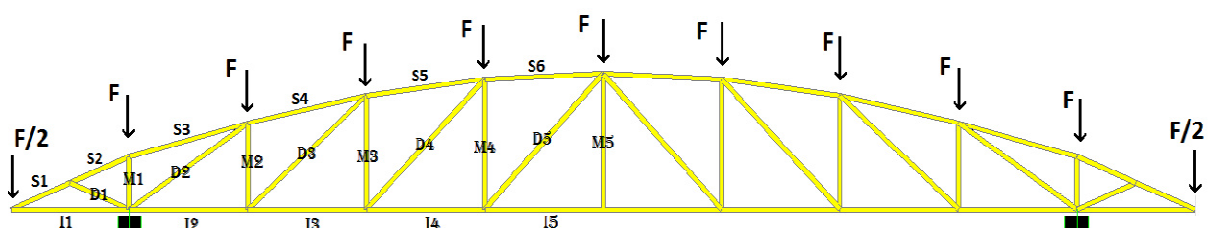


Fig.III.8 : Schéma statique de la ferme

III.8.3-Détermination des forces revenantes à la ferme :

On a des fermes sous forme d'un arc de 16.30 m de longueur supportent 05 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1,63 m

L'entre axe des fermes est de 4.00m.

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

III.8.3.1- Calcul des charges revenant à chaque nœud :

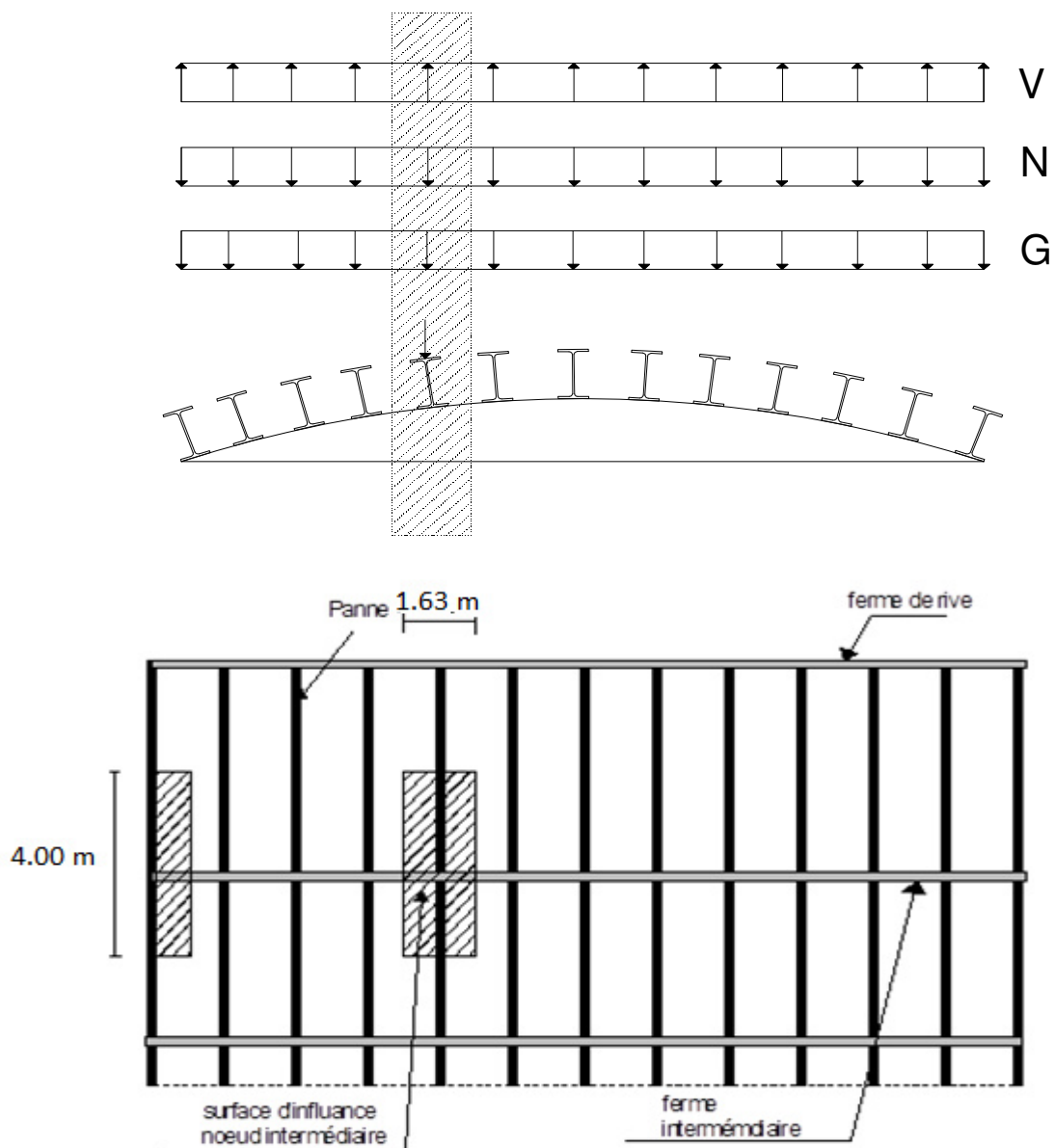


Fig.III.9 : Surface afférente des nœuds

a) **Nœud intermédiaire :**

$$S=1,63 \times 4,00 = 6,62 \text{m}^2$$

• **Poids propre**

- La couverture (les panneaux sandwich) + accessoires de pose..... $0,22 \times 6,62 = 1,458 \text{kN}$
- La panne (IPE 120)..... $0,10 \times 4,00 = 0,416 \text{kN}$
- Les contreventements (la moyenne des contreventements pour les halls est de 3 à 5 Kg/m^2) * $0,04 \times 6,62 = 0,265 \text{kN}$
- Le poids propre de la ferme est pris en considération par le SAP2000
- TOTAL.....**2.139kN**

• **Surcharges climatiques**1) **Surcharges du vent :**

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

$$q_j = 1,578 \text{kN/m}^2$$

$$V = q_j \times S = -1,255 \times 6,62 = -8,318 \text{kN}$$

2) **Surcharges de la neige**

$$S_{\max} = 0,253 \text{kN/m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud est de $6,62 \text{m}^2$

$$\text{Donc } S = 0,253 \times 6,62 = 1,768 \text{kN}$$

b) **Nœud de rive :**

$$S = 0,75 \times 4,00 = 3,00 \text{m}^2$$

• **Poids propre**

- Couverture (les pan sandwich) + acc de pose..... $0,22 \times 3,00 = 0,66 \text{kN}$
- La panne (IPE 120)..... $0,10 \times 4,00 = 0,416 \text{kN}$
- Contreventements (la moyenne est 3 à 5 Kg/m^2) $0,04 \times 3,00 = 0,12 \text{kN}$
- TOTAL.....**1.196kN**

• **Surcharges du vent**

$$V = q_j \times S = -1,255 \times 3,00 = -3,765 \text{kN}$$

• **Surcharges de la neige**

$$S = 0,253 \times 3,00 = 0,759 \text{kN}$$

III.8.3.2- Calcul des forces selon les combinaisons de charges :**a) Nœud intermédiaire :****- Soulèvement**

$$F=G+1,5V= 2,139+1,5(-8,318) =-10,347 \text{ KN}$$

- Neige

$$F=1,35G+1,5S= 1,35 \times 2,139 + 1,5 \times 1,768 = 5,539 \text{ KN}$$

b) Nœud de rive :**- Soulèvement**

$$F= G+1,5V= 1.196+1,5(-3,765) = - 4,457 \text{ KN}$$

- Neige

$$F=1,35G+1,5S= 1,35 \times (1,196) + 1,5 \times 0,759 = 2,753 \text{ KN}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel ROBOT2010.

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

ELEMENTS		Sous G+1,5V (KN)	Sous 1,35G+1,5S (KN)
Membrures supérieure	S ₅₄	-137.98	73.94
Membrures Inférieure	I ₈₉	-109.58	58.72
Montants	M ₁₅	-103.16	55.28
Diagonales	D ₁₁₈	109.84	-58.86

III.9- Pré dimensionnement des éléments :

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

$$\gamma_{m0} = 1,0$$

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

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

III.9.1-Membrure supérieure :

$$N^{\max} = 137,98 \text{ kN}$$

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

$$\gamma_{m0} = 1,0$$

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

$$A \geq \frac{137,98 \cdot 1,0}{23,5} = 5,87 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×05) de section $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$

III.9.2- Membrure inférieure :

$$N^{\max} = 109,58 \text{ kN}$$

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

$$A \geq \frac{109,58 \cdot 1,0}{23,5} = 4,66 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (50×50×5) de section $A_s = 9,6 \text{ cm}^2$

III.9.3- Diagonale :

$$N^{\max} = 109,84 \text{ kN}$$

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

$$A \geq \frac{109,84 \cdot 1,0}{23,5} = 4,67 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (45×45×5) de section $A_s = 7,58 \text{ cm}^2$

III.9.4- Les montants :

$$N^{\max} = 103.16$$

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

$$A \geq \frac{103,16 \cdot 1,0}{23,5} = 4,38 \text{ cm}^2$$

Soit 2L (35×35×5) de section $A_s = 5,34 \text{ cm}^2$

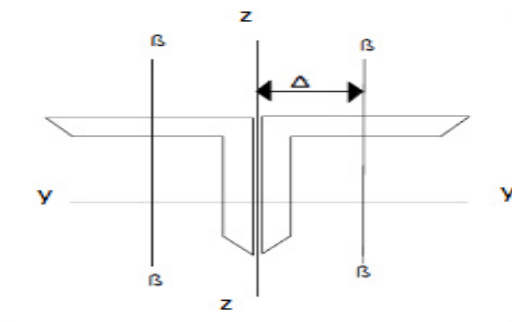
III.10- Vérification des éléments comprimés au flambement :

Fig.III.10 : doubles cornières

III.10.1- Membrures supérieure :

$$N^{\max} = -137,98 \text{ kN (-) pour la compression}$$

$$l_k = 163 \text{ cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6 \text{ cm}^2$$

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

I_β : I_z d'une seule cornière.

A_c : aire d'une seule cornière.

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \cdot 10,96 = 21,92 \text{ cm}^4 ; I_\alpha : I_y \text{ d'une seule cornière}$$

$$I_z = 53,024 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{53,024}{9,6}} = 2,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{163}{1,51} = 107,09$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{163}{2,35} = 69,63$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_a \cdot A \cdot f_y / N_{cr}]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{107,09}{93,9} \right] = 1,14$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{69,63}{93,9} \right] = 0,74$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,14 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,74 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

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

EC3 Art 5.5.1.2 [3]

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

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49 (1,14 - 0,2) + 1,14^2 \right] = 1,38$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,38 + \left[1,38^2 - 1,14^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,465$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,38 + \left[1,38^2 - 0,74^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,393$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,393$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1 [3]}$$

$$N_{crd} = 0,393 \cdot 1,9,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 80,60 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 137,6 \text{ kN} > N_{crd} = 80,60 \text{ kN}$$

Non vérifiée

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

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

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

$$I_z = 143,34 \text{ cm}^4$$

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

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

$$\lambda_y = 90,75$$

$$\lambda_z = 58,007$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{90,75}{93,9} \right] = 0,96 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{58,007}{93,9} \right] = 0,617 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,96 - 0,2) + 0,96^2 \right] = 1,147$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,147 + \left[1,147^2 - 0,96^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,563$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,147 + \left[1,147^2 - 0,617^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,467$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,467$$

$$N_{crd} = 0,467 \cdot 1 \cdot 18,06 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 180,18 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 137,98 \text{ KN} < N_{crd} = 197,017 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

III.10.2- Membrures inférieures :

$$N^{\max} = -109,58 \text{ KN}$$

$$l_k = 163 \text{ cm}$$

$$2L(50 \times 50 \times 5) \Rightarrow A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 10,96 = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[10,96 + 4,8(1,4 + 0,4)^2 \right] = 53,02 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{53,02}{9,6}} = 2,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{163}{1,51} = 107,947$$

$$\lambda_z = \frac{163}{2,35} = 69,361$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{107,94}{93,9} \right] = 1,14$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{69,361}{93,9} \right] = 0,74$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,14 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,74 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

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

EC3 Art 5.5.1.2 [3]

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

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,14 - 0,2) + 1,14^2 \right] = 1,38$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,38 + \left[1,38^2 - 1,14^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,465$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,38 + \left[1,38^2 - 0,74^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,393$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,393$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \cdot \beta_w \cdot A \cdot \frac{f}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1} \quad [3]$$

$$N_{crd} = 0,393 \cdot 1,9 \cdot 6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 80,60 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 137,6 \text{ kN} > N_{crd} = 80,60 \text{ kN}$$

Non vérifiée

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

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

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

$$I_z = 143,34 \text{ cm}^4$$

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

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

$$\lambda_y = 90,75$$

$$\lambda_z = 58,007$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{90,75}{93,9} \right] = 0,96 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{58,007}{93,9} \right] = 0,617 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,96 - 0,2) + 0,96^2 \right] = 1,147$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,147 + \left[1,147^2 - 0,96^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,563$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,147 + \left[1,147^2 - 0,617^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,467$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,467$$

$$N_{crd} = 0,467 \cdot 1,18 \cdot 0,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 180,18 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 109,58 \text{ kN} < N_{crd} = 180,18 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

III.10.3- La diagonale :

$$N^{\max} = -109,84 \text{KN}$$

$$l_k = 186 \text{cm}$$

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

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

$$I_z = 15,23 \text{cm}^4$$

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

$$i_z = \sqrt{\frac{15,23}{7,58}} = 1,41 \text{cm}$$

$$\lambda_y = 156,30$$

$$\lambda_z = 131,91$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{156,30}{93,9} \right] = 1,664$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{131,91}{93,9} \right] = 1,404$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,664 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,404 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,664 - 0,2) + 1,664^2 \right] = 2,23$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,23 + [2,23^2 - 1,66^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,474$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,23 + [2,23^2 - 1,40^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,436$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,436$$

$$N_{crd} = 0,436 \cdot 1,7,58 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 70,60 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 109,84 \text{KN} > N_{crd} = 70,60 \text{KN}$$

Non vérifié

On augmente la section des cornières à **2L (60×60×6)**

$$2L(60 \times 60 \times 6) \Rightarrow A = 13,82 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2 \times 22,79 = 45,58 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2 \left[22,79 + 6,91(1,69 + 0,4)^2 \right] = 105,94 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{45,58}{13,82}} = 1,81 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{105,94}{13,82}} = 2,76 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 102,76$$

$$\lambda_z = 67,39$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{102,76}{93,9} \right] = 1,09 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{67,39}{93,9} \right] = 0,71 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,09 - 0,2) + 1,09^2 \right] = 1,31$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,31 + \left[1,31^2 - 1,09^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,491$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,31 + \left[1,31^2 - 0,71^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,414$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,414$$

$$N_{crd} = 0,41 \cdot 1 \cdot 13,82 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 121,09 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 109,84 \text{ KN} < N_{crd} = 121,09 \text{ KN}$$

vérifiée

III.10.4- Le montant :

$$N^{\max} = -10316 \text{ KN}$$

$$l_k = 90 \text{ cm}$$

$$2L(35 \times 35 \times 4) \Rightarrow A = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 2,95 = 5,9 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 16,366 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{5,9}{5,34}} = 1,05 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{16,366}{5,34}} = 1,75 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{90}{1,05} = 85,71$$

$$\lambda_z = \frac{90}{1,75} = 51,42$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{85,71}{93,9} \right] = 0,91 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{51,42}{93,9} \right] = 0,547 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,91 - 0,2) + 0,91^2 \right] = 1,08$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,08 + \left[1,08^2 - 0,91^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,601$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,08 + \left[1,08^2 - 0,54^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,496$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,496$$

$$N_{crd} = 0,496 \cdot 1,5 \cdot 34 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 56,58 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 103,16 \text{ KN} > N_{crd} = 56,58 \text{ KN} \quad \text{Non vérifiée}$$

On augmente la section des cornières a **2L (50×50×5)**

$$A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2I_\alpha = 2 \times 10,96 = 21,92 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 53,024 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{21,92}{9,6}} = 1,51 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{53,024}{9,6}} = 2,35 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 59,60$$

$$\lambda_z = 38,29$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{59,60}{93,9} \right] \Rightarrow 0,634 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{38,29}{93,9} \right] \Rightarrow 0,407 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(0,634 - 0,2) + 0,634^2 \right] = 0,807$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,807 + [0,807^2 - 0,634^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,766$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,807 + [0,807^2 - 0,407^2]^{\frac{1}{2}}} = 0,664$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,664$$

$$N_{crd} = 0,664 \cdot 1,9,6 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 135,36 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 103,16 \text{ KN} < N_{crd} = 135,36 \text{ KN}$$

Vérifié

III.10.5- Conclusion

Les sections choisies sont données dans le tableau suivant :

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (60×60×8)
Membrures inférieures	2L (60×60×8)
Les diagonales	2L (60×60×6)
Les montants	2L (50×50×5)

Tab.III.2 : Les sections de la ferme choisies.

III.11- Calcul du poids réel de la ferme :**Membrure supérieure :**

2L (60×60×8) à 14,18 kg/ml.

Longueur : 21.22 m

Poids des membrures supérieures (W_{ms}) = 300.89 kg.

Membrure inférieure :

2L (60×60×8) à 14,18 kg/ml.

Longueur : 16,30 m

Poids des membrures inférieures (W_{mi}) = 231,134kg.

Montants :

2L (50×50×5) à 7,54 kg/ml.

Longueur totale : 16,98 m

Poids des montants (W_m) = 128,029 kg.

Diagonales :

2L (60×60×6) à 10,84 kg/ml.

Longueur totale : 26,2 m

Poids des diagonales (W_d) = 284,008 kg.

Poids total de la ferme :

$$W = W_{ms} + W_{mi} + W_m + W_d = 300,89 + 231,134 + 128,029 + 284,008 = 944,048 \text{ kg.}$$

Nous ajoutons forfaitairement 20% pour tenir compte du poids des goussets, des boulons, des contreventements verticaux entre fermes et de la peinture.

Poids total de la ferme est : $944,04 + 188,80 = 1132,84 \text{ kg.}$

III.12- Pré dimensionnement des éléments en béton :**III.12.1- Les poutres de chainages :**

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

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

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

$$L_{\max} = 545 \text{ cm}$$

$$36.33 \text{ cm} \leq h \leq 54.5 \text{ cm}$$

- **Vérification :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 V2003 Art 7.5.1} \quad [2]$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On a : $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifiée

$h/b = 45/30 = 1,5 < 4$

Donc on adopte pour les poutres de chaînages la section $(b \times h) = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

III.12.2- Les poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait :

- à la compression centrée.
- Vérification au flambement.

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

Le RPA 99 préconise en zone sismique IIa que

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$
- h_e : la hauteur libre de portique

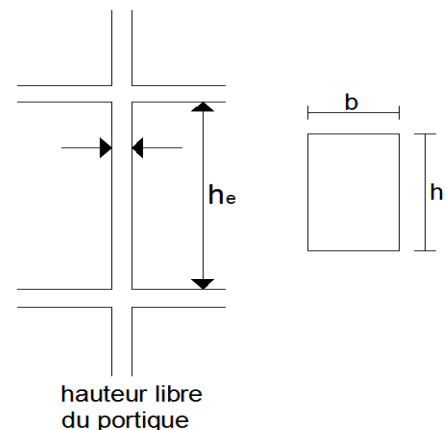


Fig. III.11 : dimensions du poteau

- sens longitudinale
- $h_e = 3,73$ m de niveau 0.00 m jusqu'à 3.73m
- $h_e = 2,00$ m de niveau 4.03 jusqu'à 6.03 m
- sens transversale
- $h_e = 3,73$ m de niveau +0.00 jusqu'à 3.73m
- $h_e = 2,00$ m de niveau +4,03 jusqu'à 6,03 m

On adopte préalablement la section des poteaux :

$$b_1 \times h_1 = (40 \times 50) \text{ cm}^2$$

III.12.3- 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.

