



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

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

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure

Thème

ÉTUDE D'UNE SALLE OMNISPORT SITUEE A GUENDOUZA

Présenté par

MR. KHEFFACHE TAIEB

MR. MERAH BILLAL

ENCADRES PAR :

MR : B.BANOUNE

JURY :

MR : M. LARABAT ZIANE

MR : I.HADDI

Promotion 2011-2012

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions le DIEU, tout puissant pour nous avoir
donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant
toutes nos études.*

*A M^r B. BANOUNE notre promoteur, pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
mémoire.*

Billal& Taieb

Partie A

Chapitre I : Généralité.

I.	Introduction :.....	1
II.	Caractéristique géométrique	1
II.1	Bloc en béton armé	1
II.2	Ossature en charpente métallique	1
III.	Etude de sol :.....	2
IV.	Ossature et stabilité de la structure	2
IV.1	Bloc en béton armé.....	2
IV.2	Ossature en charpente métallique	2
V.	Matériaux utilisés	2
V.1	Le béton	3
V.1.1	Composition du béton	3
V.1.2	Caractéristique physique et mécanique du béton	4
V.1.5	Déformations instantanés et différés du béton	5
V.1.6	Courbe contrainte déformation du béton	6
V.1.7	Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	6
V.2	L'acier	8
V.2.1	propriétés de l'acier :.....	8
V.2.2	Autres propriétés	9
VI.	Règlements utilisés	10
VII.	Les actions	11
VII.1	Définition :	11
VII.2	Actions permanentes :	11
VII.3	Action variable :.....	11
VII.4	Actions climatiques :.....	12
VII.4.1	Action de la neige :.....	12
VII.4.2	Action du vent :.....	12
VII.4.3	Action de la variation de la température	13
VII.5	Actions accidentelles	13
VIII.	Combinaison d'actions	13
VIII.1.	Etat limite ultime	13
VIII.1.1.	Situation durable et transitoire	13
VIII-1-2	situation accidentelle	14
VIII-3	état limite de service	15

Chapitre II : Etude climatique.

I.	Action de la neige	16
I.1.	Calcul de la charge de la neige sur le sol :.....	16
I.2.	Neige sur la toiture :.....	16
II.	Action du vent :.....	18
II.1.	Les coefficients de calcul :.....	19
II.2.	Détermination des pressions extérieures C_{pe} et intérieur C_{pi} :	24
II.2.1	Directions du vent	24
II.3.	calcul des forces de frottement	36
II.4.	Action d'ensemble sur la structure	37
II.4.1.	Vent selon le sens V1	37
II.4.2.	Vent selon le sens V2 ou V3	39
III.	Etude de la variation de température	41

Chapitre III : Etude des éléments de la toiture.

I.	Etude des pannes	42
I.1	Définition	42
I.2.	Détermination de charge et surcharges	42
I.3.	Projection des charges selon les axes zz et yy	44
I.4.	Combinaison d'action	45
I.5.	Le pré-dimensionnement	46
I.6	Le dimensionnement des pannes.....	47
I.6.2.	Détermination des sollicitations	47
I.6.3	Vérification de la résistance des pannes	47
II.	Calcul de l'échantignolle	49
II.1.	Dimensionnement de l'échantignolle	55
II.1.1.	Détermination des sollicitations	55
II.1.2.	Détermination de l'épaisseur	55
III.	Calculs des fermes	58
III.1.	hypothèses de calculs	58
III.2.	Détermination des forces revenant à la ferme	58
III.2.1.	Calcul des charges revenant à chaque nœud	60
III.3.	Calcul des forces sur les nœuds selon les combinaisons	60
III.4.	Pré dimensionnement des éléments de la ferme	62
III.4.2.	Pré dimensionnement de la membrure inférieur (l'entrait)	66

III.4.3. Pré dimensionnement des montants	69
III.4.4. Pré dimensionnement des diagonales	70
III.5. Conclusion	71
III.6. Calcul du poids réel de la ferme.....	72

Chapitre IV : Éléments secondaires.

I. Lisses de bardage	73
I.1 Calcul des charges et surcharges revenant à la lisse la plus chargée	73
I.2 Pré dimensionnement de la lisse.....	73
II. Calcul des potelets	78
II.1. Pré dimensionnement du potelet sur pignon :.....	79
II.1.1. Vérification à la résistance du potelet.....	80
II.2. Pré dimensionnement du potelet sur long pan.....	87
II.. Conclusion.....	90
I. Les escaliers.....	90
IV.1. calcul des escaliers.....	91
IV.1. 1 calcul des éléments de l'escalier	91
II. Les gradins.....	96
V.1 calcule des éléments des gradins.....	96

Chapitre V : Système de contreventement.