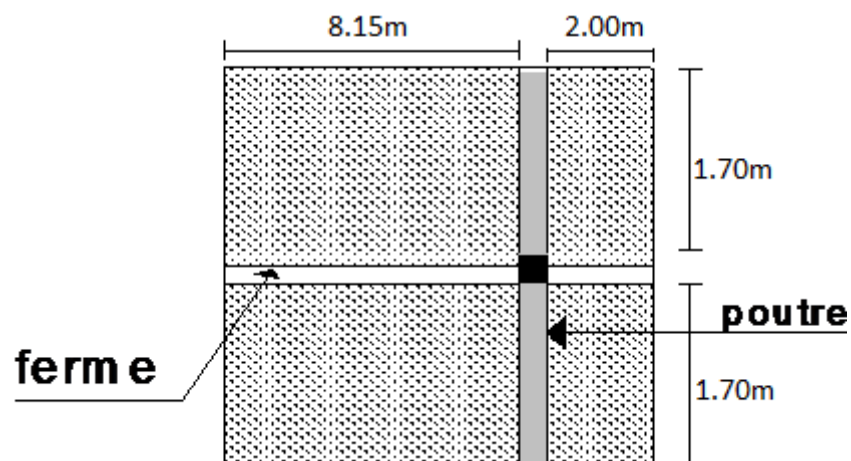


Fig. III.12 : surface afférente d'un poteau

III.12.3.1- Poteau -A :

- la surface afférente
- $$S = 10,15 \times 3,4 = 34,51 \text{ m}^2$$

a) Les charges et surcharges :

- poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) $0,14 \times 34,51 = 4,83 \text{ KN}$
- poids propre d'accessoires d'attache $0,08 \times 34,51 = 2,76 \text{ KN}$
- poids propre des contreventements (poids forfaitaire)..... $0,04 \times 34,51 = 1,38 \text{ KN}$
- Poids propre de la ferme $= 4,83 \text{ KN}$
- poids propre de la panne $(0,104 \times 6) \times 4 = 2,496 \text{ KN}$
- poids propre des poutres..... $25 \times (4 \times 0,45 \times 0,3) \times 2 = 27 \text{ KN}$
- poids propre des murs..... $1,8 \times 1,5 \times 10,15 = 27,40 \text{ KN}$
- poids propre des poteaux..... $25 \times (6,46 \times 0,5 \times 0,4) = 32,3 \text{ KN}$

Poids total G= 102,99KN

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0,253 \text{KN/m}^2$$

$$N_n = 0,253 \times 34,51 = 8,731 \text{KN}$$

III.12.3.2- Poteau -B :

La surface afférente

$$S = 2,725 \times 2 = 5,45 \text{m}^2$$

a) Les charges et surcharges :

- poids propre des poutres..... $25 \times (4 \times 0,45 \times 0,3) \times 2 = 27 \text{ KN}$
- poids propre des murs..... $1,8 \times 1,5 \times 5,45 = 14,71 \text{ KN}$
- poids propre des poteaux..... $25 \times (0,4 \times 0,3 \times 6,46) = 19,38 \text{KN}$

Poids total G= 61,09KN

b) Effet de la neige :

$$N_n = 0,253 \text{KN/m}^2$$

$$N_n = 0,253 \times 5,45 = 1,378 \text{KN}$$

III.12.4- Vérification du poteau -A :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1,35 \times 102,99 + 1,5 \times 8,736 = 152,140 \text{ KN}$$

III.12.4.1- Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad \text{avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{152,14 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,0101 \text{m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,5 \times 0,4 = 0,2 \text{ m}^2$$

$$B > 0,01 \quad \text{Vérifier}$$

III.12.4.2- Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

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

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'élanement 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'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

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

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4 = 2,8m$$

$$B = 0,5 \times 0,4 = 0,2m^2$$

$$I = \frac{0,4 \times 0,5^3}{12} = 4,166 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{4,166 \times 10^{-3}}{0,2}} = 0,144$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,8}{0,144} = 19,44 \leq 35$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{19,44}{35}\right)^2} = 0,8$$

$$B_r \geq \frac{152,14 \times 10^{-3}}{0,8 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{1,15} \times 0,02 \right]} = 7,46 \times 10^{-3} m^2$$

On a $B_r = (50 - 2,5) \times (40 - 2,5) = 0,178m^2$

$$B_r = 0,178 > 0,007$$

Donc le poteau ne risque pas au flambement

III.12.5- Vérification du poteau -B :

$$N_u = 1,35G + 1,5N = 1,35 \times 61,09 + 1,5 \times 1,378 = 84,538 \text{ KN}$$

III.12.5.1- Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \text{ avec } B : \text{section du béton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{84,538 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,005m^2$$

soit $B \geq 0,005 \text{ m}^2$

On a $B = 0,4 \times 0,3 = 0,12 \text{ m}^2$

$B = 0,12 > 0,005$ vérifié

III.12.5.2- Vérification au flambement :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 4 = 2,8 \text{ m}$$

$$B = 0,4 \times 0,3 = 0,12 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,4^3}{12} = 1,6 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1,6 \times 10^{-3}}{0,12}} = 0,115$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2,8}{0,115} = 24,34 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{24,34}{35}\right)^2} = 0,77$$

$$B_r \geq \frac{84,53 \times 10^{-3}}{0,77 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{1,15} \times 0,02 \right]} = 4,31 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

On a $B_r = (40 - 2,5) \times (30 - 2,5) = 0,103 \text{ m}^2$

$B_r = 0,103 > 0,0043$

Donc de pas de risque de flambement de poteau.

III.12.6- Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ❖ Les poutres de chainages 45 × 30 cm²
- ❖ Poteaux (Axes A et D) 50 × 40 cm²
- ❖ Poteaux (Axes B et C) 40 × 30 cm²

IV.1- Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : le vent ; freinage des ponts roulants effet de séisme, chocs...etc.

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'à la fondation.

Ils sont disposés en toiture dans le plan des versant ou fermes (poutre au vent) ; et en façade (palées de stabilité) ; ils doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que les long pan

IV.2-Effort du vent sur le pignon :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisse puis aux potelets puis à la traverse du portique, ce dernier n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; aux quels on adjoint effort d'entraînement.

IV.2.1- calcul des efforts horizontaux :

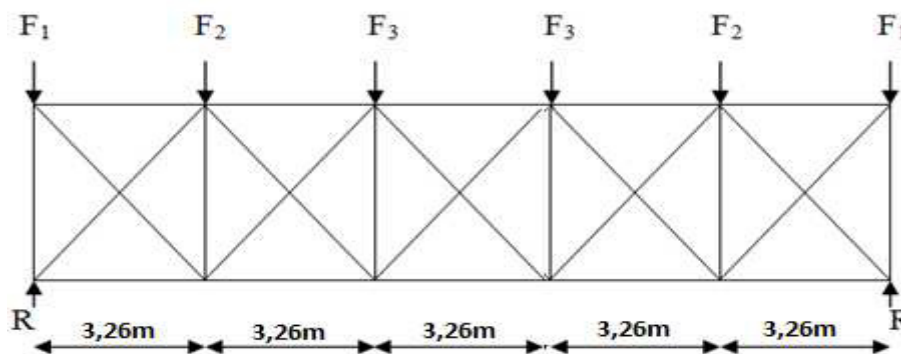


Fig. VI.1 : Poutre au vent en pignon

Calcul des réactions dues au vent sur la poutre au vent

$$F_i = 1.5 \left[(w_i \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right] \quad \text{RNVA 99 [1]}$$

Dans ce genre de systèmes seules les diagonales tendus qui sont prises en compte dans les calculs. Par raison de symétrie, il suffit d'étudier la moitié de la poutre:

- F_{fr} : La force de frottement $F_{fr} = 17,52kn$
- n : Nombre de nœuds ($n = 6$)

$$\text{D'où ; } \frac{F_{fr}}{n} = \frac{17,52}{6} = 2,92 \text{ kn}$$

$$\text{Calcul de } S_i : S_i = \frac{h_i \times l_i}{2}$$

Les résultats de F_i sont résumés dans le tableau ci-dessous

$$w_{max} = 1,335 \text{ kn/m}^2$$

Tableau : valeurs de F_i :

I	1	2	3
h_i (m)	7,35	8,27	8,72
l_i (m)	1,63	3,26	3,26
S_i (m ²)	5,99	13,48	14,21
$w_{max} \times S_i$	7,99	17,99	18,97
F_{fr}/n	2,92	2,92	2,92
F_i (kN)	16,36	31,36	32,83

$$\text{Avec : } R_A = R_B = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F_1+F_2+F_3)}{2} = 80,55 \text{ Kn}$$

IV.3-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 ROBOT 2013.

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

Elément		Longueur (m)	N (kN)
Membrures supérieure	S_1	3,26	53,74
	S_3	3,26	-53,74
Membrures inférieure	I_8	3,26	181,47
	I_6	3,26	49,71
Montant	M_{11}	4,00	110,21
	M_{14}	4,00	-10,96
Diagonale	D_{21}	5,16	130,68
	D_{22}	5,16	-78,69

Tab. II.1 : Les sollicitations des éléments de la ferme

IV.4- Vérification des éléments de la poutre au vent :**IV.4.1- Les diagonales :**

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_D dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suite :

$$F_D \times \cos \theta + F_1 - R = 0, \theta = \tan^{-1} \left(\frac{3,26}{4,00} \right) = 39,18^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta}$$

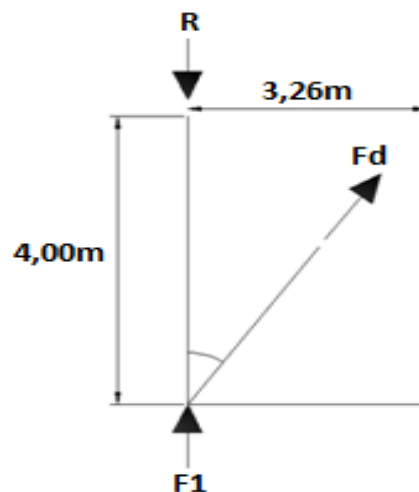
$$F_d = \frac{80,55 - 16,36}{\cos 39,18^\circ} = 82,80 \text{ kn}$$

$$N_{std} = F_d = 82,80 \text{ kn (effort de traction max)}$$

$$N_{std} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{std} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{82,80 \times 1}{23,50} = 3,52 \text{ cm}^2$$

soit une cornière à aile égale $\Rightarrow L 40 \times 40 \times 5$ avec $A = 3,79 \text{ cm}^2$

IV.4.2- Vérification des pannes (montants de la toiture au vent) :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous F au doit donc vérifier la panne à la flexion déviée la formule de vérification est la suite :

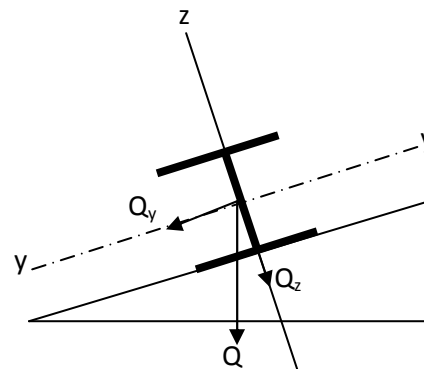
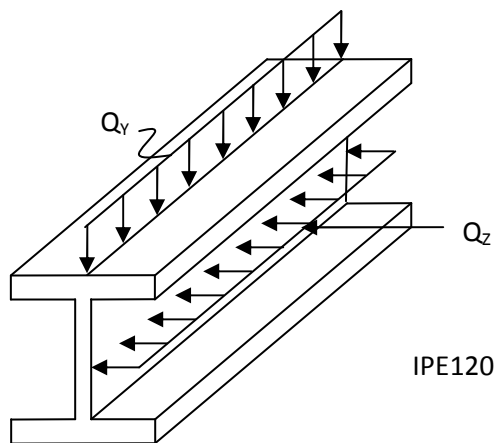
$$\left(\frac{My}{Mply} \right)^\alpha + \left(\frac{Mz}{Mplz} \right)^\beta \leq 1,0$$

Vérification de la panne intermédiaire :

$$F3 = 3283Kg$$

$$Q_{\max} = G - 1,5 \times V = 45,96 - 1,5 \times 207,4 = -265,14Kg / ml$$

$$Q_{\max} = 265,14Kg / ml$$



IPE 120 :

$$h = 120mm, b = 64mm, tw = 4,4mm, tf = 6,3mm, A = 13,2 \times 10^2 mm^2, Wely = 53 \times 10^3 mm^3$$

$$Wply = 60,7 \times 10^3 mm^3, Welz = 8,64 \times 10^3 mm^3, Wplz = 13,6 \times 10^3 mm^3, Iy = 317,8 \times 10^4 mm^4$$

$$Iz = 27,65 \times 10^4 mm^4, iy = 4,90 \times 10mm, iz = 1,45 \times 10mm, P = 10,4Kg / m.$$

$$Qy = Q_{\max} \times \sin \alpha = 265,14 \times \sin 15,74 = 71,92Kg / ml$$

$$Qz = Q_{\max} \times \cos \alpha = 265,14 \times \cos 15,74 = 255,19Kg / ml$$

$$My = \frac{Qz \times L^2}{8} = \frac{255,19 \times 4^2}{8} = 510,38Kg \times m$$

$$Mz = \frac{Qy \times \left(\frac{L}{2} \right)^2}{8} = \frac{71,92 \times 2^3}{8} = 35,96Kg \times m$$

$$Mply = \frac{Wply \times Fy}{\gamma m_0} = \frac{60,7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,0} = 1426,45Kg \times m$$

$$Mplz = \frac{Wplz \times Fy}{\gamma m_0} = \frac{13,6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,0} = 319,60Kg \times m$$

$$\begin{cases} \alpha = 2 \dots \dots \text{section en I} \\ \beta = 1 \dots \dots N = 0 \end{cases}$$

A. N :

$$\left(\frac{510,38}{1426,45} \right)^2 + \left(\frac{35,96}{319,60} \right)^1 = 0,24 < 1,0$$

Vérification de la panne intermédiaire :

$$N = F_3 = 3283 \text{ kg}$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,2 \times 23,5}{1,0} = 310,2 \text{ kn}$$

$$M_{ply} = 1426,45 \text{ kg.m}$$

$$M_{plz} = 319,60 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 510,38 \text{ kg.m}$$

$$M_z = 35,96 \text{ kg}$$

Vérification au flambement :

$$l_{ky} = 400 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_y = (l_{ky}/i_y) = (400/4,90) = 81,63$$

$$l_{kz} = 200 \text{ Cm} \rightarrow \lambda_z = (l_{kz}/i_z) = (200/1,45) = 137,93$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \text{ ou } \varepsilon = 1 \text{ pour une section de classe 01}$$

$$\overline{\lambda}_y = \frac{81,63}{93,9} = 0,86 \quad \left. \vphantom{\overline{\lambda}_y} \right\} \overline{\lambda} = \max(\overline{\lambda}_y, \overline{\lambda}_z) = \overline{\lambda}_z = 1,46 > 0,20$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{137,93}{93,9} = 1,46$$

$\overline{\lambda}_{\max} > 0,2$ donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement

VERIFICATION AU DEVERSEMENT

Et on tire pour un IPE 120 :

$$i_z = 1,45 \text{ cm} , h = 12 \text{ cm} , t_f = 0,63 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{h} \right)^2 \right]^{0.5}}$$

$$= \frac{\frac{200}{1,45}}{1,132^{0.5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{200}{1,45}}{\frac{12}{0,63}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 53,05$$

$$\text{D'où on aura : } \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \beta_w^{0.5} = \left[\frac{53,05}{93,9} \right] \times 1^{0,5} = 0,56$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,56 > 0,4$ Donc il y a lieu de tenir compte du risque de déversement

D'où la vérification à la résistance se fait en flexion bi axiale plus effort en tenant compte du risque de flambement et déversement.

Calcul des coefficients réducteurs

– Flambement

Profilé laminé ;

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1,87 > 1,2$$

$$t_f = 8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

L'axe de flambement $z z \rightarrow$ courbe b

$$\bar{\lambda}_z = 1,46 \Rightarrow X_z = 0,357 \text{ (d'après le tableau 5.5.2 l'EC3) } \quad [3]$$

– Déversement

- φ_{LT} est par la formule suivante :

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

Ou : $\alpha_{LT} = 0,21$ (on un profilé laminé)

D'où on aura :

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,69$$

- X_{LT} :

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,69 + [0,69^2 - 0,56^2]^{0,5}} = 0,91$$

$$X_{LT} = 0,91$$

- Calcul de K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ avec } K_{LT} \leq 1$$

$$N = 32,83 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,46 \Rightarrow X_z = 0,357$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \text{ avec } \mu_y \leq 0,9$$

$$\text{Tel que } \beta_{MLT} = 1,3$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,46 \times 1,3 - 0,15 = 0,13 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \Rightarrow K_{LT} = 1 - \frac{0,13 \times 32,83}{0,357 \times 13,2 \times 23,50} = 0,96 < 1,5$$

Calcul de k_z :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,9$$

$$\text{On a: } \bar{\lambda}_z = 1,46.$$

Par le tableau 8 EUROCODE3 on a :

$$\beta_{Mz} = 1,3$$

A.N :

$$\mu_z = 1,46 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{13,6 - 8,64}{8,64}$$

$$\mu_z = -1,46 < 0,9$$

$$X_z = 0,357$$

$$K_z = 1 - \frac{-1,46 \times 32,83}{0,357 \times 13,2 \times 23,5} = 1,43 < 1,5$$

Par rapport à l'axe y y → courbe a

$$\bar{\lambda}_y = 0,86 \Rightarrow X_y = 0,760 \text{ (d'après le tableau 5.5.2 l'EC3) [3]}$$

$$\frac{N}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} M_y}{X_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z M_z}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{32,83}{0,357 \times 310,2} + \frac{0,96 \times 5,103}{0,91 \times 14,26} + \frac{1,43 \times 0,359}{3,19} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$= 0,29 + 0,37 + 0,16 = 0,82 < 1,0$$

On va garder l'IPE 120 pour les pannes.

IV.4.3- Les membrures :

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

1)- Membrures supérieures :

Sollicitées à la compression et la traction, donc on doit vérifier :

- Flambement :

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{326}{2,81} = 116,01 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{116,01}{93,9} = 1,23$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{326}{1,79} = 182,12 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{182,12}{93,9} = 1,93$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 1,93 > 0,2 \quad \text{Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

Courbe © : $\alpha=0.49$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,209$$

$$N_{csd} = 53,94 \leq N_{crd} = 0,209 \times 1 \times 18,06 \times \frac{23,5}{1,0} = 88,70 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

-Traction :

$$N_{\max} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$53,74 < \frac{18,06 \times 23,5}{1,0} = 424,41 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

2) Membrures inférieures :

Sollicitées à la compression et à la traction.

- Flambement (compression):

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{326}{2,81} = 116,01 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{116,01}{93,9} = 1,23$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{326}{1,79} = 182,12 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{182,12}{93,9} = 1,93$$

$$\bar{\lambda}_{\max} = \bar{\lambda}_y = 1,93 > 0,2 \quad \text{Donc il y a lieu de tenir compte du risque de flambement.}$$

Courbe © : $\alpha=0.49$

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0,209$$

$$N_{csd} = 49,71 \leq N_{cr} = 0,209 \times 1 \times 18,06 \times \frac{23,5}{1,0} = 88,70 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Traction :**

$$N_{\max} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

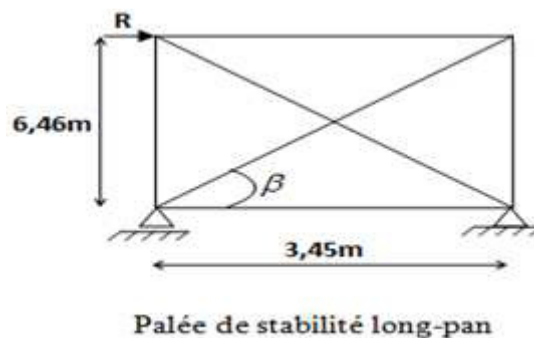
$$181,47 < \frac{18,06 \times 23,5}{1,0} = 424,41 \text{ kN}$$

Vérifiée.

IV.5- Calcul de palées de stabilité :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement de versant (poutre au vent).

On ne fait travailler que les diagonales tendues comme dans les cas de la poutre au vent.



-par la méthode de coupure :

$$Fd = \frac{R}{\cos \beta}$$

$$\beta = \text{Arctg} \frac{6,46}{3,45} = 61,89^\circ$$

$$N = Fd = \frac{73,95}{\cos 61,89^\circ} = 156,89 \text{ kn}$$

Section de la diagonale :

Nature de sollicitation : traction simple.

$$\left. \begin{array}{l} N \leq N_{pl} \\ N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \frac{N \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{156,89 \times 1,0}{23,5} = 6,67 \text{ cm}^2$$

Du tableau de cornières au $A=6,91 \text{ cm}^2$

C'est L60x60x6

V.1- Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts (ruines de constructions et perte de vies humaines). Il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Pour cela elles doivent être conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règles parasismique algériennes (RPA99 V2003).

L'analyse de la structure est faite par le logiciel ROBOT qui est basé sur la méthode des éléments finis.

➤ Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

➤ DESCRIPTION DE ROBOT :

Basé sur la méthode des éléments finis, le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments 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.

V.2- Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

V.3- Analyse de la structure :**V.3.1- 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.

V.3.2- Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.2.1- la méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse.

Mais comme le " RPA 99 V 2003 " préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul 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 IIa et un Groupe d'usage **1B** Nous trouverons :

$A = 0,2$.

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

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T_1, T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S2) : T_1 (sec) = **0,15s** T_2 (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 :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de 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

$h_N = 8,80$ m.

C_T = est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA 99/version 2003.

Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie

D'où : **$C_T = 0,05$**

$$\text{Donc : } T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 8,80^{3/4} = 0,25 \text{ s}$$

Pour notre cas, on peut utiliser la formule 4.7 du RPA99/version 2003 :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Sens transversal :**

$$dx = 19,40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,179 \text{ s}$$

- **Sens longitudinal :**

$$dy = 35,30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,133 \text{ s}$$

D'après le RPA 99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$T_x = \min (T; T_x) = \min (0,25 \text{ s}; 0,179 \text{ s}) \Rightarrow T_x = 0,179 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T; T_y) = \min (0,25 \text{ s}; 0,133 \text{ s}) \Rightarrow T_y = 0,133 \text{ s}$$

T_x et T_y sont inférieurs à $T_2 = 0,4 \text{ s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta$$

$$\mathbf{D = 2,5 \times 0,93 = 2,32}$$

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.

Portique autostables avec remplissage en maçonnerie rigide :

$$\mathbf{R = 3,5}$$

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.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité "q"	P _q
1. conditions minimales sur les files porteuses	0
2. Redondance en plan	0
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$\sum P_q$	0

Tab. V.1 : Pénalité de vérification

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

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 charge 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 $\beta = 0,3$

$$W_G = 1666,14 \text{ KN}$$

$$W = 1666,14 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

$$\text{Donc : } V = \frac{0,2 \times 2,32 \times 1,0}{3,5} \times 1666,14 = 220,88 \text{ KN}$$

$$\mathbf{V = 220,88 \text{ KN}}$$

V.3.2.2- Principe de la méthode 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.

a) Spectre de repense 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, T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,0 \quad A = 0,2 \quad \eta = 1,84 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

b) Nombre de modes de vibrations à considérer :

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.

- 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.

c) Résultat de calcul :

1) Pourcentage de participation de masse :

Mode	Période (s)	Suivant X [%]	Suivant Y [%]	Suivant Z [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	0.28	55.61	0.00	0.00	55.54	00	0.00
2	0.28	0.00	47.55	0.00	55.54	47.55	0.00
3	0.26	0.00	0.00	0.00	55.54	47.55	0.00
4	0.26	0.00	0.00	0.00	55.54	47.55	0.00
5	0.24	12.16	0.00	0.00	67.70	47.55	0.00
6	0.24	0.00	11.52	0.00	67.70	59.07	0.00
7	0.23	0.00	0.00	0.00	67.70	59.07	0.00
8	0.22	0.03	0.00	0.00	67.73	59.07	0.00
9	0.22	0.00	0.00	0.00	67.73	59.07	0.00
10	0.21	0.00	0.00	0.00	67.73	59.07	0.00
11	0.21	0.03	0.00	0.00	67.77	59.07	0.00
12	0.21	0.00	0.00	0.00	67.77	59.07	0.00
13	0.20	0.03	0.00	0.00	67.80	59.07	0.00
14	0.20	0.00	0.00	0.00	67.80	59.07	0.00
15	0.20	0.00	27.83	0.00	67.80	86.90	0.00
16	0.19	0.01	0.00	0.00	67.81	86.90	0.00
17	0.19	0.28	0.00	0.00	68.09	86.90	0.00
18	0.18	9.49	0.00	0.00	77.58	86.90	0.00
19	0.18	0.00	4.59	0.00	85.56	91.49	0.00
20	0.14	0.00	0.00	0.00	87.62	91.52	0.00
64	0.08	0.20	0.00	0.01	89.83	91.53	0.00
65	0.08	1.21	0.00	0.00	91.04	91.53	0.00

Tab. V.2 : pourcentage de participation de masse.

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 $T = 0.28$ s, taux de participation de la masse 55.61 %**

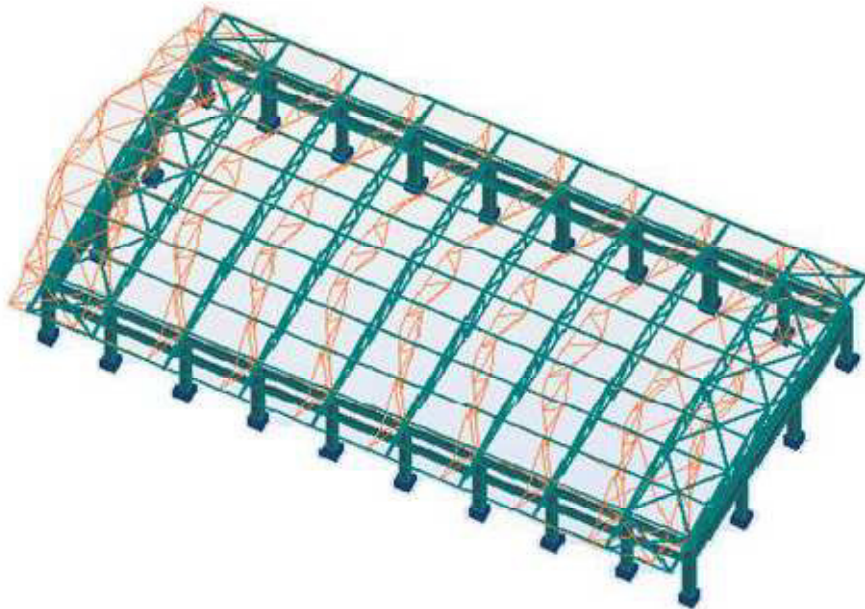


Fig. V.1 : Mode de déformation (1)

- **Mode 2 : Translation suivant Y-Y , période $T = 0.28$ s , taux de participation de la masse 47.55%**

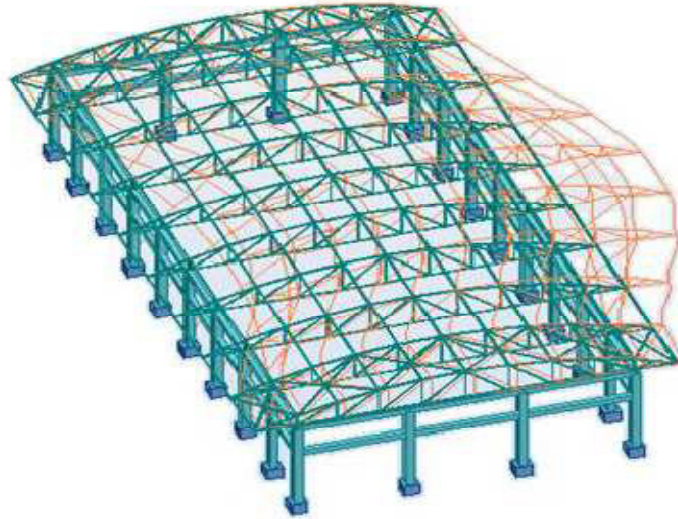


Fig. V.2 : Mode de déformation (2)

- **Mode 3 : Rotation suivant Z,Z période $T = 0,0.26s$, taux de participation de la masse 12.16%**



Fig. V.3 : Mode de déformation (3)

V.3.3- 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.

V.3.3.1- 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.
- W2D : Vent sur la façade secondaire avec dépression intérieure.
- W2S : 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.
- W4D : Vent sur la façade latérale sud avec dépression intérieure.
- W4S : Vent sur la façade latérale sud avec surpression intérieure.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calculs adoptés selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Etat limite ultime	Etat limite de service
G + 1,5W1D	G + W1D
G + 1,5W1S	G + W1S
G + 1,5W2D	G + W2D
G + 1,5W2S	G + W2S
G + 1,5W3D	G + W3D
G + 1,5W3S	G + W3S
G + 1,5W4D	G + W4D
G + 1,5W4S	G + W4S
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 + 1,2Ex	
G + Q + 1,2Ey	
0,8G + E	
0,8G - E	

Tab. V.3 : Combinaisons de calcul.

V.3.3.2- Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Forces sismiques	V statique (KN)	0,8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	220,88	176,70	193,51	Vérifiée
Sens yy	220,88	176,70	179,44	Vérifiée

Tab. V.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens.

V.3.3.3- Vérification des déplacements :

1^{er} Cas : situation durable :

Les déplacements sont limités à :

Déplacement horizontal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} \text{ sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} \text{ avec charge du vent} \end{array} \right. \quad \text{EC3 Art 4.2.2 [3]}$$

Ou h : hauteur du poteau

Déplacement vertical :

$$\frac{L}{200} \quad L : \text{longueur de la travée} \quad \text{EC3 tab 4.1 [3]}$$

	Combinaisons		Déplacements max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant X	G + 1,5W1S	1,35(G+Q+S)	0,2	0,1
Suivant Y	G + 1,5W1S	1,35(G+Q+S)	0,1	0,2

Suivant Z	G + 1,5W1S	1,35(G+Q+S)	1,2	0,3
-----------	------------	-------------	-----	-----

Tab. V.5 : Déplacement max en situation durable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{150} = \frac{646}{150} = 4,30cm \\ \frac{h}{125} = \frac{646}{125} = 5,16cm \\ \frac{L}{200} = \frac{1545}{200} = 7,72cm \end{array} \right.$$

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

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 suite :

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

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.

Niveau	Déplacement (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	3,4	2,00

Tab. V.6 : Déplacement des niveaux.

$$\frac{h}{100} = \frac{880}{100} = 8,80cm$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 8,80 cm, donc ils sont vérifiés.

V.3.4- Effet de deuxième ordre :

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

$$\text{Avec : } P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta Q_i$$

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° 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 :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
8,80	0,8	1666,14	220,88	6,46	0,09	0,003

Tab. V.7 : Effet P- Δ suivant X-X.

$\theta_k = 0,003 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

- **Sens Y-Y :**

Niveau (m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$ (%)	θ_k
8,80	0,8	1666,14	220,88	6,46	0,09	0,022

Tab. V.8 : Effet P- Δ suivant Y-Y.

$\theta_k = 0,022 < 0,1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

VI.1- Introduction :

Après le pré dimensionnement des éléments et modélisation de la structure, on passe aux différentes vérifications (traction, flambement et résistance) sous les efforts les plus défavorables tirés du logiciel ROBOT 2013

VI.2- Vérification des éléments de la ferme:

Les vérifications à faire sont :

VI.2.1- A la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.3 [3]}$$

VI.2.2- Au flambement :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.1.1 [3]}$$

VI.2.3- La condition de résistance :

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

N_{rd} : Effort résistant.

Les efforts maximum obtenus par le ROBOT 2013 du chapitre(3) sont représentés sur le tableau suivant :

Eléments	Traction	Compression	Nom section
Membrures supérieures	73,94	-137,98	S06
Membrures inférieures	58,72	-109,58	I29
Montants	55,28	-103,16	M33
Diagonales	109,84	-58,86	D56

Tab.VI.1: les efforts dans les éléments de de la ferme

➤ **Membrures supérieures**

- **Traction :**

$$N_{sd} = 73,94 \text{KN}$$

$$A_s = 18,06 \text{cm}^2$$

$$N_{rd} = \frac{18,06 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,0} = 424,41 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 73,94 \text{KN} < N_{rd} = 424,41 \text{KN} \quad \text{vérifiée}$$

- **Flambement :**

$$N_{sd} = 73,94 \text{KN}$$

$$A_s = 18,06 \text{cm}^2$$

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

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

$$I_z = 143,34 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{58,3}{18,06}} = 1,79 \text{cm}$$

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

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{163}{1,79} = 91,06$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{163}{2,81} = 58,00$$

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{91,06}{93,9} \right] = 0,96 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{58,00}{93,9} \right] = 0,61$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 0,96 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = 0,61 > 0,2 \end{array} \right.$$

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

Calcul de χ_{\min}

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

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49 (0,96 - 0,2) + 0,96^2 \right] = 1,14$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,14 + \left[1,14^2 - 0,96^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,56$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1,14 + \left[1,14^2 - 0,61^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,48$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,48$$

$$N_{rd} = 0,48 \cdot 1.18,06 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 203,71 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 73,94 \text{ KN} < N_{rd} = 203,71 \text{ KN} \quad \text{vérifiée}$$

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau ci-dessous.

Eléments		N _{sd} (KN)	N _{rd} (KN)	N _{sd} /N _{rd}	Observations
Membrures supérieurs	Compression	-137,98	197,01	0,70	Vérifier
	Traction	73,94	424,41	0,17	Vérifier
Membrure inférieurs	Compression	-109,58	180,18	0,60	Vérifier
	Traction	58,72	424,41	0,13	Vérifier
Diagonales	Compression	-109,84	121,09	0,90	Vérifier
	Traction	109,84	324,77	0,33	Vérifier
Montants	Compression	-103,16	135,36	0,76	Vérifier
	Traction	55,28	225,60	0,24	Vérifier

Tab.VI.1 : Vérification des éléments de la ferme.

VI.3- Vérification des diagonales des contreventements : 2(40×40×5)

Elément	N _{sd} (kN)
Compression	-78,69
Traction	130,68

Tab.VI.2 : les efforts dans les éléments de contreventement.

VI.3.1- Vérification à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{On a : } A = 7,58 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} N_{rd} &= \frac{7,58 \times 23,5}{1} = 178,13 \text{ KN} \\ N_{sd} &= 130,68 \text{ KN} < N_{rd} = 178,13 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ Vérifiée}$$

VI.3.2- Vérification au flambement :

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

$$N^{\max} = 78,69$$

$$l_k = 516 \text{ cm}$$

$$2L(40 \times 40 \times 5) \Rightarrow A = 7,78 \text{ cm}^2$$

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

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

$$I_z = 41,96 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{10,86}{5,43}} = 1,41 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{41,96}{5,43}} = 2,77 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{516}{1,41} = 365,95$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{516}{2,77} = 186,28$$

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{365,95}{93,9} \right] = 3,89 \quad ; \quad \bar{\lambda}_z = \left[\frac{186,28}{93,9} \right] = 1,89$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= 3,89 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z &= 1,89 > 0,2 \end{aligned} \right.$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2} \quad [3]$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(3,89 - 0,2) + 3,89^2 \right] = 8,97$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{8,97 + \left[8,97^2 - 3,89^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,058$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{8,97 + \left[8,97^2 - 1,89^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,056$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,056$$

$$N_{rd} = 0,056 \cdot 1.7.78 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 10,23 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 78,69 \text{ KN} > N_{rd} = 10,23 \text{ KN} \quad \text{Non vérifié}$$

On augmente la section des diagonales à 2L (60*60*8).

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

$$I_y = 84,6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 190,19 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_y = 1,93$$

$$\lambda_z = 1,23$$

$$\bar{\lambda}_y = 1,93 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,23 > 0,2$$

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

Calcul de χ_{\min}

$$\Phi = 0,5 \left[1 + 0,49(1,93 - 0,2) + 1,93^2 \right] = 2,786$$

$$\chi_y = 0,209$$

$$\chi_z = 0,211$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,209$$

$$N_{crd} = 0,209 \cdot 1.18.06 \cdot \frac{23,5}{1,0} = 88,70 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 78,69 \text{ KN} < N_{crd} = 88,70 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{vérifié}$$

VI.4- Vérification des montants de rive : (HEA 200)**VI.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 :

Combinaison	N_{sd} (KN)	V_Y (KN)	V_Z (KN)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)
1,35(G+Q+S)	76,08	12,55	9,16	3,05	11,35
G+1,5W3S	-67,49	10,87	2,63	1,79	5,95

Tab.VI.3 : Sollicitations dans les montants de rive.

VI.4.2- Vérification à l'effort tranchant:

- **Suivant Y-Y :**

$$V_{ply} = A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vy} = 28,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply} = 28,80 \left(\frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 355,22 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12,55 \text{ KN} < V_{ply} = 355,22 \text{ KN}$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 12,55 \text{ KN} < 0,5V_{ply} = 177,61 \text{ KN}$$

Donc pas de réduction pour le moment résistant.

- **Suivant Z-Z :**

$$V_{plz} = A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \right)$$

$$A_{vy} = 18,08 \text{ cm}^2$$

$$V_{ply} = 18,08 \left(\frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \right) = 223 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 9,16 \text{ KN} < V_{ply} = 223 \text{ KN}$$

Vérifiée

$$V_{sd} = 9,16 \text{ KN} < 0,5V_{ply} = 111,5 \text{ KN} \quad \text{Donc pas de réduction pour le moment résistant.}$$

VI.4.3- Vérification à l'effort normal :

$$N^{\max} \leq \min\{0,5A_w \cdot f_y ; 0,25N_{pl}\}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,5A_w \cdot f_y = 0,5 \times 8,04 \times 23,5 = 94,47 \text{ KN} \\ 0,25N_{pl} = 0,25 \times 25,336 \times 23,5 = 148,85 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow N^{\max} = 94,47 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 76,08 \text{ KN} < N^{\max} = 94,47 \text{ KN}$$

Vérifiée.

Donc pas de réduction des moments autour des deux axes.

VI.4.4- Vérification aux instabilités :**- Vérification au flambement :**

$$N^{\max} = -69,49 \text{ KN}$$

$$l_k = 86 \text{ cm}$$

$$HEA200 \Rightarrow A = 44,1 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 3692 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1336 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 8,28 \text{ cm}$$

$$i_z = 4,98 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{86}{8,28} = 10,43$$

$$\lambda_z = \frac{86}{4,98} = 17,26$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{10,43}{93,9} \right] = 0,111$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{17,26}{93,9} \right] = 0,183$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,111 < 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,183 < 0,2$$

Vérifiée.

Pas du risque de flambement.

VII.1- Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre elles 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.

VII.2- Assemblage des éléments de la ferme:

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables données dans le tableau ci-dessous.

Eléments	Membrures supérieures	Membrures inférieures	Diagonales	Montants	Montants de rive
Effort (KN)	137,98	109,58	109,84	103,16	123,22
Section	2L(80×80×8)	2L(80×80×8)	2L(80×80×6)	2L(60×60×8)	HEA200

Tab. VII.1 : Efforts dans les éléments de la ferme.

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

VII.2.1- Pré dimensionnement du gousset:

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

F (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tab. VII.2 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour les membrures supérieures $N = 137,98 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les membrures inférieures $N = 109,58 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les diagonales $N = 109,84 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les montants $N = 103,16 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$
- Pour les montants de rive $N = 123,22 \text{ KN} < 200 \text{ KN}$

Donc on choisit $e = 8\text{mm}$.

VII.2.1.1- Pré dimensionnement de la gorge:

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 t_{\max} \quad \text{avec :}$$

t_{\max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{\max} = 8\text{mm} \text{ (épaisseur du gousset)}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0,5 \times 8\text{mm}$$

$$3\text{mm} \leq a \leq 4\text{mm} \Rightarrow a = 3,5\text{mm}$$

a) Les longueurs de soudures:

Les longueurs de soudure sont données comme suit:

$$L_{\text{talon}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d}{d'}\right)} \quad \text{EC3 Art 6.6.5.3 [3]}$$

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u \left(1 + \frac{d'}{d}\right)}$$

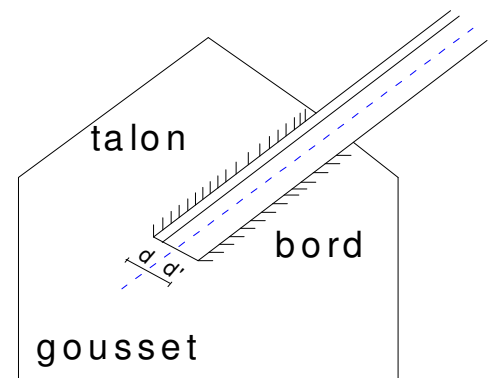


Fig. VII.1 : longueurs des soudures

On considère que la cornière est soudée seulement au bord donc on aura:

$$L_{\text{bord}} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{m0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3}}{a \cdot f_u}$$

$N/2$: 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 $f_u = 360 \text{ MPa}$

a : Gorge de la soudure $a = 3,5\text{mm}$

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 suivant :

élément	Type de cornière	Distance		Longueur des soudures		Gorges (mm)
		d' (cm)	d (cm)	L _{talon} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2L (80*80*8)	5,66	1,77	8	10	3,5
Membrure inférieure	2L (80*80*8)	5,66	1,77	8	8	3,5
Diagonale	2L (80*80*8)	5,66	1,69	6	8	3,5
Montant	2L (60*60*8)	4,24	1,4	6	8	3,5
Montant de rive	HEA 200	4,98	13,4	3	9	3,5

Tab. VII.3 : Dimension des cordons de soudure.