I. Introduction :.....	101
II. Contreventement des fermes par ciseaux :	101
II.1. Réaction des potelets sous la pression du vent sur pignon :.....	101
II.2. Vérification les diagonales du ciseau :.....	102
III. Dimensionnement des bretelles sur long pan :.....	102
IV. Dimensionnement des bracons sur long pan :.....	105
V. Pré dimensionnement du contreventement vertical :.....	107
IV.1. Dimensionnement à la traction	108
IV.2. Dimensionnement au flambement.....	108

Chapitre VI : Etude sismique

I. Introduction :.....	110
II. Modélisation.....	111
III. Analyse de la structure :.....	111
III.1 Type d'analyse	111
III.2 Méthodes de calcul	111

IV.	Résultat de calcul	118
IV.1.	Analyse des résultats	120

Chapitre VII : Vérification des éléments.

I.	Vérification des éléments de la ferme	124
II.	Vérification du système de contreventements	125
III.	Vérification des poteaux (HEA280)	126
III.1.	Vérification à la résistance	126
III.2.	Vérification aux instabilités	127
IV.	Conclusion	131

Chapitre VIII : Les assemblages.

I.	Assemblage des éléments de la ferme	132
I.1	Pré dimensionnement du gousset	132
I.2	Pré dimensionnement de la gorge de soudure.....	133
I.3	les longueurs de soudure.....	133
II.	Assemblage poteau-ferme	134
II.1	Disposition des boulons	135
III.	Assemblage des éléments de contreventement	139
III.1	assemblages des palées de stabilités	139
III.2	Assemblages des éléments de la poutre au vent.....	141
III.2	Assemblages des ciseaux	144

Chapitre IX : Les pieds de poteau.

I.	Introduction	146
II.	Types de pieds de poteaux	146
II.1	Pied de poteau articulé	147
II.2	Pied de poteau encasté	149

Chapitre X : Etude de l'infrastructure.

I.	Calcul des fondations sous poteau (HEA280)	154
I.1.	Détermination des sollicitations	154
I.2.	Pré dimensionnement de la semelle	155
I.3.	Vérification des contraintes.....	157
I.4.	Vérification de la stabilité au renversement	158
I.5.	Détermination des armatures de la semelle	160

II. Calcul des longrines	166
II.1. le ferrailage	166
II.2. la condition de non fragilité	167
II.3. Armatures transversales	167
II.4. vérification de la flèche	167
III. Ferrailage du fût	168

Chapitre XI : Etude de l'infrastructure

I. Détermination des forces renversantes	171
II. Cas du séisme :.....	175
III. Les moments stabilisateurs	176
IV. Conclusion	176

Patrie B :

Chapitre I : Prédimensionnement.

I. Introduction :.....	177
II. Prédimensionnement des éléments non structuraux :.....	177
II.1 Planchers :.....	177
II.1.2 Plancher à corps creux :.....	177
II.1.2.1 Disposition des poutrelles :.....	177
II.1.2.2 Dimensionnement :.....	179
II.2. Dimensionnement des poutrelles :	179
II.3 Estimation des charges sur les différents types de plancher :.....	180
II.3.1 Sur plancher terrasse :.....	180
II.3.1 Sur plancher étage courant :.....	180
III. Prédimensionnement des éléments structuraux :.....	181
III.1 Les poutres :.....	181
III.1.2 Les poutres principales (P.P) :.....	181
III.1.3 Les poutres secondaire (P.S) :.....	182
III.2 Les poteaux :.....	183
III.2.1 Descente de charges :.....	183
III.2.2 Vérification à la compression simple :.....	185
III.2.1 Vérification à la stabilité (flambement) :.....	185

Chapitre II : Etude des planchers.

I.	Différents types de poutrelles :.....	187
II.	Calcul des charges revenant aux poutrelles :.....	187
III.	Calcul de sollicitation :.....	188
III.1	Méthode utilisée :.....	188
III.2	Calcul des sollicitations selon les types de poutrelles :.....	191
III.3	Calcul des sollicitations maximales combinées à l'ELU et à l'ELS selon les types de poutrelles :.....	195
IV.	Ferraillage des poutrelles :.....	196
V.	Ferraillage de la dalle de compression :.....	210

Chapitre III : Etude sismique.

I.	Calcul de la force sismique totale :.....	211
II.	Résultats de calculs :.....	215
III.	Vérification des déplacements :.....	217
IV.	Calcul du joint sismique entre les deux bâtisses :.....	219

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux.

I.	Etude des poteaux :.....	220
I.1.	Les recommandations du RPA 99 V2003 :.....	220
I.2.	Ferraillage des poteaux :.....	222
I.3.	Vérifications :.....	223
II.	Etudes des poutres :.....	229
II.1.	Recommandation du RPA99 :.....	229
II.1.1.	Ferraillages des poutres :.....	230
II.1.2.	Vérifications :.....	232
II.1.3.	Vérifications :.....	236

Chapitre V : Etude des escaliers.

I.	Escaliers :.....	238
II.	Etude d'escalier type 1 :.....	239
II.1	Dimensionnement de l'épaisseur type 1 :.....	239
II.2	Dimensionnement de l'épaisseur de la volée 2 :.....	241
II.4	Estimation des charges sur le palier :.....	241

II.3	Estimation des charges sur la volée :.....	241
II.5	Combinaison d'action :.....	242
II.6	Les schémas statiques à prendre :.....	242
II.7	Ferraillage des volées 1 et 2 :.....	243
II.8	Conclusion partielle :.....	247
II.9	Vérification à l'ELS :	247
III.	Etude de l'escalier type 2 :.....	249
III.1	Dimensionnement de l'épaisseur de la volée 2:.....	250
III.2	Estimations de la charge:.....	250
III.3	Détermination des sollicitations:.....	250
III.4	Ferraillage:.....	251
III.5	Vérification:.....	253
III.6	Etude du palier de repos :.....	256
III.7	Etude de la poutre palière :.....	262
IV.	Etude de la poutre brisée :.....	266

Chapitre VI : Etude infrastructure.

I.	Calcul des fondations:.....	273
I.1	Détermination des sollicitations:.....	273
I.2	Pré dimensionnement de la semelle :.....	273
I.3.	Vérification des contraintes :	276
I.4.	Vérification de la stabilité au renversement :	278
II.	Détermination des armatures de la semelle:.....	278
III.	Calculs des longrines :.....	283
III.1	Condition de non fragilité :.....	283
III.2.	Armatures transversales :.....	283
III.3	Vérification de la flèche :.....	284

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des figures :

Partie A :

<i>Figure I.1 : diagramme contrainte-déformation du béton pour une compression uni-axiale</i>	5
<i>Figure I.2: diagramme contrainte-déformation à l'ELU</i>	6
<i>Figure I.3 : diagramme contrainte-déformation à l'ELS</i>	6
<i>Figure I.4 : règles des trois pivots</i>	7
<i>Figure I.5 : diagramme contraintes-déformations des aciers de construction</i>	10
<i>Figure II.1 : coefficients de formes au droit des obstacles</i>	17
<i>Figure II.2 : vent sur long pan de la salle</i>	19
<i>Figure II.3: vent sur pignon de la salle</i>	19
<i>Figure II.4 vent sur la toiture de la salle</i>	19
<i>Figure II.5: les principales directions du vent</i>	21
<i>Figure II.6 : schéma de la variation de q_{dyn} sur la structure</i>	23
<i>Figure II.7 : vue en élévation</i>	25
<i>Figure II.8: légende pour les parois verticales</i>	26
<i>Figure II.9 : surface des ouvertures sur la façade secondaire</i>	26
<i>Figure II.10: surface des ouvertures sur la façade latérale 1</i>	27
<i>Figure II.11 : surface des ouvertures sur la façade latérale 2</i>	27
<i>Figure II.12 : légende pour la toiture</i>	29
<i>Figure II.13 : coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture</i>	30
<i>Figure II.14 : vue en élévation</i>	31
<i>Figure II.15 : légende pour les parois verticales</i>	32
<i>Figure II.16 : représentation des pentes</i>	33
<i>Figure II.17: légende pour les toitures à deux versants</i>	34
<i>Figure II.18 : Pression sur les zones A B C D E</i>	37
<i>Figure II.19 : Pression sur les zones D F G H E</i>	37
<i>Figure II.20 : surpression sur les zones A B C D E</i>	38
<i>Figure II.21 : surpression sur les zones D F G H E</i>	38
<i>Figure II.22 : pression sur les zones A B C D E</i>	39
<i>Figure II.23 : pression sur les zones F H I D E</i>	39
<i>Figure II.24 : pression sur les zones G H I D E</i>	40
<i>Figure II.25 : surpression sur les zones A B C D E</i>	40
<i>Figure II.26 : surpression sur les zones F H I E D</i>	41
<i>Figure II.27: surpression sur les zones G H I D E</i>	41
<i>Figure III.1 : la pente de calcul</i>	42
<i>Figure III.2 : schéma statique sous charges d'entretiens</i>	43
<i>Figure III.3 : moment due à la charge d'entretien</i>	43