VII.3- Assemblage poteau – ferme : (HEA200 - 80*80*8)

VII.3.1- Disposition des boulons

On va utiliser des boulons M16

Boulon M16 → $d_0 = 18\text{mm}$

Cornière 2L(80*80*8), $t = 8\text{mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \end{array} \right. \quad d'ou \quad \left\{ \begin{array}{l} 21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm} \\ 39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 112\text{mm} \end{array} \right.$$

Soit $e_1 = 5\text{ cm}$ $P_1 = 8\text{ cm}$

On a la hauteur du montant est 60 cm on choisira 10 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = 17,52\text{KN.m} \\ V_u = 33,16\text{KN} \end{array} \right.$$

❖ L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = 13,16\text{KN.m} \\ V_s = 22,86\text{KN} \end{array} \right.$$

Les 5 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le plus sollicité reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

d_i : la distance des boulons tendus au pied du montant.

$$d_1 = 60 - (4 + 1) = 55 \text{ cm}$$

$$d_2 = 55 - 8 = 47 \text{ cm}$$

$$d_3 = 47 - 8 = 39 \text{ cm}$$

$$d_4 = 39 - 8 = 31 \text{ cm}$$

$$d_5 = 31 - 8 = 23 \text{ cm}$$

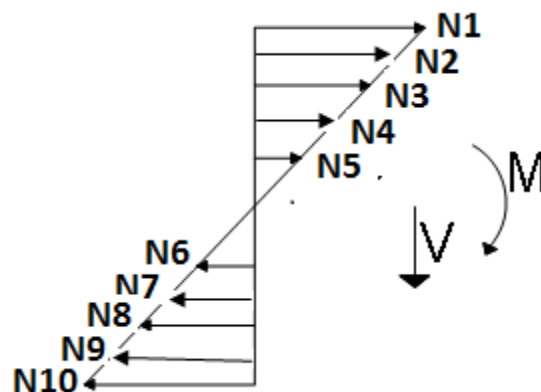


Fig. VII.2 : distribution des efforts.

➤ L'ELU :

$$N_1 = \frac{17,52 \times 0,75}{(0,75)^2 + (0,67)^2 + (0,59)^2 + (0,51)^2 + (0,43)^2} = 7,28 \text{ kN}$$

$$N_1 = 7,28 \text{ kN}$$

➤ L'ELS :

$$N_1 = \frac{13,16 \times 0,75}{(0,75)^2 + (0,67)^2 + (0,59)^2 + (0,51)^2 + (0,43)^2} = 76,91 \text{ kN}$$

$$N_1 = 5,48 \text{ kN}$$

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

$$L'ELU : \quad V_{sd} = \frac{33,16}{20 \times 1} = 1,65 \text{ KN}$$

$$L'ELS : \quad V_{sd} = \frac{22,86}{20 \times 1} = 1,14 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée comme suit:

$$V_R = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n (F_p - 0,8 F_{tsd})}{\gamma_s} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : effort de précontrainte

F_{ub} : résistance ultime du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée.

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

$$\gamma_{ms} : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_{ms} = 1,25 \Rightarrow ELU \\ \gamma_{ms} = 1 \Rightarrow ELS \end{cases}$$

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

VII.4- Vérification à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est : $L=600-(2 \times 40)=520 \text{ mm}$

$$15 \times d = 15 \times 16 = 240 \text{ mm}$$

$L = 520 \text{ mm} > 15 \times d = 240 \text{ mm}$; donc l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit avec un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{520 - 240}{200 \times 16} \right) = 0,91$$

Donc : $0,91 \leq \beta \leq 1$ vérifiée

➤ **L'ELU :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{7,28}{2} = 3,64 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 3,64 \text{ KN.}$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 80 - 0,8 \times 3,64]}{1,25} = 25,10 \text{ KN}$$

$$V_R = 25,10 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1,65 \text{ KN} < 25,10 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **L'ELS :**

$$F_{tsd} = \frac{N_1}{2} = \frac{5,48}{2} = 2,74 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 2,74 \text{ KN.}$$

$$V_R = \frac{0,3 \times 1 \times 1 \times [0,7 \times 1,92 \times 80 - 0,8 \times 2,74]}{1}$$

$$V_R = 31,59 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1,14 \text{ KN} < 31,59 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

VII.5- Assemblage des éléments de contreventements:

VII.5.1- Contreventement horizontal :

VII.5.1.1- 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.

$$N_{ELU} = 76,08 \text{ KN}$$

$$N_{ELS} = 47,29 \text{ KN}$$

On utilise des boulons précontraints dont la résistance par cisaillement est donnée:

$$F_{SRd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot F_p}{\gamma_{ms}}$$

Boulon de classe 8.8 $\Rightarrow f_u = 800 \text{ MPa}$

Les diagonales : 2L(80*80*6)

Boulon M16, $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

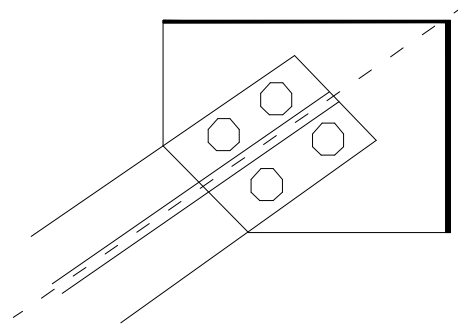


Fig. VII.3 : assemblage diagonale-gousset

D'où :

$$F_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$F_p = 0,7 \times 1,57 \times 80 = 87,92 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{87,92}{1,25} = 21,10 \text{ KN}$$

L'effort tranchant repris par un boulon est: $F_V = \frac{N/2}{n \cdot p}$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante:

$$F_V \leq F_{SRd} \Rightarrow n = \frac{N/2}{F_{SRd} \cdot p} = \frac{76,08/2}{21,10 \times 1} = 1,80$$

Soit $n=2$ Boulons pour chaque cornière.

❖ Vérification à l'ELS:

$$F_{SRd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{47,29}{1,1} = 12,89 \text{ KN}$$

$$F_V = \frac{47,89/2}{2 \times 1} = 11,97 \text{ KN}$$

$$F_{SRd} = 12,89 > F_V = 11,97 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

Donc on admet les boulons 4M16 de classe 8.8

❖ Disposition des boulons:

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_1 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_1 \leq 120 \text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} e_2 \geq 1,2 \times d_0 \\ e_2 \leq 12 \times t_{\max} \\ e_2 \leq 120 \text{mm} \end{cases} ; \begin{cases} p_1 \geq 2,2 \times d_0 \\ p_1 \leq 14 \times t_{\max} \\ p_1 \leq 140 \text{mm} \end{cases}$$

On opte pour un gousset de 8mm et des boulons M16, $d_0=20\text{mm}$

Soit :

$$\begin{cases} e_1 = 60 \text{mm} \\ e_2 = 60 \text{mm} \\ P_1 = 70 \text{mm} \end{cases}$$

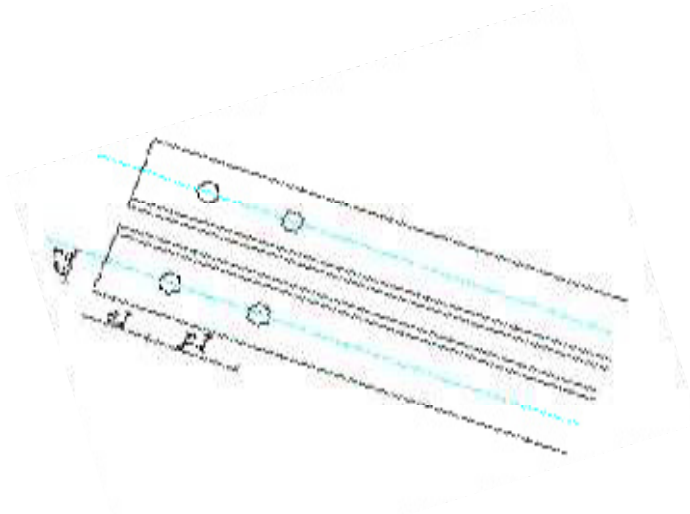


Fig. VII.4 : Disposition des boulons

a) Déterminations des efforts de cisaillement revenant à chaque boulon:

$$Q = 76,08 \text{KN}$$

$$Q_v = 76,08 \sin 30,20 = 38,26 \text{KN}$$

$$Q_h = 76,08 \cos 30,20 = 65,75 \text{KN}$$

❖ Cisaillement vertical des boulons :

$$Q_{1V} = \frac{Q_V}{n} \quad n : \text{nombre de boulon}$$

$$Q_{1V} = \frac{38,26}{3} = 12,75 \text{KN}$$

$$Q_{1h} = \frac{65,75}{3} = 21,91 \text{KN}$$

D'où l'effort de cisaillement Q_{\max} sur le boulon est:

$$Q_{\max} = \sqrt{Q_{1V}^2 + Q_{1h}^2} = \sqrt{12,75^2 + 21,91^2} = 25,34 \text{KN}$$

$$Q_{\max} = 25,34 \text{KN}$$

b) Vérification à la résistance des boulons :

➤ **au cisaillement seul :**

$$Q_{\max} \leq F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{m0}}$$

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 1,57 \times 80 = 87,92 \text{KN}$$

$$F_{srd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{87,92}{1,25} = 21,10 \text{KN}$$

D'où $Q_{\max} = 25,34 \text{KN} > F_{srd} = 21,10 \text{KN}$ Non vérifié

On augmente le diamètre des boulons à M18 et la classe à 10.9

$$F_p = 0,7 \times A_s \times f_{ub} = 0,7 \times 1,92 \times 100 = 134,4 \text{KN}$$

$$F_{srd} = 0,3 \times 1 \times 1 \times \frac{134,4}{1,25} = 32,25 \text{KN}$$

$Q_{\max} = 25,34 \text{KN} < F_{srd} = 32,25 \text{KN}$ Vérifié

Donc on choisit 6M20 de classe 10.9

VII.6- 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

Combinaisons	N (KN)	M _y (KN.m)	V _y (KN)	M _z (KN.m)	V _z (KN)
1,35(G+Q+S)	75,22	5,42	12,46	-1,86	1,47
G + 1,5W	-64,82	3,87	8,66	-0,63	-0,68

Tab. VII.4 : Les sollicitations les plus défavorables

VII.6.1- Dimensionnement des tiges d'ancrages:

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$N_t = 64,82 \text{ KN.}$

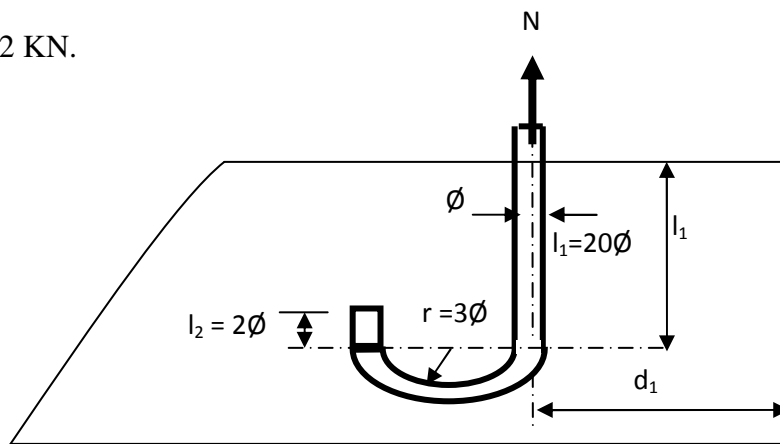


Fig. VII.6 : Tige d'encrage du pied du poteau.

$b = h + 2c = 190 + 200 = 390 \text{ mm}$

h : la hauteur de la section HEA200 $\Rightarrow h = 190 \text{ mm}$

c : le débord, donné par : $c = (100 \div 150) \text{ mm}$

on prend : $c = 100 \text{ mm}$

d'où : $a = b' + 2c' = 200 + 2 \times 100 = 400 \text{ mm}$

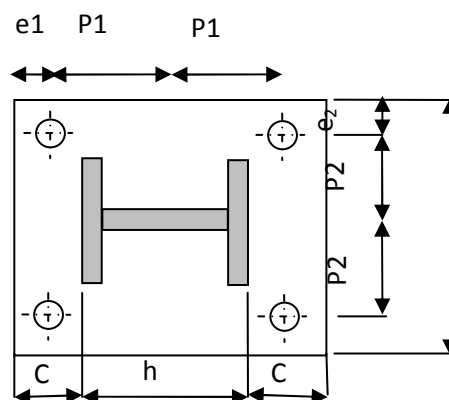


Fig. VII.7 : Dispositions constructives

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a).

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M}{2h}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

L'ancrage est réalisé par 4 tiges :

$$N_{st} \leq \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} f_y \Rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \cdot f_y}}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{26,38}{3,14 \times 23,5}} = 0,60 \text{ cm}$$

Donc : $\phi = 1,4 \text{ cm}$

Soit des tiges d'ancrages de 14 mm de diamètre.

VII.6.2- Vérification de la résistance de scellement :

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivant :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2) \quad (\text{CCM97}) \quad [6]$$

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 = 350 Kg/m³

$$r = 3\phi = 4,2 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\phi = 28 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\phi = 2,8 \text{ cm}, \quad d_1 = 11 \text{ cm}$$

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \cdot \frac{1,4}{\left(1 + \frac{1,4}{11}\right)} \cdot (28 + 26,88 + 9,8) = 27,67 \text{ KN}$$

$$N_a = 27,67 \text{ KN} \geq N_{st} = 26,38 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérfiée}$$

VII.6.3- Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{5,42}{64,82} = 0,08m$$

$$e = 8cm > \frac{h}{6} = \frac{29}{6} = 4,83cm$$

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).

$$A = 3,07cm^2 \quad (A : \text{aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau})$$

$$l = 28cm$$

$$h = 29cm$$

$$b = 39cm$$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h^3 + 3 \cdot (l - h) \cdot h^2 + 90A \frac{l}{b} \cdot h' - 90A \frac{l}{b} \cdot h = 0$$

$$h^3 + (-3)h^2 + 198,36 \cdot h' - 5752,70 = 0$$

$$h' = 15,1cm$$

VII.6.3.1- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2N \times l}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 75,22 \times 28}{39 \times 15,1 \left(29 - \frac{15,1}{3} \right)} = 2,98MPa < f_{ub} = 14,2MPa \quad \text{Vérfiée}$$

VII.6.3.2- Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{64,82}{3,07} \cdot \frac{28 - 29 + \frac{15,1}{3}}{\left(29 - \frac{15,1}{3} \right)} = 35,50MPa \leq f_y = 235MPa \quad \text{Vérfiée}$$

VII.6.4- Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

VII.6.4.1- 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 :

$$M_1 = 2,98 \times 10 \times 7,5 \times 10^{-3} = 0,223 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{1,72}{2} \right) \frac{10}{3} \times 10^{-3} = 0,028 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0,194 \text{ KN.m}$$

- le module d'inertie de la platine pour $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b.t^3}{12} \right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b.t^2}{6}$$

- la contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0,194 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 2,22 \text{ cm}$$

$$t \geq 2,22 \text{ cm}$$

VII.6.4.2- Vérification da la section 2-2 :

Par le même résonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 2,98 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} = 0,149 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } t \geq \sqrt{\frac{0,149 \times 6}{10^{-2} \times 23,5}} = 1,95 \text{ cm}$$

$$t \geq 1,95 \text{ cm}$$

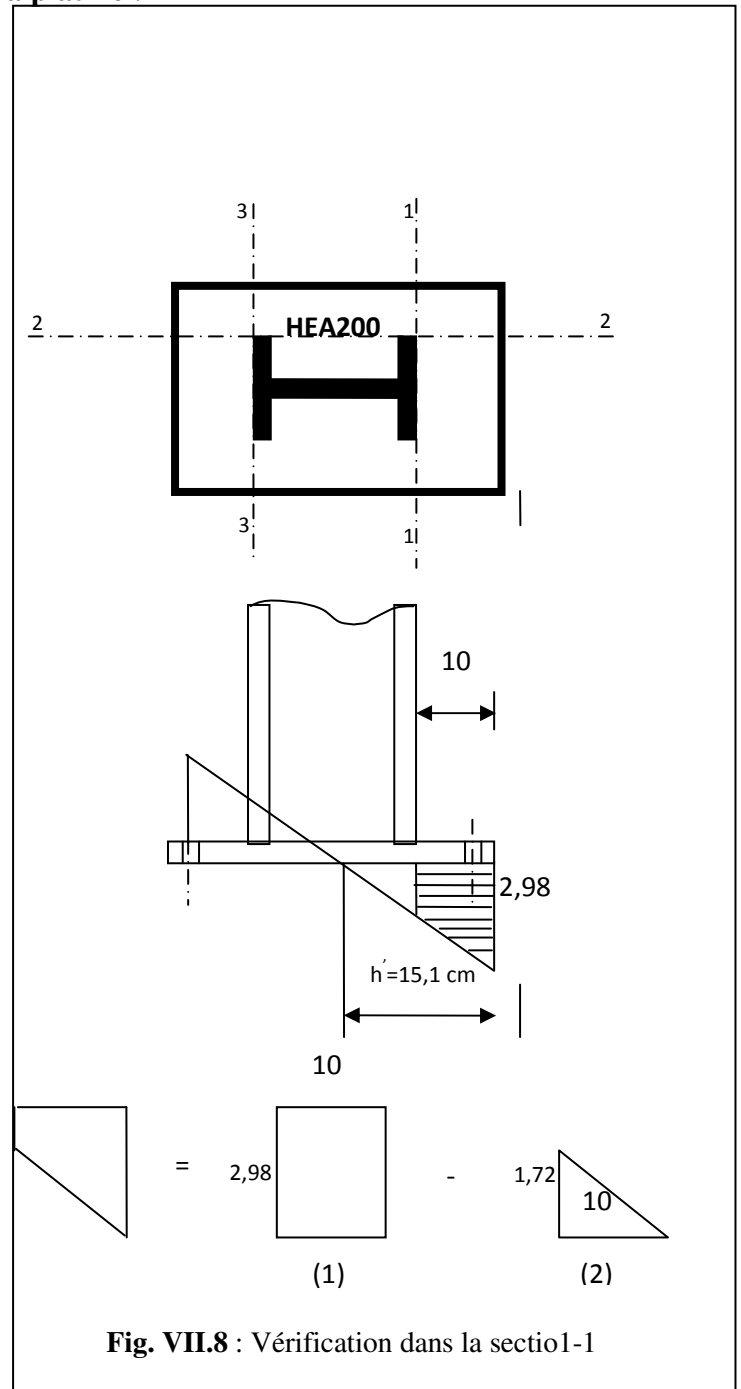


Fig. VII.8 : Vérification dans la section 1-1

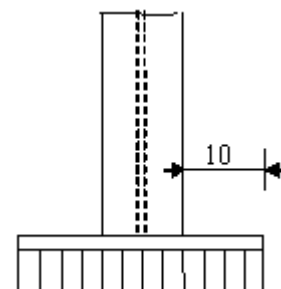


Fig. VII.9 : Vérification de la section 2-2

VII.6.4.3- Vérification de la section 3-3 :

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0,1T$

$$T = A \cdot \sigma_a = 3,07 \times 35,50 \times 10^{-1} = 10,89 \text{ KN}$$

$$M = 0,1 \times 10,89 = 1,089$$

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{1,089 \times 6}{50t^2} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6M}{50f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,089}{50 \times 23,5}}$$

$$t \geq 0,07 \text{ cm}$$

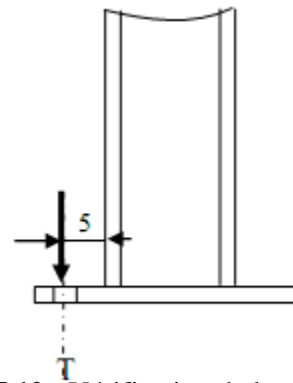


Fig. VII.10 : Vérification de la section 3-3

En conclusion, on prendra une platine d'épaisseur : **t = 3 cm.**

VIII.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 couples de sollicitations suivants :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+1,2E$ RPA v2003 (Art 5.2) [2]
- 4) $G+Q-1,2E$
- 5) $0,8G+E$
- 6) $0,8G-E$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

VIII.1.1- Les recommandations du RPA 99 v2003 :

❖ **Les armatures longitudinales** RPA 99 v 2003 (Art 7.4.2.1) [2]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal est de: $0,8 \% b_1 \times h_1$ (Zone II).
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 4 % en zones courantes.
 - 6 % en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Le tableau suivant résume le ferrailage des poteaux :

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)=0,8%A	A _{max} (cm ²)=4%A Zone courante	A _{max} (cm ²) = 6%A Zone nodale
Poteau type 1	50×40 (cm ²)	16	80	120
Poteau type 2	40×30 (cm ²)	9,6	48	72
Poteau type 3 (annexe)	40×30 (cm ²)	9,6	48	72

Tab. VIII.1 : Armatures longitudinales et maximales selon le RPA dans les poteaux

❖ Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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 $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- A^{\min} = 0,3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A^{\min} = 0,8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g < 3$$

- 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 .

VIII.1.2- Ferrailage des poteaux :

a- Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations maximales calculées à l'aide du logiciel **SOCOTEC** et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone IIa [2].