Figure III.4 : projection selon les différents axes	44
Figure III.5 : l'échantignolle.....	55
Figure III.6 : schéma statique de la ferme.....	59
Figure III.7 : surface afférente des nœuds.....	60
Figure III.8 : section de 2CAE (50x50x5).....	64
Figure IV.1 : charge du vent sur la lisse.....	73
Figure IV.2 : schéma statique du limon (escalier).....	94
Figure IV.3 : schéma statique du limon.....	98
Figure V.1 : Les bretelles.....	101
Figure V.2 : Action du potelet sur les bretelles.....	102
Figure V.3 : Action des poteaux sur les bretelles.....	103
Figure V.4 : Action du potelet sur le bracon.....	104
Figure V.5 : palées de stabilité.....	106
Figure V.6 : palé de stabilité.....	107
Figure V.7 : schéma statique palé de stabilité.....	108
Figure VI.1 : spectre de repense du RPA99V2003.....	118
Figure VI. 2 : mode de déformation 1.....	120
Figure VI. 3 : mode de déformation 2.....	120
Figure VI. 4 : mode de déformation 3.....	120
Figure. VII.1 : section transversale de la ferme.....	128
Figure VIII.1 : longueur de soudure.....	133
Figure VIII.2 : distribution des efforts.....	136
Figure VIII.3 : assemblage cornières-gousset.....	139
Figure VIII.4 : disposition des boulons.....	142
Figure VIII.5 : assemblage gousset-membrure.....	143
Figure IX.1 : platine des pieds de poteaux.....	146
Figure IX.2 : platine de pied de poteau articulé.....	147
Figure IX.3 : goujon d'ancrage.....	149
Figure IX.4 : pied de poteau encastré.....	150
Figure X.1 : les démentions de la fondation.....	155
Figure X.2 : schéma de ferrailage de la fondation.....	165
Figure X.3 : schéma de ferrailage des longrines.....	168
Figure X.4 : schéma de ferrailage du fût.....	170
Figure XI.1 : résultante des forces horizontal et verticale sur la façade principale avec $c_{pi}=0.1$	172
Figure XI.2 : résultante des forces horizontal et verticale sur la façade principale avec $c_{pi}=0.8$	173
Figure XI.3 : résultante des forces horizontal et verticale sur la façade latérale2 avec $c_{pi}=-0.2$	174
Figure XI.4 : résultante des forces horizontal et verticale sur la façade latérale2 avec $c_{pi}=0.8$	175

Partie B

Figure I.1 : poutrelles pour plancher terrasse inaccessible	178
Figure I.2 : poutrelles pour plancher à étage courant	178
Figure I.3 Plancher à corps creux	179
Figure I.4 Dimension de la poutrelle	179
Figure I.5 surfaces afférentes	183
Figure II.1 Evaluation des efforts tranchants	190
Figure II.2 ferrailage des poutrelles	210
Figure II.3 ferrailage de la dalle de compression	210
Figure III.1 : spectre de repense du RPA99V2003	214
Figure III. 2 : mode de déformation 1	216
Figure III. 3 : mode de déformation 2	216
Figure III. 4 : mode de déformation 3	217
Figure IV.1 : disposition du ferrailage des poteaux (40x40)	227
Figure IV.2 : vue en élévation du ferrailage des poteaux (40x40)	227
Figure IV.3 : ferrailage des poteaux (35x35)	228
Figure IV.4 : vue en élévation du ferrailage des poteaux (35x35)	228
Figure IV.5: ferrailage des poutres principales	235
Figure IV.6: ferrailage des poutres secondaires	237
Figure V.1 : vue en plan d'escaliers	238
Figure V.2 : vue en élévation d'escaliers	238
Figure V.3 : vue en 3D des escaliers	238
Figure V.4 : vue en 3D du type 1	239
Figure V.5 : schéma statique de la volée 1	239
Figure V.6 : schéma statique de la volée 2	240
Figure V.7 : schéma de ferrailage de la volée1	244
Figure V.8 : schéma de ferrailage de la volée2en travée	245
Figure V.9 : vue en 3D du type 2	249
Figure V.10 : schéma de ferrailage de la poutre palière	266
Figure V.11 : schéma de ferrailage de la volée2en travée	266
Figure V.12: schéma de ferrailage de poutre brisée	272
Figure VI.1 : semelle isolée sous poteau (40X40)	273
Figure VI.2 : ferrailage de la semelle	282
Figure VI.3 ferrailage des longrines	284

Liste des tableaux :

Partie A :

Tableau I.1 : Valeurs nominal de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers de construction.....	8
Tableau II.1 : valeurs du coefficient dynamique correspondant à la toiture.....	21
Tableau II.2 : valeurs du coefficient dynamique correspondant aux parois.....	22
Tableau II.3 : valeurs des coefficients C_r , C_e , et q_{dyn}	23
Tableau II.4 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de Paroi verticale.....	25
Tableau II.5 : valeurs de μ_p et de C_{pi} correspondant.....	27
Tableau II.6 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (Portes ouvertes).....	28
Tableau II.7 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (Portes fermées).....	28
Tableau II.8 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.....	29
Tableau II.9 : valeurs de μ_p et de C_{pi} correspondant.....	30
Tableau II.10 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de toiture (Portes ouvertes).....	30
Tableau II.11 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de toiture (Portes fermées).....	30
Tableau II.12 : valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi vertical.....	31
Tableau II.13 : valeurs de μ_p et C_{pi} correspondant.....	32
Tableau II.14 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (Portes ouvertes).....	32
Tableau II.15 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (Portes fermées)	33
Tableau II.16 : les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.....	34
Tableau II.17 : valeurs de μ_p et C_{pi} correspondant.....	35
Tableau II.18 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (Portes ouvertes).....	35
Tableau II.19 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (portes fermées).....	35
Tableau II.20 : valeurs de forces de frottement.....	36
Tableau III.1 : charges surcharge projetées.....	45
Tableau III.2 : combinaison d'actions.....	45
Tableau III.3 : combinaison d'actions.....	47
Tableau III.4 : combinaison d'actions.....	48