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
1-A	123,22	18,39	0,92	46,43	68,23	11,8	16	4T20+8T16=28,1
		12,48	0,42	32,71	51,92	0,03		
1-B	41,53	21,50	0	7,38	27,44	5,03	9,6	4T16+2T12=10,3
		5,79	0	5,32	11,23	1,09		
1-C	200,43	22,59	0,22	-19,76	-113,22	8,36	9,6	4T16+2T12=10,3
		17,83	0,1	43,25	72,86	4,92		

Tab. VIII.2 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

b- Armature transversale :

Les différents poteaux	Poteau type 1	Poteau type 2	Poteau type 3
Section (cm)	50×40	40×30	40×30
ϕ_l^{\max} (cm)	2	1,6	1,6
ϕ_l^{\min} (cm)	1,6	1,2	1,2
l_f (cm)	280	280	285,6
λ_g	7	9,34	9,34
$t_{zone\ nodale}$ (cm)	15	12	12
$t_{zone\ courante}$ (cm)	20	18	18
V_u (KN)	38,32	17,86	19,84
A^t (cm ²)	0,132	0,46	0,54
A_{\min}^t (cm ²) zone nodale	1,8	1,08	1,11
A_{\min}^t (cm ²) zone courante	2,4	1,8	1,92
$A_{adoptée}^t$ (cm ²)	3,14	2,01	2,18
Nombre de barres	4T10	4T8	4T8

Tab. VIII.3 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 [2] et au BAEL 91 [3], 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.

VIII.1.3- Vérifications :**a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :**

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B.8.4.1) [7]}$$

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.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

- poteau 1-A

$L = 4 \text{ m} ; N^{\max} = 123,22 \text{ KN.}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 4 = 2,8\text{m}$ (longueur de flambement).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12A}} = \sqrt{\frac{0,4 \times 0,5^3}{12 \times 0,5 \times 0,4}} = 0,144\text{m} \quad \text{(rayon de giration)}$$

D'ou $\lambda = \frac{2,8}{0,144} = 19,44 \Rightarrow \alpha = 0,8$

$B_r = 0,178\text{m}^2$ (section réduite)

Donc

$$N_u = 0,818 \times \left(\frac{0,178 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 28,1 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 3495,87 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 123,22 < 3495,87 \text{ KN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

- Poteau 1-B

$L = 4 \text{ m} ; N^{\max} = 41,53 \text{ KN.}$

$l_f = 2,8\text{m}$

$$i = \sqrt{\frac{0,3 \times 0,4^3}{12 \times 0,4 \times 0,3}} = 0,1115\text{m}$$

D'ou $\lambda = \frac{2,8}{0,115} = 24,34 \Rightarrow \alpha = 0,775$

$B_r = 0,103\text{m}^2$ (section réduite)

$$N_u = 0,775 \times \left(\frac{0,103 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 10,3 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 1755,89 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 41,53 < 1755,89 \text{ KN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

- **Poteau 1-C :**

- $L = 4,08 \text{ m} ; N^{\max} = 200,43 \text{ KN}.$

$$l_f = 2,85 \text{ m}$$

- $i = \sqrt{\frac{0,3 \times 0,4^3}{12 \times 0,4 \times 0,3}} = 0,1115 \text{ m}$

- D'ou $\lambda = \frac{2,85}{0,115} = 24,78 \Rightarrow \alpha = 0,772$

$$B_r = 0,103 \text{ m}^2 \quad (\text{section réduite})$$

- $N_u = 0,772 \times \left(\frac{0,103 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 10,3 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 1755,42 \text{ KN}$

- On a $N_{\max} = 200,43 < 1755,42 \text{ KN}$ la condition est vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

Étant donné que 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 :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

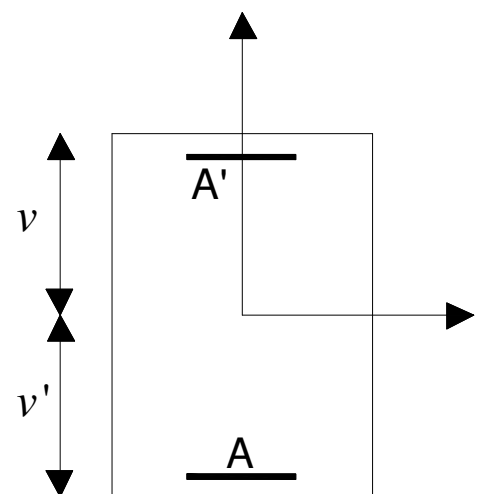


Fig. VIII.1 : Section d'un poteau

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Les différents poteaux	Section (cm ²)	D (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Poteau type 1	50×40	45	12,5	26,71	23,29	0,0051	284,97	28,11	2,88	15
Poteau type 2	40×30	36	10,3	21,82	18,18	0,002	203,80	3,47	2,07	15
Poteau type 3	40×30	36	10,3	21,82	18,18	0,002	146,58	114,56	1,34	15

Tab. VIII.4 : Vérification des contraintes dans le béton.

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003(Art 7.4.3.2) [2]}$$

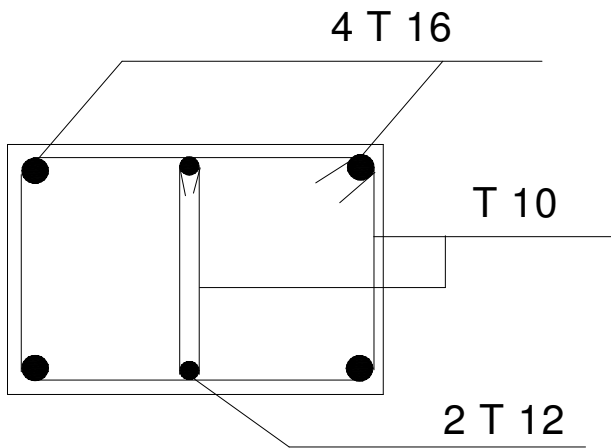
$$\bar{\tau}_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérification aux sollicitations tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

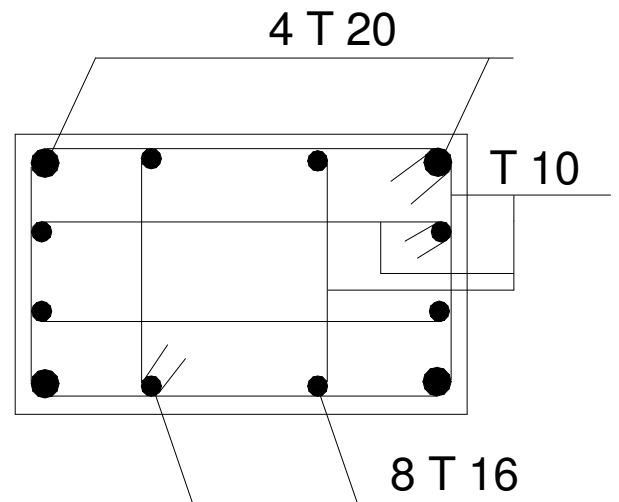
Les différents poteaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ _{adm} (MPa)
Poteau type 1	50×40	2,8	7	0,075	45	38,32	0,212	1,875
Poteau type 2	40×30	2,8	9,34	0,075	36	17,86	0,124	1,875
Poteau type 3	40×30	2,85	9,34	0,075	36	19,84	0,137	1,875

Tab. VIII.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

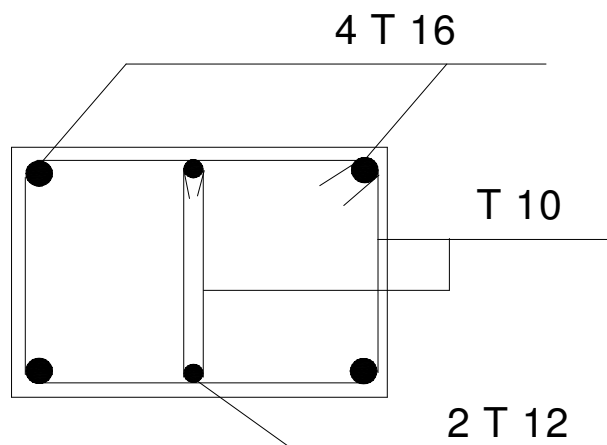
Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.



Ferraillage des poteaux type 2



Ferraillage des poteaux type 1



Ferraillage des poteaux type 3

Disposition constructive des armatures des poteaux

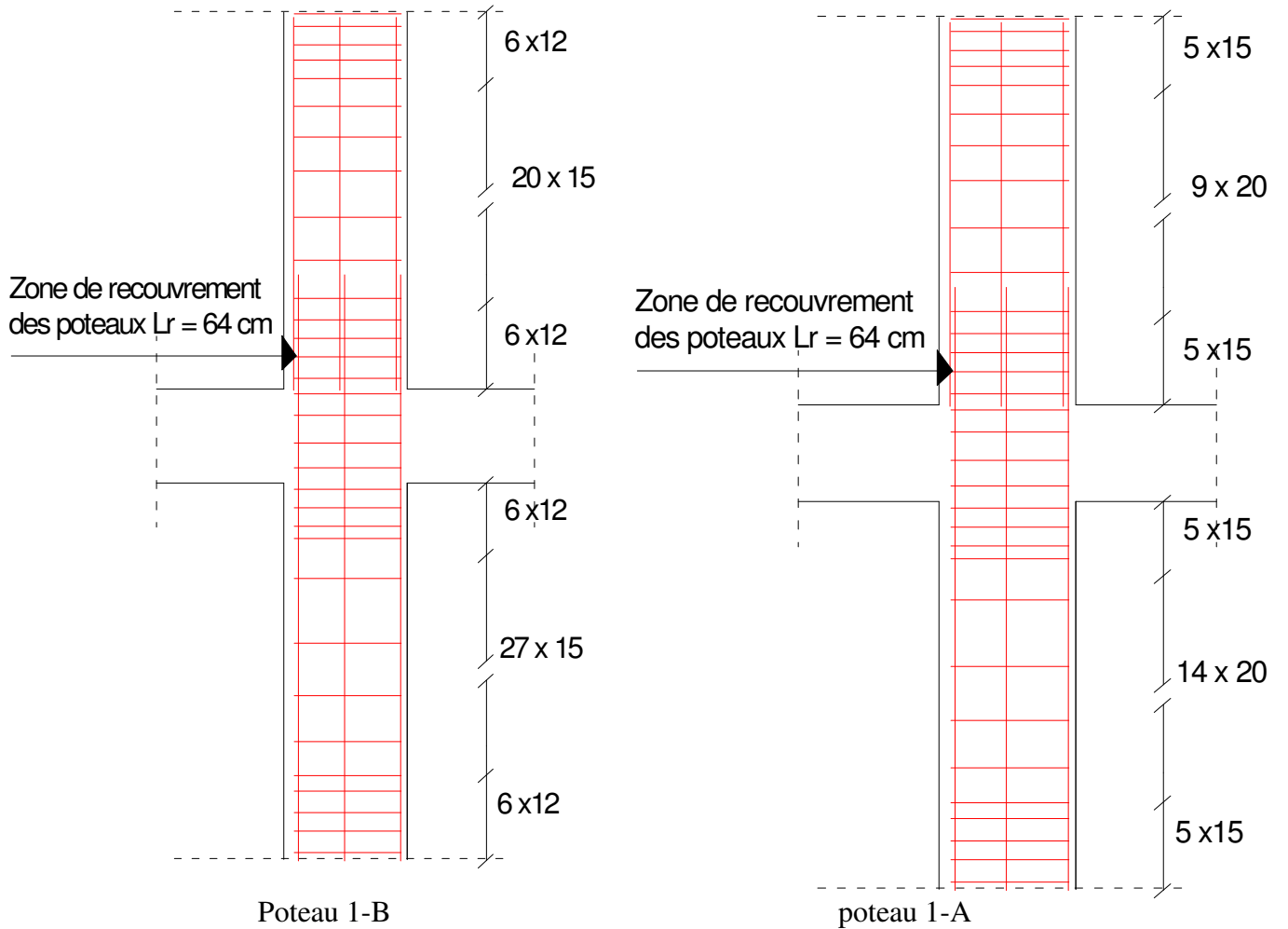


Fig VIII.2 : Schéma de ferrailage des poteaux.

VIII.2- Etudes des poutres de chaînage :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ROBOT 2013, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 [2] qui sont :

- 1,35 G+1,5 Q
 - G + Q
 - G + Q +1,2 E
 - 0,8 G +1,2E
 - 0,8 G – E
- RPA99 (Article 5.2) [2]

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 [2] en zone IIa.

VIII.2.1- Recommandation du RPA99 :**a) Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5%, $A_t^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- 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 IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué 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 :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right)$ dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII.2.2- Ferrailage des poutres de chainages :**a) Les armatures longitudinales**

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel ROBOT 2013, et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003.

Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
45×30	Appui	58,82	41,53	4,26	6,75	3T14 + 3T12 = 8,01
	Travée	24,69		1,87		3T14 = 4,62
30×50	Appui	63.26	55.15	6.27	7.5	3T16 + 3T12 = 9,42
	Travée	26.69		2.07		3T16 = 6,03

Tab. VIII.6 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Z_c : zone courante

Z_r : zone de recouvrement

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

b-)Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,4 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,4 ; 1,28 ; 3) = 1,28 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,6 ; \frac{50}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,6 ; 1,42 ; 3) = 1,42 \text{ cm}$$

Donc on prend $\phi_l = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

c-) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{3,14 \times 10^{-4} \times 400}{0,45 \times 0,3} = 93,03 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 40 \text{ cm} \quad \text{BAEL91(Art H.III.3) [4]}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{41,43 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 127,83 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \quad \text{On adopte un espacement de 20 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(11,25 ; 19,2)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 90 \text{ cm}$

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 20 \times 40,5 = 2,43 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,43 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 67,70 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 40 \text{ cm} \quad \text{BAEL91(Art H.III.3)[4]}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{55,15 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 55,44 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \quad \text{On adopte un espacement de 15 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(12,5 ; 14,4)$$

On adopte un espacement de **10** cm pour la zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 100$ cm

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 15 \times 40,5 = 1,825 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

VIII.3- Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérifications des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est :

$$\tau = \frac{v}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \quad \text{BAEL 91 (Art H.III.1)} \quad [4] \text{ Les}$$

résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
45×30	41,53	0,341	3,25
50×30	55,15	0,405	3,25

Tab. VIII.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

$$\tau_u = 0,341 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

$$\tau_u = 0,405 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

➤ **En appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

➤ **En appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats de la vérification des armatures longitudinales au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

section	A _l (cm ²)	M _u ^a (MN.m)	Ap rive (cm ²)	Ap inter (cm ²)
45×30	8,29	0,0638	1,94	-3,74
50×30	9,42	0,0785	7.14	5,73

Tab. VIII.8 Vérification au cisaillement.

d) 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 :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 14,64 \text{ cm}$$

$$I = 1,145 \text{ cm}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,0389}{0,00114} \times 0,146 = 4,95 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,95 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{la compression est vérifiée}$$

• **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) [4] et du CBA 93 [7]

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{45}{540} > \frac{1}{16} \qquad \text{Vérifiée}$$

$$M_t = 38,94 \text{ KN.m}$$

$$G = 19,44 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,45 \times 0,30 = 3,375 \text{ KN/m}$$

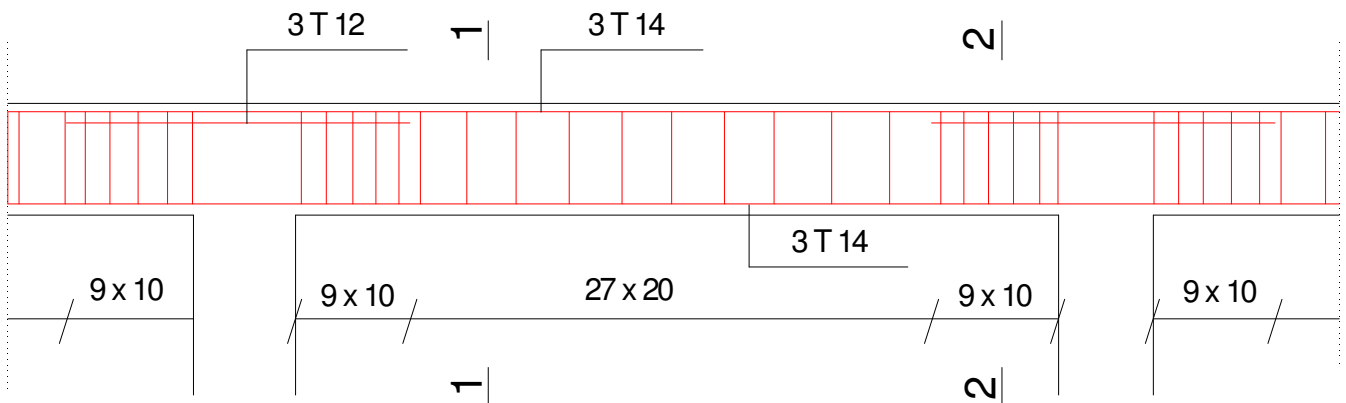
$$q_u = 19,44 + 3,375 = 22,81 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{22,81 \times 5,4^2}{8} = 83,14 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{45}{540} = 0,083 > \frac{38,94}{10 \times 83,14} = 0,046 \qquad \text{Vérifiée}$$

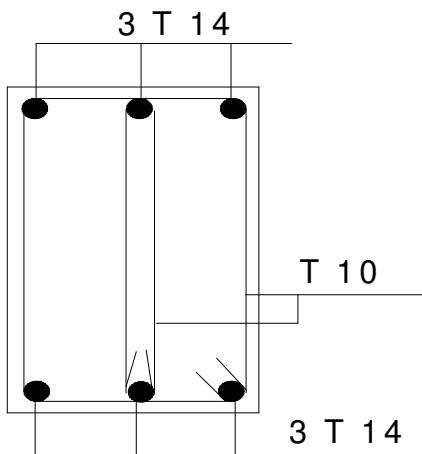
$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{8,29 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,405} = 0,0068 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \qquad \text{Vérifiée}$$

Dispositions constructives des poutres de chainages : (30 45)

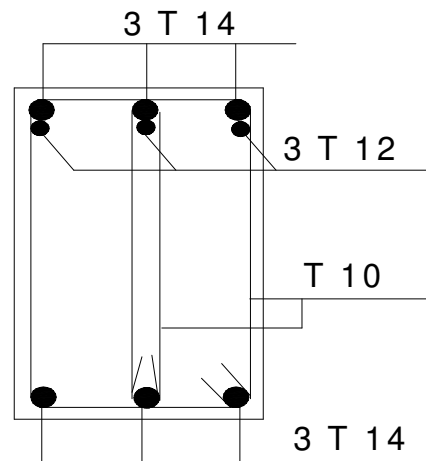


Coupe 1-1

Coupe 2-2



En travée



En appui

Fig. VIII.3 : Schéma de ferrailage des poutres de chainage.

Dispositions constructives des poutres de chaînages : (30 50)

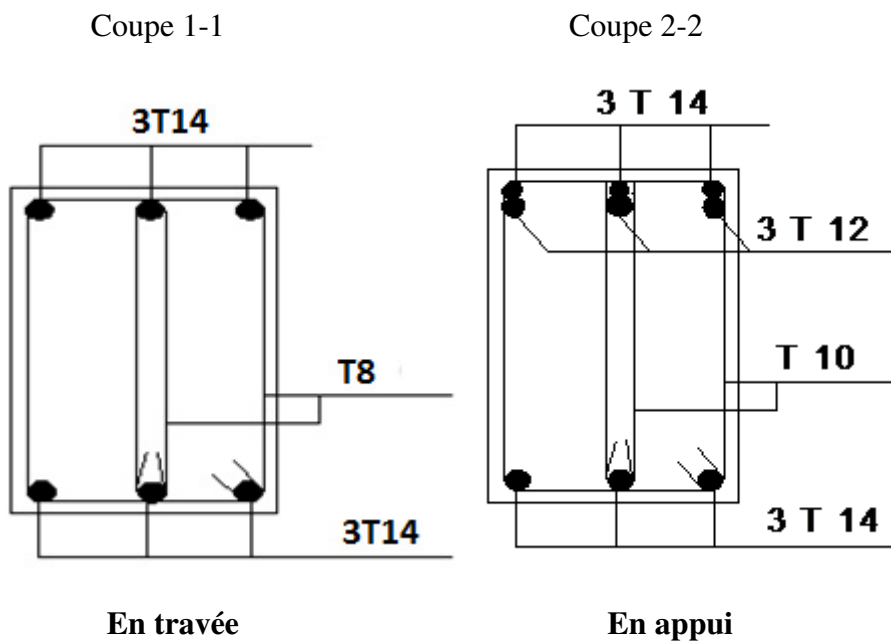
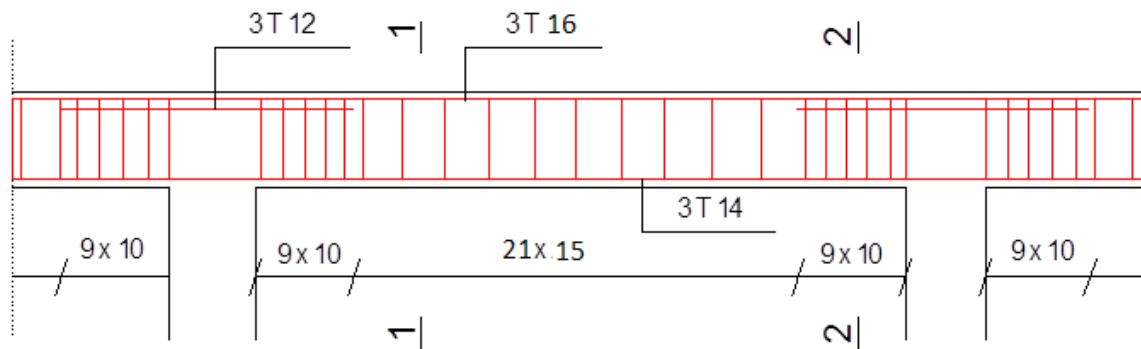


Fig. VIII.4 : Schéma de ferrailage des poutres de chaînage.