<i>Tableau III.5 : résultats du nouveau calcul des sollicitations</i>	52
<i>Tableau IV.6 : combinaison d'actions</i>	57
<i>Tableau III.7 : valeurs des moments de renversement</i>	57
<i>Tableau IV.8 : valeurs des forces sur les nœuds</i>	62
<i>Tableau III.9 : valeurs des efforts sur les différents éléments de la ferme</i>	63
<i>Tableau III.10 : section des éléments de la ferme</i>	71
<i>Tableau III.11 : poids de la ferme</i>	72
<i>Tableau IV.1 : dimensions des profilés des éléments secondaires</i>	90
<i>Tableau V.1 : réactions des potelets</i>	101
<i>Tableau VI.1 : Pénalité de vérification</i>	115
<i>Tableau VI.2 : pourcentage de la participation massique</i>	119
<i>Tableau.VI.3 : les combinaisons d'actions</i>	121
<i>Tableau.VI.4 : déplacements max à la situation durable</i>	122
<i>Tableau. VII.1 : la classe des éléments à vérifier</i>	124
<i>Tableau. VII.2 : vérification des éléments de la ferme</i>	124
<i>Tableau. VII.3: vérification des diagonales et les montants</i>	125
<i>Tableau. VII.4: vérification des bretelles</i>	125
<i>Tableau. VII.5: vérification des palées de stabilités</i>	126
<i>Tableau. VII.6:valeurs des sollicitations dans le poteau le plus sollicité</i>	126
<i>Tableau. VII.7: les profilés adoptées pour tous les éléments de la structure</i>	131
<i>Tableau VIII.1 : les efforts dans les éléments de la ferme</i>	132
<i>Tableau VIII.2 : l'épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué</i>	132
<i>Tableau VIII.3 : dimension des cordons de soudure</i>	134
<i>Tableau. X.1 : les sollicitations sous le poteau HEA 280</i>	154
<i>Tableau. X.2 : les sollicitations sous la semelle</i>	157
<i>Tableau. X.3 : vérification des contraintes dans le sol</i>	158
<i>Tableau. X.4 : les sollicitations sous la semelle</i>	159
<i>Tableau. X.5 : vérification des contraintes dans le sol</i>	160
<i>Tableau. X.6 : les armatures des semelles</i>	165
<i>Tableau XI.1 : vent sur la façade principale</i>	171
<i>Tableau XI.2 : vent sur la façade principale</i>	172
<i>Tableau XI.3 : vent sur la façade latérale2</i>	173
<i>Tableau XI.4 : vent sur la façade latérale2</i>	174
<i>Tableau XI.4 : réaction à la base de la structure sous le séisme</i>	175
<i>Tableau XI.6 : vérification au renversement de la structure</i>	176

Partie B :

Tableau I.1 : Estimation des charges sur plancher terrasse.....	180
Tableau I.2 : Estimation des charges sur plancher d'étage courant.....	180
Tableau II.1 : types de poutrelles.....	187
Tableau II.2 : moments sur la poutrelle de type 1(terrasse).....	191
Tableau II.3 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 1(terrasse).....	191
Tableau II.4 : moments sur la poutrelle de type 1(étage courant).....	192
Tableau II.5 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 1(étage courant).....	192
Tableau II.6 : moments sur la poutrelle de type 2(terrasse).....	193
Tableau II.7 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 2(terrasse).....	193
Tableau II.8 : moments sur la poutrelle de type 3(étage courant).....	193
Tableau II.9 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 3(étage courant).....	194
Tableau II.10 : moments sur la poutrelle de type 4(étage courant).....	194
Tableau II.11 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 4(étage courant).....	194
Tableau II.12 : Moments maximaux combinés à l'ELU et à l'ELS.....	195
Tableau II.13 : efforts tranchants maximaux combinés à l'ELU et à l'ELS.....	196
Tableau II.14 : ferrailage des poutrelles de la terrasse.....	201
Tableau II.15 : ferrailage des poutrelles de l'étage courant.....	202
Tableau II.16 : vérification des poutrelles à l'ELS.....	204
Tableau III.1 : Pénalité à retenir.....	213
Tableau III.2 : pourcentage de la masse participante.....	215
Tableau III.3 : combinaison d'action à prendre en considération.....	217
Tableau III.4 : déplacement horizontal de chaque niveau.....	218
Tableau III.5 : déplacements relatifs.....	219
Tableau IV.1 : ferrailage des poteaux exigé par le RPA99V2003.....	221
Tableau IV.2 : ferrailage longitudinal des poteaux.....	222
Tableau IV.3 : ferrailage transversal des poteaux.....	223
Tableau IV.4 : résultats de calcul de contrainte de compression du béton.....	226
Tableau IV.5 : résultats de calcul de contrainte tangentielle du béton.....	226
Tableau IV.6 : ferrailage longitudinale des poutres principales.....	230
Tableau IV.7 : vérification de la contrainte tangentielle de la poutre principale.....	232
Tableau IV.8 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	233
Tableau IV.9 : ferrailage longitudinale des poutres secondaires.....	236
Tableau IV.10 : ferrailage transversal des poutres secondaires.....	236
Tableau IV.11 : vérification de la condition de non fragilité et de la contrainte tangentielle..	236
Tableau IV.12 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	236
Tableau V.1 : charge sur volée.....	241
Tableau V.2 : charge sur palier.....	241