IX.1- Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif de recevoir les charges de la superstructure et les transmettre au sol. 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.

La contrainte admissible du sol site S_2 $\sigma_{sol} = 1,8\text{bar}$

La profondeur d'ancrage : $D = 2,0$ m (voir annexe)

IX.2- Calcul des fondations:**IX.2.1- Poteau de section (50*40) cm² :****IX.2.1.1- 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:

$$G + Q + E$$

$$0,8G + E \quad (\text{RPA99 V2003 .Art.10.1.4.1) [2]}$$

$$0,8G - E$$

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:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	190,22	216,12	195,97
M_y (KN.m)	39,94	25,39	15,11
M_z (KN.m)	8,44	1,81	0,6
V_y (KN)	15,38	0,41	0,37
V_z (KN)	9,73	6,24	3,11

Tab. IX.1 Les sollicitations à la base des poteaux (50*40).

IX.2.1.2- Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a*b$), donc les semelles sont 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.

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91 - Ch 15.III - Art 1.2}) [4]$$

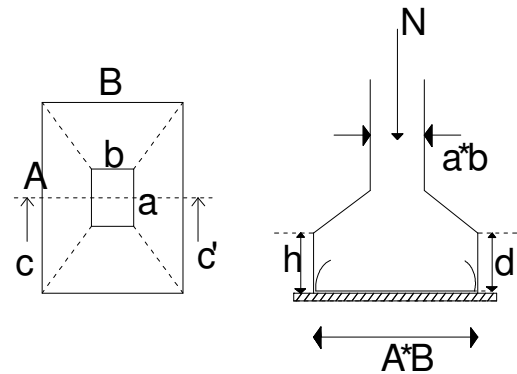


Fig. IX.1 : Dimension de la semelle.

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:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bar}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{4}{5} A$$

IX.2.1.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,65A + 1,03 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{39,94}{190,22} = 0,21$$

$$A = 1,24m$$

$$\Rightarrow B = \frac{1,22 \times 4}{5} = 1,0$$

$$B = 1,0m$$

Soit **A = 1,24 m** et **B = 1,0 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 1,09A + 0,73 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{25,39}{216,12} = 0,11$$

$$A = 1,3m$$

$$\Rightarrow B = \frac{1,3 \times 4}{5} \Rightarrow B = 1,05m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (50*40) cm² **A=1,3m** et **B = 1,05m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,05-0,4}{4} = 16,25cm \\ \frac{1,3-0,5}{4} = 20cm \end{array} \right.$$

soit $d = 20cm$

$$h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,25 = 1,75 \text{ m}$$

Poids de la semelle:

$$P = 1,3 \times 1,05 \times 0,25 \times 25 = 8,53 \text{ KN}$$

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

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	198,75	224,65	204,50
M_{by} (KN.m)	59,40	37,87	21,33
M_{bz} (KN.m)	39,20	2,63	3,28
V_y (KN)	15,38	0,41	1,34
V_z (KN)	9,73	6,24	3,11

Tab. IX.2 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.

IX.2.1.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensa \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 180 = 360 \text{ KN} / m^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 180 = 239,4 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol} [8]$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement		Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens B	0,29	3,8>3,6	0	2,85>1,8
		Sens A	0,19	2,73<3,6	0	2,04>1,8
Situation Durable	ELU	Sens B	0,16	3,16>2,39	0,14	2,40>1,8
		Sens A	0,011	1,72<2,39	1,56	1,68<1,8
	ELS	Sens B	0,10	2,35<2,39	0,64	1,92>1,8
		Sens A	0,016	1,60<2,39	1,38	1,54<1,8

Tab. IX.3 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyennes à la situation accidentelle et à l'ELU dans le sens B n'est pas vérifiée donc on augmente la section de la semelle à A= 1,50m et B = 1,30m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,3-0,4}{4} = 22,5cm \\ \frac{1,5-0,5}{4} = 25cm \end{array} \right.$$

soit $d = 25cm$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$$

$$l_1 = 2,0 - 0,30 = 1,70 \text{ m}$$

Poids de la semelle:

$$P = 1,5 \times 1,3 \times 0,30 \times 25 = 14,62 \text{ KN}$$

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

Sollicitation	Situation Accidentelle G+Q+E	Situation durable	
		ELU	ELS
N ^{max} (KN)	204,84	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
M _{by} (KN.m)	59,40	230,74	210,59
M _{bz} (KN.m)	39,20	37,87	21,33
V _y (KN)	15,38	2,63	1,34
V _z (KN)	9,73	0,41	0,37
		6,24	3,11

Tab. IX.4 : Les sollicitations à la base de la semelle type 1.

Vérification des contraintes :

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 180 = 360 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 180 = 239,4 \text{ KN/m}^2$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement	Sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)	
Situation accidentelle	Sens B	0,28	2,3 < 3,6	0	1,72 < 1,8	
	Sens A	0,19	1,84 < 3,6	0,25	1,44 < 1,8	
Situation Durable	ELU	Sens B	0,16	2,05 < 2,39	0,31	1,61 < 1,8
		Sens A	0,011	1,23 < 2,39	1,13	1,20 < 1,8
	ELS	Sens B	0,10	1,57 < 2,39	0,58	1,32 < 1,8
		Sens A	0,006	1,10 < 2,39	1,05	1,08 < 1,8

Tab. IX.5 Vérification des contraintes dans le sol

IX.2.1.5- Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,5}{4} = 0,375 \text{ m} \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,3}{4} = 0,325 \text{ m} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$\text{sens A : } e_0 = 0,190 \text{ m} < 0,375 \text{ m}$$

$$\text{sens B : } e_0 = 0,280 \text{ m} < 0,325 \text{ m}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

IX.2.1.6- Détermination des armatures de la semelle:

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} \rightarrow \text{sens A} \\ e_0 < \frac{b}{6} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} \\ e_0 < \frac{B}{24} \end{cases}$$

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 vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

a)-situation accidentelle:

- **Armatures parallèles à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,28 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,28 > \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,28) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,3}{2} - 0,28} \right)^2 \frac{204,84}{27}$$

$$M_1 = 40,32 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d$$

$$A_s = \frac{40,32 \times 10^{-3}}{0,23 \times 400} = 4,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,38 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à " A " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,190 > \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,190 > \frac{1,5}{24} = 0,062 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,5 + 0,3 \times 0,5 - 9 \times 0,19) \left(\frac{\frac{1,5}{2} - 0,35 \times 0,5}{\frac{1,5}{2} - 0,19} \right)^2 \frac{204,84}{27}$$

$$M_1 = 35,48 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{35,48 \times 10^{-3}}{0,23 \times 400} = 3,85 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,85 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable :

b-1) A I' E L U

- Armatures parallèles à " B " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,16 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,16 > \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,16) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,3}{2} - 0,16} \right)^2 \frac{230,74}{27}$$

$$M_1 = 35,89 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{35,89 \times 10^{-3}}{0,23 \times 400} = 3,90 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,90 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèle à " A " :

$$\begin{cases} e_0 = 0,011 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,011 < \frac{1,5}{24} = 0,062 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 230,74 \left(1 + \frac{3 \times 0,011}{1,5} \right) = 235,81 \text{ KN}$$

$$N' = 235,81 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{235,81 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,5)}{8 \times 0,25 \times 348} = 3,37 \text{ cm}^2$$

b-2) E L S:**- Armatures parallèles à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,10 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,10 > \frac{1,3}{24} = 0,054 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,10) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,3}{2} - 0,10} \right)^2 \frac{210,59}{27}$$

$$M_1 = 30,66 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{30,66 \times 10^{-3}}{0,23 \times 201} = 6,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,63 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles à " A ":

$$\begin{cases} e_0 = 0,006 < \frac{0,5}{6} = 0,083 \\ e_0 = 0,006 < \frac{1,5}{24} = 0,062 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 210,59 \left(1 + \frac{3 \times 0,006}{1,5} \right) = 213,11 \text{ KN}$$

$$N' = 213,11 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{213,11 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,5)}{8 \times 0,25 \times 201} = 5,30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,30 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 150 \times 30 = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_A = 5,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 130 \times 30$$

$$\text{Min } A_B = 4,70 \text{ cm}^2$$

d) 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

$$\psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA}$$

Suivant B :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} > \frac{A}{4} = 37,5 \text{ cm}$$

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:

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)	4,38	3,90	6,63	4,70	8HA12	9,05	32,5	16,25
A_s (A)	3,85	3,37	5,30	5,43	8HA12	9,05	37,5	18,75

Tab. IX.6 : Les armatures des semelles type 1.

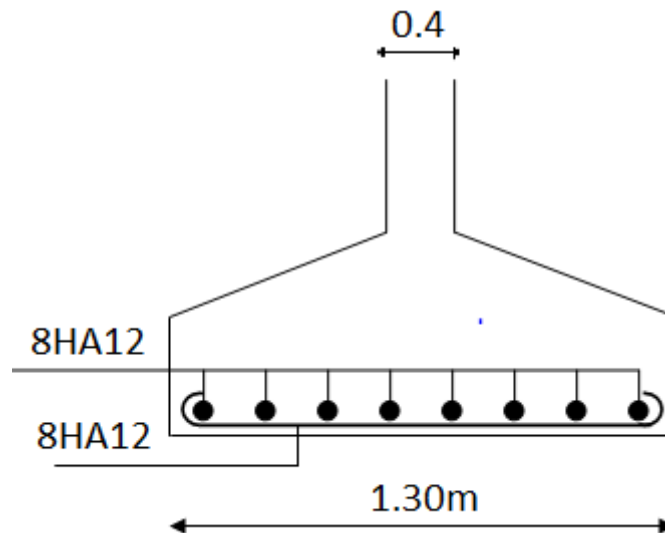


Fig. IX.2 : Schéma de ferrailage de la semelle type 1.

IX .2.2- Poteau de section (40*30) cm² :

IX .2.2.1- Détermination des sollicitations:

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q+E	1,35(G+Q+N)	G+0,9(Q+N)
N^{\max} (KN)	200,13	224,43	207,8
M_y (KN.m)	24,77	11,9	1,41
M_z (KN.m)	52,58	4,99	3,47
V_y (KN)	16,03	1,19	0,82
V_z (KN)	8,54	1,42	1,05

Tab. IX.7 : Les sollicitations à la base des poteaux (40*30).

IX.2.2.2- Pré dimensionnement de la semelle :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a*b$), donc les semelles sont rectangulaire ($A*B$).

A et b : dimension du poteau considéré.

A et B : dimension de la semelle.

h : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$h = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91- Ch15.III- Art1.2}) \quad [4]$$

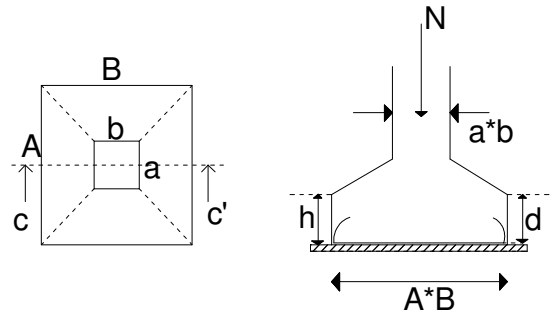


Fig. IX.3 : Dimensions de la semelle.

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 : La contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bar}$$

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow B = \frac{3}{4} A$$

IX.2.2.3- Dimensionnement de la semelle:

- **Situation accidentelle :** $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 0,74A + 0,78 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{24,77}{200,13} = 0,13$$

$$A = 1,2 \text{ m}$$

$$B = \frac{3}{4}A \Rightarrow B = 0,9m$$

Soit **A = 1,2 m** et **B = 0,9 m**

- **Situation durable :** $\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$-A^3 + 1,25A + 0,5 \leq 0 \quad \text{avec } e_0 = \frac{11,9}{224,43} = 0,05$$

$$A = 1,3m$$

$$B = \frac{3}{4}A \Rightarrow B = 1,0m$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (40*30) cm² **A=1,3m** et **B = 1,0m**

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,0-0,3}{4} = 17,5cm \\ \frac{1,3-0,4}{4} = 22,5cm \end{array} \right.$$

soit $d = 22,5cm$

$$h = d + c = 22,5 + 5 = \mathbf{27,5cm}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,275 = \mathbf{1,725 m}$$

Poids de la semelle:

$$P = 1,3 \times 1,0 \times 0,275 \times 25 = 8,93 \text{ KN}$$

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

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+E	1,35(G+Q+N)
N^{\max} (KN)	209,66	233,36	216,73
M_{by} (KN.m)	41,85	14,74	3,51
M_{bz} (KN.m)	84,64	7,37	5,11
V_y (KN)	16,03	1,19	0,82
V_z (KN)	8,54	1,42	1,05

Tab. IX.8 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2.

IX.2.2.4- Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$sensa \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$sensB \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 180 = 360 \text{ KN} / m^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 180 = 239,4 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant:

Cas de chargement	sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)	
Situation accidentelle	Sens B	0,19	3,45 < 3,6	-0,29	2,51 > 1,8	
	Sens A	0,40	4,59 > 3,6	-1,36	3,10 > 1,8	
Situation Durable	ELU	Sens B	2,47 > 2,39	1,45	2,21 > 1,8	
		Sens A	2,05 < 2,39	1,99	2,03 > 1,8	
	ELS	Sens B	0,016	2,37 < 2,39	1,95	2,26 > 1,8
		Sens A	0,023	1,84 < 2,39	1,49	1,75 < 1,8

Tab. IX.9 : Vérification des contraintes dans le sol.

Les contraintes moyenne à la situation accidentelle et à l'ELU n'est pas vérifiée donc on augmente la section de la semelle à $A= 1,5\text{m}$ et $B = 1,3\text{m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \Rightarrow d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1,3-0,3}{4} = 25\text{cm} \\ \frac{1,5-0,4}{4} = 27,5\text{cm} \end{array} \right.$$

soit $d = 27,5\text{cm}$

$$h = d + c = 27,5 + 5 = \mathbf{32,5 \text{ cm}}$$

l_1 : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 2,0 - 0,325 = \mathbf{1,675 \text{ m}}$$

Poids de la semelle:

$$P = 1,5 \times 1,3 \times 0,325 \times 25 = 15,84 \text{ KN}$$

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

Sollicitation	Situation Accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
		G+Q+E	1,35(G+Q+N)
N^{\max} (KN)	215,97	240,27	223,64
M_{by} (KN.m)	41,85	14,74	3,51
M_{bz} (KN.m)	84,64	7,37	5,11
V_y (KN)	16,03	1,19	0,82
V_z (KN)	8,54	1,42	1,05

Tab. IX.10 : Les sollicitations à la base de la semelle type 2.

Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{sensA} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{sens B} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq \begin{cases} 2 \cdot \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1,33 \sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{avec } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{array} \right.$$

$$2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 120 = 240 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 120 = 159,6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de chargement		sens	e_0 (m)	σ_{\max} (bar)	σ_{\min} (bar)	σ_{moy} (bar)
Situation accidentelle		Sens B	0,19	2,07 < 3,6	0,13	1,58 < 1,8
		Sens A	0,33	2,56 < 3,6	-0,62	1,76 < 1,8
Situation durable	ELU	Sens B	0,061	1,57 < 2,39	0,87	1,39 < 1,8
		Sens A	0,030	1,38 < 2,39	1,08	1,30 < 1,8
	ELS	Sens B	0,015	1,21 < 2,39	1,14	1,19 < 1,8
		Sens A	0,022	1,24 < 2,39	1,04	1,19 < 1,8

Tab. IX.11 : Vérification des contraintes dans le sol.

IX.2.2.5- Vérification de la stabilité au renversement: (RPA 99 v 2003.Art.10.1.5) :

Dans le cas accidentelle, il faut vérifier que:

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1,5}{4} = 0,375 \text{ m} \rightarrow \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1,3}{4} = 0,325 \text{ m} \rightarrow \text{sens B} \end{cases}$$

$$\text{sens A : } e_0 = 0,33 \text{ m}$$

$$\text{sens B : } e_0 = 0,19 \text{ m}$$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

IX.2.2.6- 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 vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0,3 \times a - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35 \times a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensA}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0,3 \times b - 9 \times e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35 \times b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \rightarrow \text{sensB}$$

a)-situation accidentelle:**- Armatures parallèle à " B ":**

$$\begin{cases} e_0 = 0,19 > \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,19 > \frac{1,3}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,3 - 9 \times 0,19) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,3}{\frac{1,3}{2} - 0,19} \right)^2 \frac{215,97}{27}$$

$$M_1 = 33,88 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,275 = 0,24$$

$$A_s = \frac{33,88 \times 10^{-3}}{0,24 \times 400} = 3,52 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,52 \text{ cm}^2$$

- **Armatures à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,33 > \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,33 > \frac{1,5}{24} = 0,062 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,5 + 0,3 \times 0,4 - 9 \times 0,33) \left(\frac{\frac{1,5}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{1,5}{2} - 0,33} \right)^2 \frac{215,97}{27}$$

$$M_1 = 53,14 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{53,14 \times 10^{-3}}{0,24 \times 400} = 5,53 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,53 \text{ cm}^2$$

b) situation durable :

b-1) à l'E L U :

- **Armatures parallèle à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,061 > \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,061 > \frac{1,3}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } M_1$$

$$M_1 = (4 \times 1,3 + 0,3 \times 0,3 - 9 \times 0,061) \left(\frac{\frac{1,3}{2} - 0,35 \times 0,3}{\frac{1,3}{2} - 0,061} \right)^2 \frac{240,27}{27}$$

$$M_1 = 36,08 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{36,08 \times 10^{-3}}{0,24 \times 400} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,75 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèles à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,03 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,03 < \frac{1,5}{24} = 0,062 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 240,27 \left(1 + \frac{3 \times 0,03}{1,5} \right) = 254,68 \text{ KN}$$

$$N' = 254,68 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{254,68 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,4)}{8 \times 0,275 \times 348} = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,65 \text{ cm}^2$$

b-2) E L S :

- **Armatures parallèles à " B " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,015 < \frac{0,3}{6} = 0,05 \\ e_0 = 0,015 < \frac{1,3}{24} = 0,05 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 223,64 \left(1 + \frac{3 \times 0,015}{1,3} \right) = 231,38 \text{ KN}$$

$$N' = 231,38 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(A-a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{231,38 \times 10^{-3} \times (1,3 - 0,3)}{8 \times 0,275 \times 348} = 3,02 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,02 \text{ cm}^2$$

- **Armatures parallèle à " A " :**

$$\begin{cases} e_0 = 0,022 < \frac{0,4}{6} = 0,066 \\ e_0 = 0,022 < \frac{1,5}{24} = 0,062 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul de } N'$$

$$N' = 223,64 \left(1 + \frac{3 \times 0,022}{1,5} \right) = 233,48 \text{ KN}$$

$$N' = 233,48 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N'(A-a)}{8 \times d \times f_{st}}$$

$$A_s = \frac{233,48 \times 10^{-3} \times (1,5 - 0,4)}{8 \times 0,275 \times 348} = 3,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,35 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$\text{Min } A_A = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 150 \times 32,5$$

$$\text{Min } A_A = 5,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h$$

$$\text{Min } A_B = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 130 \times 32,5$$

$$\text{Min } A_B = 5,10 \text{ cm}^2$$

d) Dispositions constructives:

Les armatures seront munies des crochets si ($l_s > B/4$ dans le sens B et $l_s > A/4$ dans le 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 :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} > \frac{130}{4} = 32,5 \text{ cm}$$

Suivant A :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{2,4 \times 1,5^2 \times 2,1} = 42,32 \text{ cm} > \frac{150}{4} = 37,5 \text{ cm}$$

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:

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)	3,52	3,75	3,02	5,10	8HA12	9,05	32,5	16,25
A_s (A)	5,53	3,65	3,35	5,88	8HA12	9,05	37,5	18,75

Tab. IX.12 : Les armatures des semelles type 2.