<i>Tableau V.3 : combinaison d'actions</i>	242
<i>Tableau V.4 : conclusion partielle</i>	247
<i>Tableau V.5 : Vérification des contraintes de compression dans le béton</i>	247
<i>Tableau V.6 : Vérification des exigences du BAEL91</i>	248
<i>Tableau V.7 : résultats de calculs des paramètres de la flèche</i>	249
<i>Tableau V.8 : ferrailage de la volée 1</i>	252
<i>Tableau V.9 : ferrailage de la volée2</i>	252
<i>Tableau V.10 : résultats de calculs de la contrainte de béton pour la volée 1</i>	255
<i>Tableau V.11 : résultats de calculs de la contrainte de béton pour la volée 2</i>	255
<i>Tableau V.12 : résultats de calculs de flèche de la volée 2</i>	256
<i>Tableau V.13 : ferrailage du palier de repos</i>	260
<i>Tableau V.14 : vérification de la contrainte de béton pour le palier de repos</i>	261
<i>Tableau V.15 : résultats de calculs de flèche pour le palier de repos</i>	262
<i>Tableau V.16 : ferrailage de la poutre palière</i>	264
<i>Tableau V.17 : ferrailage à la flexion de la poutre brisée</i>	269
<i>Tableau V.18 : résultats du nouveau calcul</i>	271
<i>Tableau V.19 : ferrailage à la torsion</i>	271
<i>Tableau VI.1 : sollicitations à la base du poteau (40X40)</i>	273
<i>Tableau. VI.2 : les sollicitations sous la semelle</i>	275
<i>Tableau.VI.3 : vérification des contraintes dans le sol</i>	276
<i>Tableau. VI.4 : les sollicitations sous la semelle. . .</i>	277
<i>Tableau. VI.5 : vérification des contraintes dans le sol . . .</i>	277
<i>Tableau. VI.6 : les armatures des semelles</i>	282

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 poissant (nu).
μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.

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

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Concevoir et construire se font avec des matériaux et chaque un d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique, et formel.

Matériaux de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, d'aménagement, l'acier peut être partout présent dans un édifice et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre.

Matériau isotrope, homogène, et ductile, il a un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, qui est base de loi de la résistance des matériaux.

Les ossatures métalliques sont généralement souples et constituée de barres élancées ou d'éléments minces. Ces caractéristiques doivent être toujours gardées à l'esprit lors de l'étude de la structure, les problèmes de flexibilités, voilement, diversement d'âme fléchie et flambement des éléments élancés sont déterminant dans la justification le dimensionnement de la structure métallique.

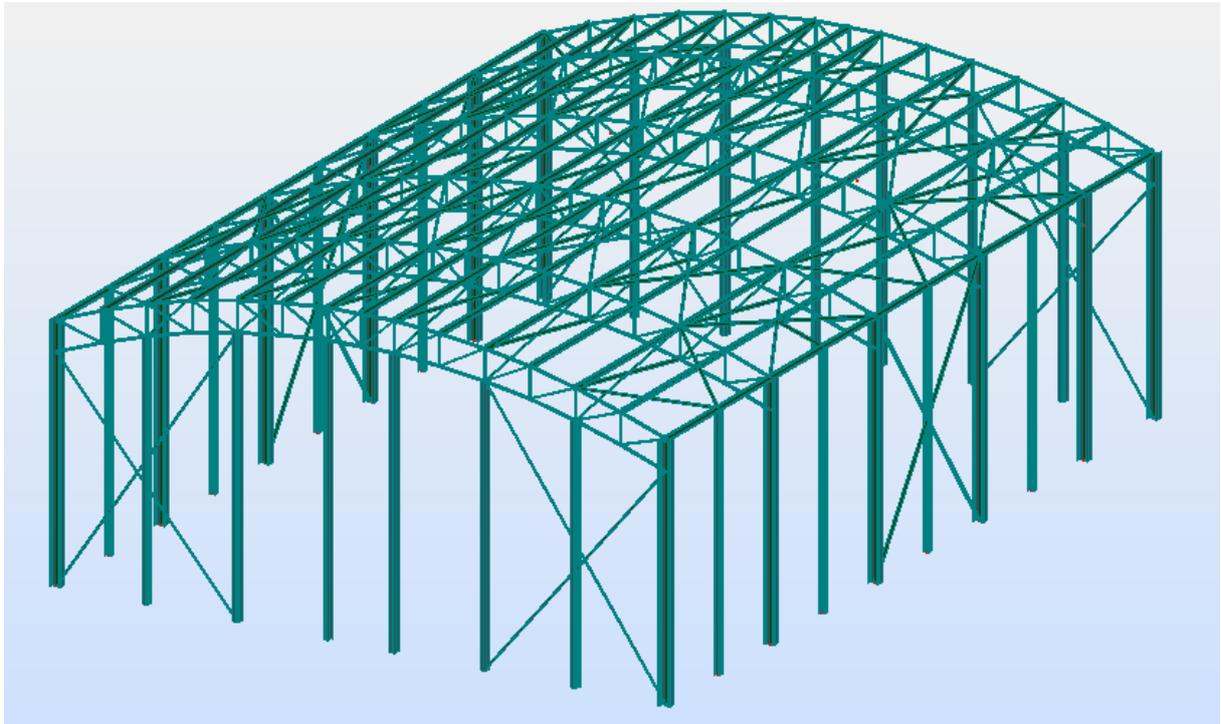
L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

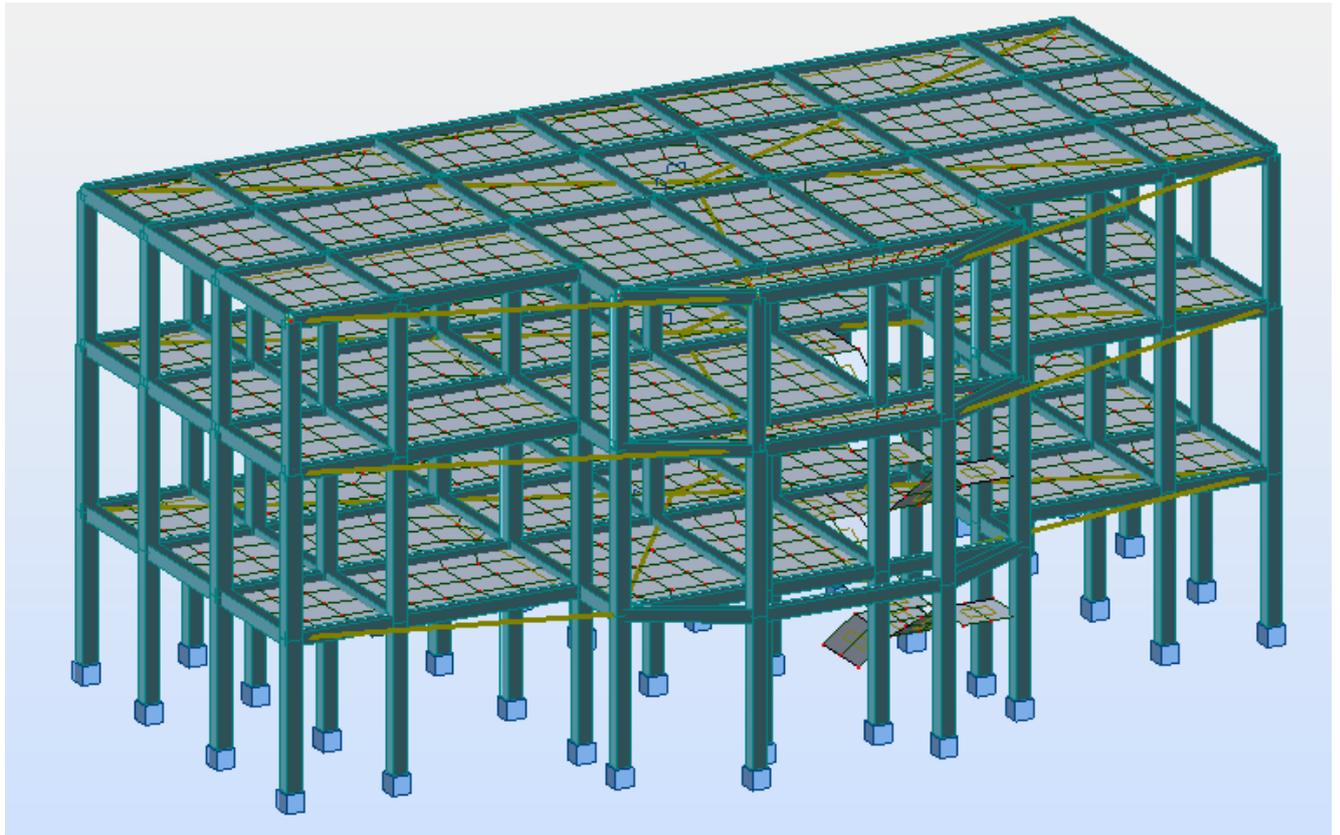
Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant nos cinq années de formation à travers l'étude de ce projet.