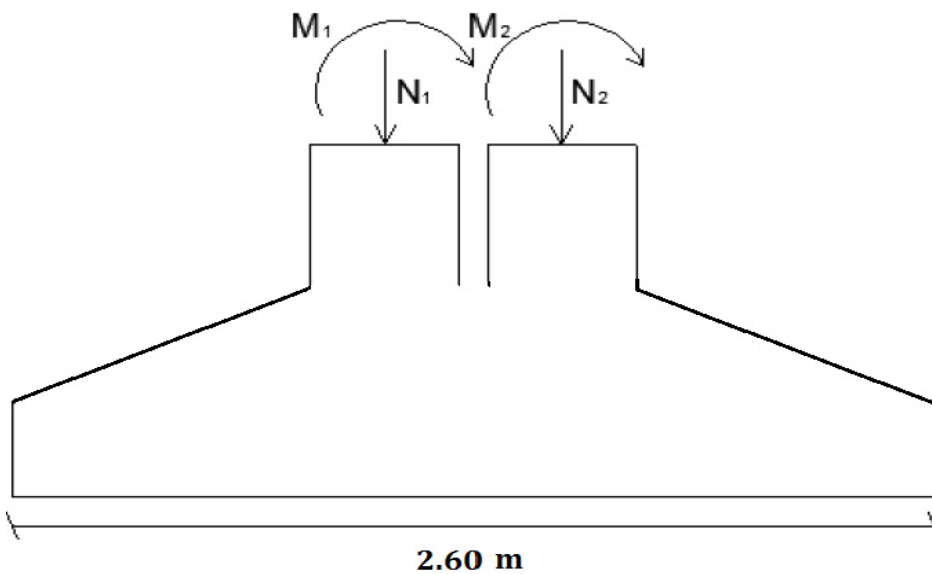


Fig. IX.4 : Ferrailage de la semelle jumelée type 2.

IX.3- Calcul des longrines :**IX.3.1- 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.

IX.3.2- 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 :(30x35) cm²

IX.3.3- Ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une forces de traction qui est égale à :

$$N_t = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20KN \quad (\text{RPA99 V2003.Art.10.1.1.b}) [2]$$

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$\alpha = 15 \text{ (zone IIa, site S}_2\text{)}$$

$$ELU \rightarrow N_t = \left(\frac{216,12}{15} \right) = 14,40KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \left(\frac{195,97}{15} \right) = 13,06KN$$

$$A_s = \frac{N_t}{\sigma_s}$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{14,40 \times 10^{-3}}{348} = 0,42cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{13,06 \times 10^{-3}}{201} = 0,65cm^2$$

$$A_{\min} = 0,6\%B = 0,6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{\min} = 6,3cm^2$$

Donc on ferraille avec A_{\min}

Soit **6HA12**, avec $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{\beta \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 35 \times 2,1}{400} = 5,51$$

$5,51 \text{ cm}^2 < 6,79 \text{ cm}^2$ est vérifiée

- **Vérification de la flèche**

$$q_s = \frac{195,97}{6} = 32,66 \text{ KN / ml}$$

La plus grande portée est : $l = 5,40 \text{ m}$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{540}{200} = 2,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 32,66 \times (540)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 107187,5} = 1,6 < 2,7 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 dont l'espacement est inférieur à : $\min(20 \text{ cm}, 15\Phi)$

$S_t < (20 \text{ cm}, 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm}$

Les cadres sont espacés de 15 cm en travée et de 10 cm en zone nodale.

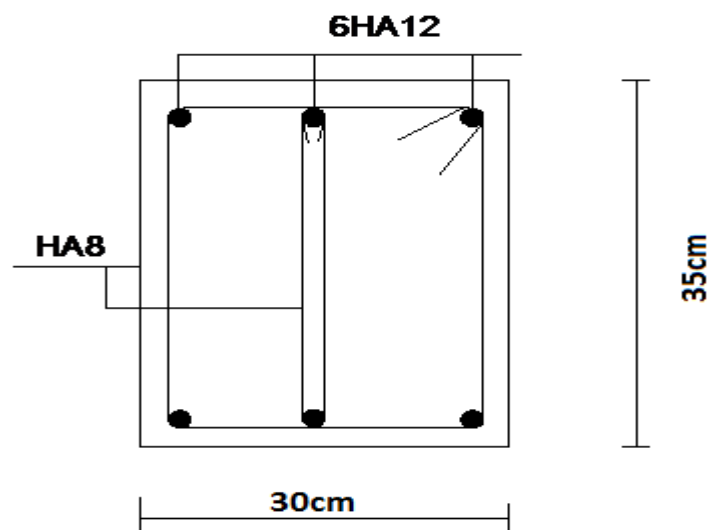


Fig. IX.5 : Schéma de ferrailage des longrines.

X.1- Introduction:

Après le dimensionnement et la vérification des éléments 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 :

$$\sum \text{Moments résistants (stabilisateurs)} \geq \sum \text{moments renversants.}$$

$$\sum M_{st} \geq \sum M_R$$

X.2- Détermination des moments renversants (M_R)**X.2.1- Cas de vent :**

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_H)
- Une composante verticale (F_V)

a) Vent sur façade principale avec dépression intérieur ($C_{pi}=0,15$)

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	529,39	309,76	163,983	0	0	17,60	4,40
E	83,58	309,76	25,889	0	16,30	17,60	4,40
F	28,94	147,84	0	-4,278	1,14	17,60	8,06
	434,07	73,92	0	-32,086	-1,02	17,60	7,12
G	549,82	295,68	0	162,570	7,45	17,60	8,80
H	376,82	147,84	0	55,709	13,38	17,60	8,06
	520,89	73,92	0	38,504	14,62	17,60	7,12
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=189,87$	-	2,22	17,60	4,40
			-	$F_V=220,41$	11,55	17,60	8,57

Tab. X.1: Vent sur la façade principale $C_{pi}=0,15$

Calcul de M_R :

$$M_{R/xx} = F_V \times Y = 3879,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = F_V \times X + F_H \times Z = 1324,73 \text{ KN.m}$$

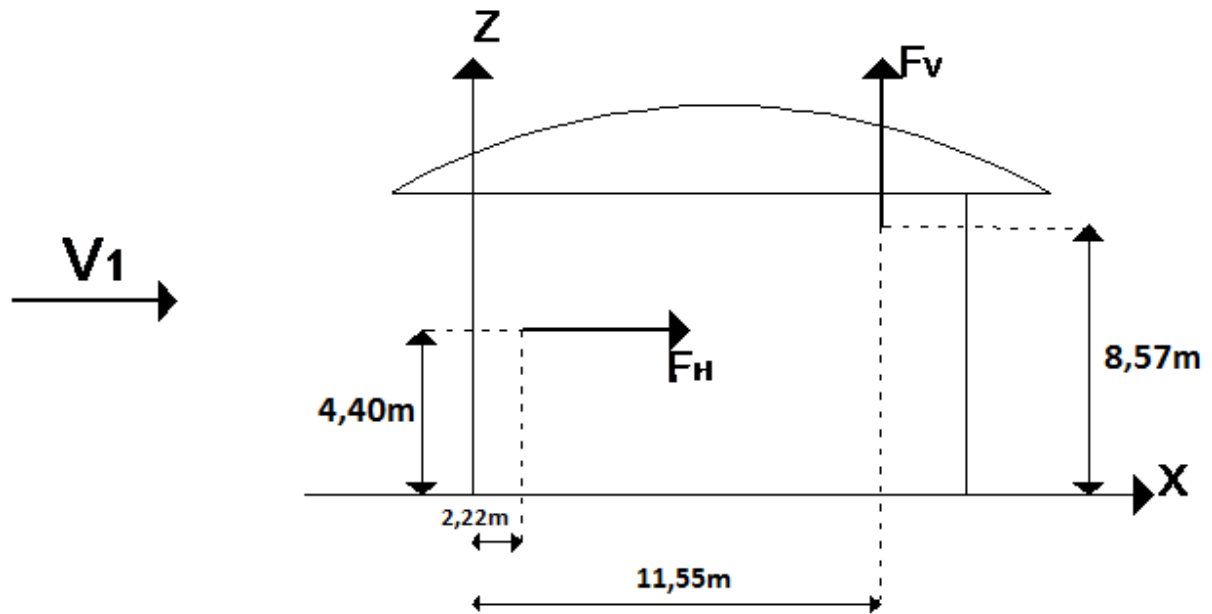


Fig. X.1 : Résultantes des forces horizontale et verticale sur la façade principale avec dépression intérieure

b) Vent sur façade principale avec surpression intérieur ($C_{pi}=0,8$)

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	309,76	0	0	0	17,60	4,40
E	612,97	309,76	189,873	0	16,30	17,60	4,40
F	405,132	147,84	0	59,894	1,14	17,60	8,06
	57,876	73,92	0	4,278	-1,02	17,60	7,12
G	926,016	295,68	0	273,804	7,45	17,60	8,80
H	752,388	147,84	0	111,233	13,38	17,60	8,06
	879,079	73,92	0	64,981	14,62	17,60	7,12
F_r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F_r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			$F_H=189,873$	-	16,30	17,60	4,40
			-	$F_V=514,190$	8,70	17,60	8,32

Tab. X.2 : Vent sur la façade principale $C_{pi}=0,8$

Calcul de M_R

$M_R /_{xx} = 9049,74 \text{ KN.m}$

$M_R /_{yy} = 5308,89 \text{ KN.m}$

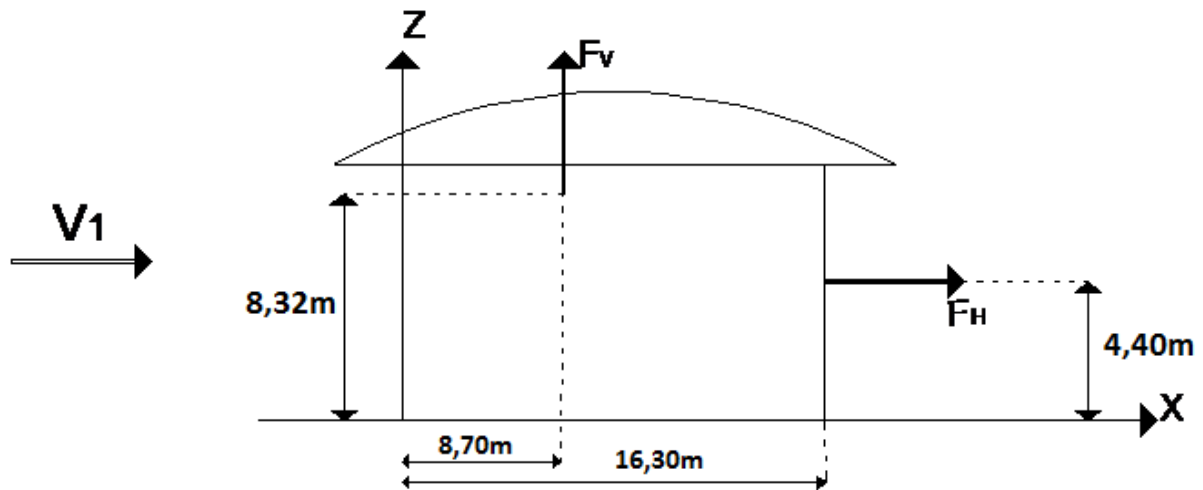


Fig. X.2 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade principale avec surpression intérieure

c) Vent sur façade secondaire avec dépression intérieur (Cpi=0,10)

zone	qj (N/m²)	S (m²)	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	390,079	309,76	120,830	0	0	17,60	4,40
E	222,895	309,76	69,043	0	16,30	17,60	4,40
F	0	147,84	0	0	1,14	17,60	8,06
	463,60	73,92	0	-34,269	-1,02	17,60	7,12
G	520,884	295,68	0	154,014	7,45	17,60	8,80
H	347,256	147,84	0	51,338	13,38	17,60	8,06
	492,856	73,92	0	36,431	14,62	17,60	7,12
F _r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F _r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			F _H =189,873	-	5,92	17,60	4,40
			-	F _V =207,514	11,57	17,60	8,59

Tab. X.3 : Vent sur la façade secondaire Cpi=0,10

Calcul de M_R

M_R /xx =3652,24 KN.m

M_R/yy =2063,92KN.m

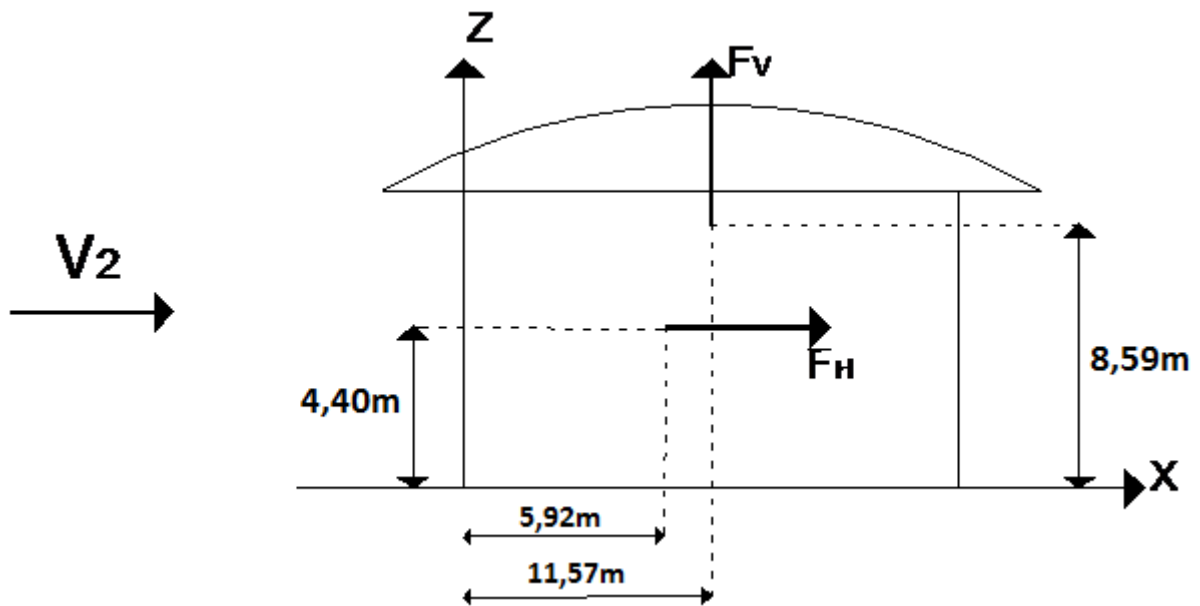


Fig. X.3 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec dépression intérieur

d) Vent sur la façade secondaire avec surpression intérieur (Cpi=0,8)

zone	qj (N/m ²)	S (m ²)	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	309,76	0	0	0	17,60	4,40
E	612,97	309,76	189,873	0	16,30	17,60	4,40
F	405,13	147,84	0	59,894	1,14	17,60	8,06
	57,87	73,92	0	-4,277	-1,02	17,60	7,12
G	926,01	295,68	0	273,802	7,45	17,60	8,80
H	752,38	147,84	0	111,231	13,38	17,60	8,06
	897,07	73,92	0	66,311	14,62	17,60	7,12
F _r (toi)	-	-	0	-	-	-	-
F _r (par)	-	-	0	-	-	-	-
			F _H =189,873	-	16,30	17,60	4,40
			-	F _V =506,961	9,01	17,60	8,34

Tab. X.4 : Vent sur la façade secondaire Cpi=0,8

Calcul de M_R

$M_R /_{xx} = 8922,51 \text{ KN.m}$

$M_R /_{yy} = 5398,09 \text{ KN.m}$

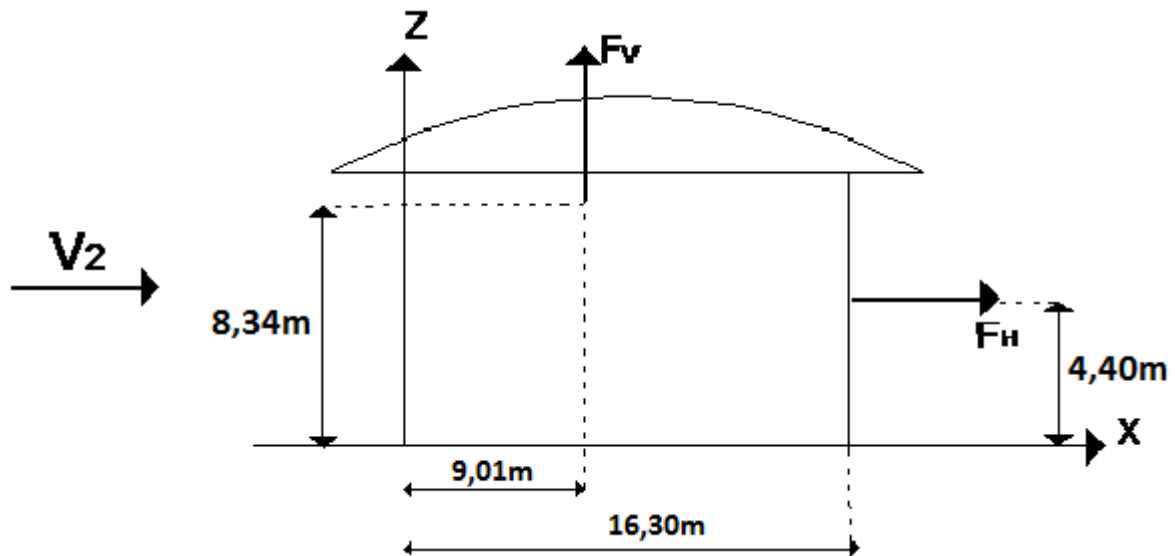


Fig. X.4 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade secondaire avec surpression intérieure

e) Vent sur la façade latérale sud avec dépression intérieur (Cpi=-0,5)

zone	qj (N/m²)	S (m²)	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	740,355	143,44	106,19	0	0	8,15	4,40
E	113,90	143,44	-16,30	0	35,20	8,15	4,40
F	478,272	6,86	0	3,28	0,828	2,071	7,81
G	478,272	13,28	0	6,35	0,828	8,15	8,80
H	59,784	108,03	0	6,458	2,91	8,15	8,80
I	0	438,71	0	0	19,67	8,15	8,80
F _r (toi)	-	-	17,421	0	17,60	8,15	8,80
F _r (par)	-	-	3,571	0	0	8,15	4,40
			F _H =110,88	-	7,93	8,15	5,09
			-	F _V =16,08	1,66	6,91	8,60

Tab. X.5 : Vent sur la façade latérale sud Cpi=-0,5

Calcul de M_R

$M_R /xx = 131,052 \text{ KN.m}$

$M_R /yy = 1081,08 \text{ KN.m}$

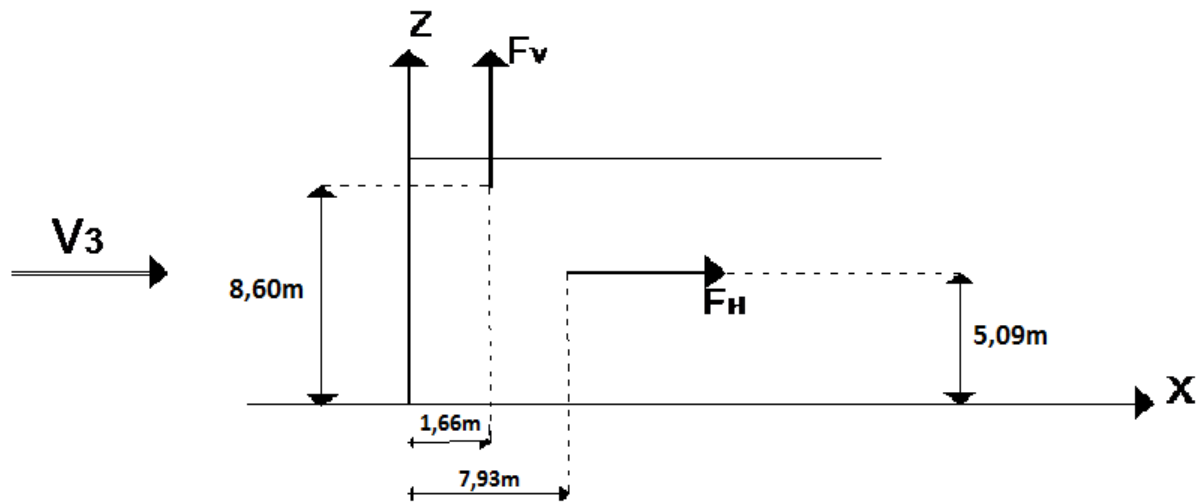


Fig. X.5 : Résultantes des forces horizontale et vertical sur la façade latérale sud avec dépression intérieure

f) Vent sur la façade latérale sud avec surpression intérieur (Cpi=0,8)

Zone	qj (N/m ²)	S (m ²)	FH (KN)	FV (KN)	Point d'application		
					X(m)	Y(m)	Z(m)
D	0	143,44	0	0	0	8,15	4,40
E	726,454	143,44	104,20	0	35,20	8,15	4,40
F	1255,464	6,86	0	8,612	0,828	2,071	7,81
G	1255,464	13,28	0	16,672	0,828	8,15	8,80
H	836,976	108,03	0	90,644	2,91	8,15	8,80
I	777,192	438,71	0	340,961	19,67	8,15	8,80
F _r (toi)	-	-	17,421	0	17,60	8,15	8,80
F _r (par)	-	-	3,571	0	0	8,15	4,40
			F _H =125,192	-	31,74	8,15	5,00
			-	F _V =456,889	15,30	8,03	8,78

Tab. X.6 : Vent sur la façade latérale sud Cpi=0,8

Calcul de M_R

$M_R /_{xx} = 3723,64 \text{ KN.m}$

$M_R /_{yy} = 15600,84 \text{ KN.m}$

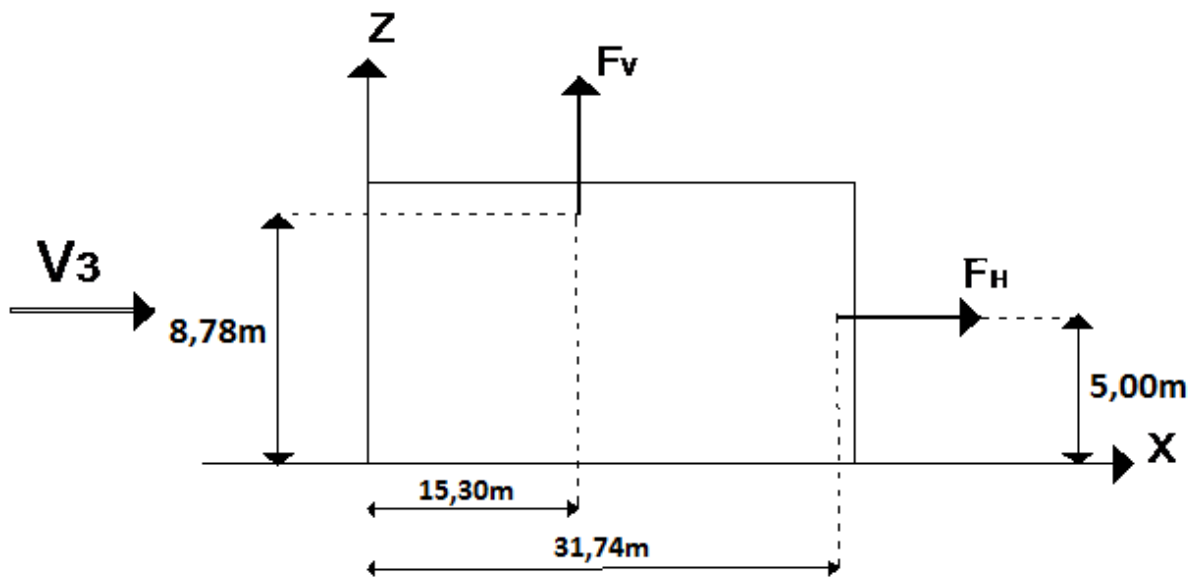


Fig. X.6 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade latérale sud avec surpression intérieure

g) Vent sur la façade latérale nord avec dépression intérieur (Cpi=-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	740,355	143,44	106,196	0	0	8,15	4,40
E	113,90	143,44	-16,337	0	35,20	8,15	4,40
F	478,272	6,86	0	3,280	0,828	2,071	7,81
G	478,272	13,28	0	6,351	0,828	8,15	8,80
H	59,784	108,03	0	6,458	2,91	8,15	8,80
I	0	438,71	0	0	19,67	8,15	8,80
F _r (toi)	-	-	17,421	0	17,60	8,15	8,80
F _r (par)	-	-	3,571	0	0	8,15	4,40
			F _H =110,851	-	7,95	8,15	6,38
			-	F _V =16,08	1,66	7,03	8,60

Tab. X .7 : Vent sur la façade latérale nord Cpi=-0,5

Calcul de M_R

M_R /xx =138,288 KN.m

M_R/yy=1081,15KN.m

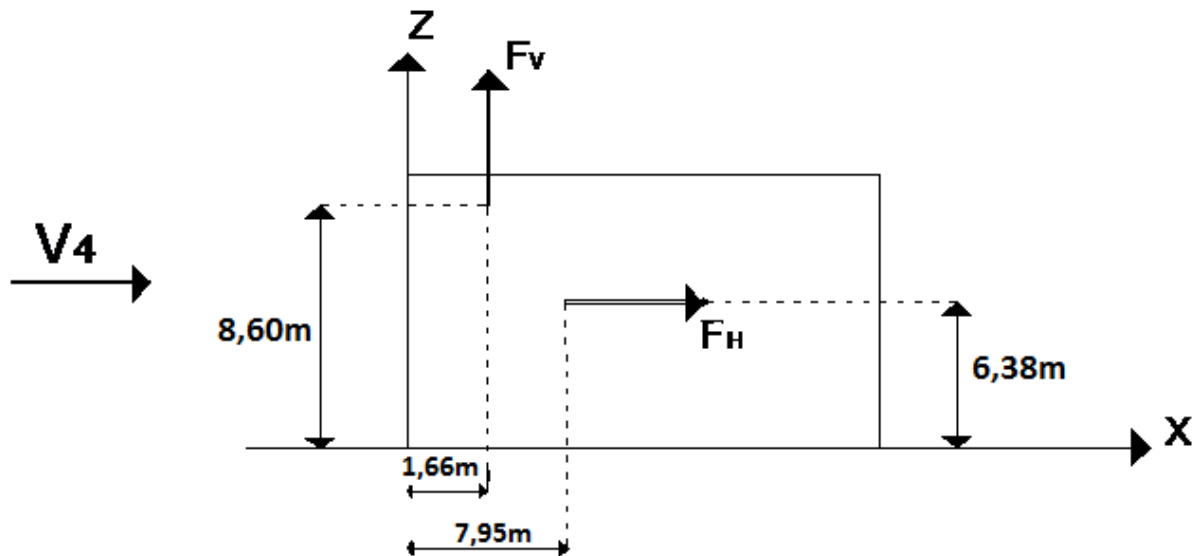


Fig. X.7 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade latérale sud avec dépression intérieure

e) Vent sur façade latérale nord avec surpression intérieur (Cpi=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	143,44	0	0	0	8,15	4,40
E	626,454	143,44	89,858	0	35,20	8,15	4,40
F	1255,464	6,86	0	8,612	0,828	2,071	7,81
G	1255,64	13,28	0	16,674	0,828	8,15	8,80
H	836,976	108,03	0	90,418	2,91	8,15	8,80
I	777,192	438,71	0	340,961	19,67	8,15	8,80
F _r (toi)	-	-	17,421	0	17,60	8,15	8,80
F _r (par)	-	-	3,571	0	0	8,15	4,40
			F _H =110,850	-	31,30	8,15	5,09
			-	F _V =456,665	15,30	7,76	8,78

Tab. X.8 : Vent sur la façade latérale nord Cpi=0,8

Calcul de M_R

M_R /xx =3721,81 KN.m

M_R/yy = 15266,87KN.m

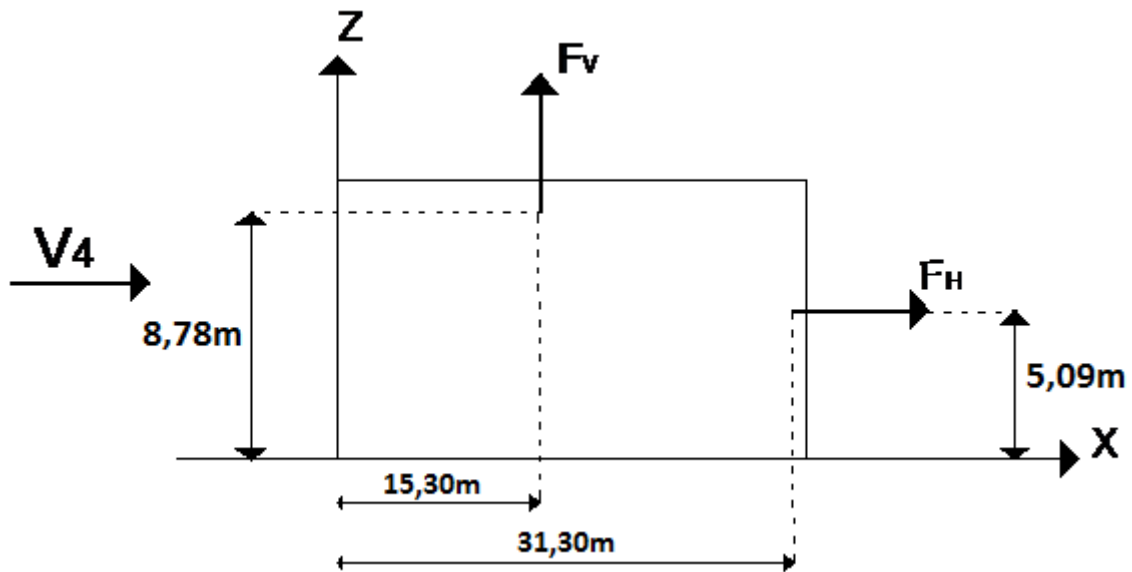


Fig. X.8 : Résultantes des forces horizontales et verticales sur la façade latérale nord avec surpression intérieure

X.2.2- Cas de séisme

Le moment de renversement qui peut être par l'action causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol –fondation.

a) Réaction à la base :

Le mode	Réaction				
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
CQC	179,18	182,92	177,73	1181,15	1153,89

Tab. X.9 : Réaction à la base due aux effets sismiques.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 2629,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 4280,76 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments résistant (stabilisateurs) :

- Poids de la structure :

$$P_T = 1666,14 \text{ KN}$$

(chapitre de l'étude sismique)

1) Moment résistant

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

- $M_{st/xx} = 1666,14 \times 17,6 = 29324,06 \text{ KN.m}$
- $M_{st/yy} = 1666,14 \times 8,15 = 13579,04 \text{ KN.m}$

X.3- Vérification au renversement de la structure :

		C _{pi}	M _R (KN.m)		M _{St} (KN.m)	
			/xx	/yy	/xx	/yy
Cas de vent	Vent sur la façade principale (V ₁)	-0,2	3879,21	1324,37	29324,06	13579,04
		0,8	9049,74	5308,89		
	Vent sur la façade secondaire (V ₂)	0,15	3652,24	2063,92		
		0,8	8922,51	5398,09		
	Vent sur la façade latérale sud (V ₃)	-0,5	131,052	1081,08		
		0,8	3723,64	15600,84		
	Vent sur la façade latérale nord (V ₄)	-0,5	138,288	1081,15		
		0,8	3721,81	15266,87		
Cas du séisme			2629,29	4280,76	0,8.M _{st}	0,8.M _{st}
					23459,24	10863,23

Tab. X.10 : Vérification au renversement de la structure.

Tous les moments résistants (stabilisateurs) sont supérieurs aux moments renversants, donc il n'y a pas de risque au renversement et la stabilité d'ensemble est assurée.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de cette structure nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation, cela en appliquant les différentes règles de calcul et de conception, et en se familiarisant avec les règlements en vigueur à savoir le RPA99 version 2003, les différents D.T.R et les Eurocodes.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel ROBOT 2013.

Au cours de notre 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 secondaire soit ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Le seul système de contreventement de la structure est celui de la poutre auvent de pignon sous la présence des poutres de chainages autour de l'ossature.
- Durant notre étude, on a remarqué que la plupart des éléments de la toiture sont sollicités par les actions du vent sous la combinaison : $G + 1,5 V$ tandis que, les éléments de l'ossature sont sollicités par les actions du séisme sous la combinaison $1,35(G+Q+E)$.
- La stabilité de la structure est assurée par une minimisation des déplacements horizontaux ainsi qu'une stabilité de l'ensemble vis-à-vis du vent et du séisme.
- La jonction de la ferme avec le poteau en béton se fait par des tiges d'encrage et se calcule comme un pied de poteau encastré.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habita, 1999.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [3] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, 2008
- [4] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997..
- [5] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [7] Calcul des ouvrages en béton armé, règles CBA 93 RPA 2003, par **Y.Cheraït**
- [8] Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992.

Annexe 1 : 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

Annexe 2 : Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

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

Annexe 3 : Caractéristiques des profils

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _j	d	p _{min}	p _{max}	AL	AG
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
							x10 ²						
IPE 80 A*/ www.geniecivil.org (hichem)	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	0,325	64,90
	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	0,328	54,64
IPE A 100*/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	####	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	0,400	49,33
IPE A 120*	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	0,475	45,82
IPE A 140*	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	0,551	42,70
IPE A 160*	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	0,623	39,47
IPE A 180*	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8	9	23,9	164	146	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	50	50	0,705	33,12
IPE A 200*	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	56	60	0,779	31,05
IPE A 220*	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	33,4	201,6	177,6	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	58	66	0,858	29,24
IPE A 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	190,4	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	39,1	220,4	190,4	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7	10,8	15	43,7	220,4	190,4	66	70	0,932	27,17
IPE A 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	72	72	1,051	24,88
IPE A 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	74	88	1,174	23,81
IPE A 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	80	98	1,268	22,24
IPE A 360*	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	90	90	1,367	20,69
IPE A 400*	57,4	397	180	7	12	21	73,1	373	331	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	96	100	1,481	19,57
IPE A 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,8	420,8	378,8	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	102	104	1,622	17,56
IPE A 500*	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101	468	426	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16	21	116	468	426	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12	19	21	137	468	426	104	114	1,760	16,40
IPE A 550*	92,1	547	210	9	15,7	24	117	515,6	467,6	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134	515,6	467,6	110	122	1,877	17,78
IPE O 550+	123	556	212	12,7	20,2	24	156	515,6	467,6	110	122	1,893	15,45

	G	I _y	W _{el.y}	W _{pl.y} ♦	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el.z}	W _{pl.z} ♦	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
IPE 80 A	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	6,85	2,98	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12
IPE A 100	6,9	141,2	28,81	32,98	4,01	4,44	13,12	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,20	1,04	0,71
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58
IPE 140	12,9	541,2	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,65	26,70	2,45	1,98
IPE A 160	12,7	689,3	87,81	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09
IPE 160	15,8	869,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,96
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,89	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,79	7,43
IPE O 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	12,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,98	12,99
IPE O 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,30	39,26	9,45	15,57
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67
IPE O 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,79
IPE A 240	26,2	3290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26
IPE 240	30,7	3892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39
IPE O 240	34,3	4369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68
IPE A 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IPE 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IPE O 270	42,3	6947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64
IPE A 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2
IPE 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IPE O 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IPE A 330	43,0	10230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IPE 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1
IPE O 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7
IPE A 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IPE 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6
IPE O 360	66,0	19050	1047	1186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2
IPE 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125
IPE 500	90,7	48200	1928	2194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548
IPE A 550	92,1	59980	2193	2475	22,61	60,30	2432	231,6	361,5	4,55	68,52	86,53	1710
IPE 550	106	67120	2441	2787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884
IPE O 550	123	79160	2847	3263	22,52	82,69	3224	304,2	480,5	4,55	81,22	187,5	2302

	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _j	d	Ø	P _{min}	P _{max}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm		mm	mm
							x10 ²					
HE 100 AA•	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64
HE 120 AA•	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74
HE 140 AA•	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82
HE 160 AA•	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90
HE 180 AA•	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98
HE 200 AA•	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106
HE 220 AA•	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124
HE 240 AA•	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146
HE 260 AA•	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158
HE 260 B	93	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166
HE 280 AA•	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186
HE 300 AA•	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208
HE 320 AA•	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198

	G	I _y	W _{el.y}	W _{pl.y} ♦	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el.z}	W _{pl.z} ♦	i _z	s _s	I _t	I _w
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶
		x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁹
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4
HE 260 B	93	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512

	G	h = b	t	r ₁	r ₂	A	Z _e =y _s	v	u ₁	u ₂	A _L	A _G
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm	m ² /m	m ² /t
						x10 ²	x10	x10	x10	x10		
L 20 x 20 x 3-	0,882	20	3	3,5	2	1,12	0,60	1,41	0,84	0,70	0,080	87,40
L 25 x 25 x 3x/-	1,12	25	3	3,5	2	1,42	0,72	1,77	1,02	0,88	0,100	86,88
L 25 x 25 x 4x/-	1,45	25	4	3,5	2	1,85	0,76	1,77	1,08	0,89	0,100	66,67
L 30 x 30 x 3x/-	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,84	2,12	1,18	1,05	0,120	84,87
L 30 x 30 x 4x/-	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,88	2,12	1,24	1,06	0,120	65,02
L 35 x 35 x 4x/-	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,140	64,82
L 40 x 40 x 4x/-	2,42	40	4	6	3	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,150	64,07
L 40 x 40 x 5x/-	2,97	40	5	6	3	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,150	52,07
L 45 x 45 x 4,5x/-	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,170	56,83
L 50 x 50 x 4x/-	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,190	63,49
L 50 x 50 x 5x/-	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,190	51,46
L 50 x 50 x 6x/-	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,190	43,41
L 60 x 60 x 5x/-	4,57	60	5	8	4	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,230	51,04
L 60 x 60 x 6x/-	5,42	60	6	8	4	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,230	42,99
L 60 x 60 x 8x/-	7,09	60	8	8	4	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,230	32,89
L 65 x 65 x 7-	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,250	36,95
L 70 x 70 x 6-	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,270	42,68
L 70 x 70 x 7-	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,270	36,91
L 75 x 75 x 6-	6,85	75	6	10	5	8,73	2,04	5,30	2,89	2,63	0,290	42,44
L 75 x 75 x 8-	8,99	75	8	10	5	11,4	2,13	5,30	3,01	2,65	0,290	32,37
L 80 x 80 x 8-	9,63	80	8	10	5	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,310	32,34
L 80 x 80 x 10-	11,9	80	10	10	5	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,310	26,26
L 90 x 90 x 7-	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,350	36,48
L 90 x 90 x 8-	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,350	32,15
L 90 x 90 x 9-	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,350	28,77
L 90 x 90 x 10-	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,350	26,07
L 100 x 100 x 8*-/	12,2	100	8	12	6	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10*-/	15,0	100	10	12	6	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12*-/	17,8	100	12	12	6	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 10*	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12*	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73
L 120 x 120 x 10-	18,2	120	10	13	6,5	23,2	3,31	8,49	4,69	4,24	0,469	25,76
L 120 x 120 x 11	19,9	120	11	13	6,5	25,4	3,36	8,49	4,75	4,25	0,469	23,54
L 120 x 120 x 12-	21,6	120	12	13	6,5	27,5	3,40	8,49	4,80	4,26	0,469	21,69
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12
L 120 x 120 x 15	26,6	120	15	13	6,5	33,9	3,51	8,49	4,97	4,31	0,469	17,60
L 130 x 130 x 12-*	23,6	130	12	14	7	30,0	3,64	9,19	5,15	4,60	0,508	21,59
L 150 x 150 x 10-/+	23,0	150	10	16	8	29,3	4,03	10,61	5,71	5,28	0,586	25,51

	G	$I_y=I_z$	$W_{el,y}=W_{el,z}$	$i_y=i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}
	kg/m	mm ⁴	mm ³	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴	mm	mm ⁴
		x10 ⁴	x10 ³	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴	x10	x10 ⁴
L 20 x 20 x 3	0,882	0,39	0,28	0,59	0,61	0,74	0,16	0,38	-0,23
L 25 x 25 x 3	1,12	0,80	0,45	0,75	1,26	0,94	0,33	0,48	-0,47
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,58	0,74	1,60	0,93	0,43	0,48	-0,59
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,65	0,90	2,23	1,13	0,58	0,58	-0,83
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,85	0,89	2,86	1,12	0,75	0,57	-1,05
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,94	0,87	-4,20
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,69	0,97	-5,28
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,42	1,90	4,51	0,97	-6,45
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,78	2,30	7,97	1,17	-11,41
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,21	2,29	9,38	1,17	-13,41
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,20	2,26	12,11	1,16	-17,04
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,09	2,47	13,78	1,26	-19,65
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,61	2,69	15,16	1,37	-21,73
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,40	1,36	-24,90
L 75 x 75 x 6	6,85	45,57	8,35	2,28	72,40	2,88	18,74	1,46	-26,83
L 75 x 75 x 8	8,99	58,87	10,96	2,27	93,49	2,86	24,25	1,45	-34,62
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,53
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,23	1,55	-51,27
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,02	1,76	-54,53
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,87	1,76	-61,51
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,63	1,75	-68,20
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,32	1,75	-74,60
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,47	1,96	-85,37
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,65	1,95	-104,0
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	328,0	3,80	85,42	1,94	-121,3
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,72	2,15	-140,3
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,3	4,20	115,0	2,14	-164,1
L 120 x 120 x 10	18,2	312,9	36,03	3,67	497,6	4,63	128,3	2,35	-184,6
L 120 x 120 x 11	19,9	340,6	39,41	3,66	541,5	4,62	139,8	2,35	-200,9
L 120 x 120 x 12	21,6	367,7	42,73	3,65	584,3	4,61	151,0	2,34	-216,6
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8
L 120 x 120 x 15	26,6	444,9	52,43	3,62	705,6	4,56	184,2	2,33	-260,7
L 130 x 130 x 12	23,6	472,2	50,44	3,97	750,6	5,00	193,7	2,54	-278,5
L 150 x 150 x 10	23,0	624,0	56,91	4,62	992,0	5,82	256,0	2,96	-368,0

NOTATION

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 poisson (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.