Nous allons diviser le travail en deux parties, où le choix d'une ossature métallique pour la salle omnisport à été dicté par des espaces importants et des trames très longues.

En deuxième partie nous aborderons l'étude du bloc administratif en béton armé

Introduction générale





Partie A

Chapitre I

Généralités

I. Introduction :

Notre projet consiste en étude d'une salle omnisport située à Guendouza commune d'Akbou wilaya de Béjaia, site classé en zone sismique IIa et de groupe d'usage 1B selon le RPA1999 version 2003.

Elle est composée de deux blocs :

- Ossature métallique abritant le terrain de jeu et gradins.
- Bloc en béton armé en RDC plus deux niveaux à usage multiple (bureaux administratifs, vestiaires sportifs, sanitaires...etc.).

Les deux blocs seront séparés par un joint sismique.

Notre travaille est partagé en deux parties :

- Partie A : étude de l'ossature en charpente métallique.
- Partie B : étude du bloc en R+2 en béton armé.

II. Caractéristique géométrique :

Les dimensions géométriques globales du projet sont de l'ordre de 37,30 m de longueur et de 28,00 m de largeurs.

II.1 Bloc en béton armé :

- Longueur totale 28.00 m.
- Largeur totale 16.00 m.
- Hauteur totale du bloc 13.18 m.
- Hauteur du RDC 4.08 m.
- Hauteur du niveau 1 4.42 m.
- Hauteur du niveau 2 4.08 m.
- Hauteur d'acrotère 0.60 m.

II.2 Ossature en charpente métallique :

- Longueur totale 28.00 m.
- Largeur totale 21.2 m.
- Hauteur total de l'ossature métallique 10.23 m.
- Les gradins (0.80/0.40) m.

III. Etude de sol :

D'après la conclusion du rapport de sol :

- Le projet est situé sur un terrain plat et stable.
- Le sous sol du site est constitué de remblais, terres végétales et alluvions grossières à matrice argilo-limoneuse-sableuse.
- La contrainte admissible $Q_{adm} = 1.8$ bars.
- Ancrage des fondations superficielles est de 1.5 m.
- Tassements résorbé au cours de la construction de l'ouvrage.
- Surélever la construction pour cause site inondable.
- Sol de faible agressivité d'où il n'y a pas lieu d'utiliser des ciments spéciaux.

IV. Ossature et stabilité de la structure :**IV.1 Bloc en béton armé :**

La structure sera en portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide.

IV.2 Ossature en charpente métallique :

Pour une salle de sport, le dégagement de l'espace à l'intérieur est une nécessité, ce qui nous conduit à l'utilisation d'une structure en charpente métallique, pour ses multiples avantages :

- Atteindre de grandes portées sans avoir recours à des appuis intermédiaires.
- La légèreté des toitures en charpente métallique par rapport aux différents autres planchers (plancher mixte, plancher à corps creux, plancher à dalles pleine).

Notre structure sera en poteaux poutres en profilés métallique contreventé par palées de stabilités centrées en croix de saint André.

V. Matériaux utilisés :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception, son dimensionnement que lors de son exécution. [I]

V.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable ; graviers ; pierres cassées...etc.), avec

un liant hydraulique (ciment) et de l'eau et éventuellement des adjuvants afin de modifier ses propriétés.

V.1.1 Composition du béton :

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

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

- ✓ 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 : constitué 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 ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grain que de petit. Les granulats doivent être durs, propre et non gélive. Ils sont obtenus par concassage de roche dure.
- ✓ L'eau de gâchage : c'est l'eau qui hydrate le liant et qui fait mouiller les granulats constituant le béton.
- ✓ Les adjuvants : sont des produits chimiques qu'on ajoute au béton pour modifier ses propriétés.

Pour les structures en béton, on cherche toujours les qualités suivantes :

- Résistance mécanique élevée 25~ 40 MPa.
- Etanchéités du béton (imperméabilité vis-à-vis d'eau).
- Durabilité.

V.1.2 Caractéristique physique et mécanique du béton :

a) Masse volumique :

- masse volumique d'un béton à granulats courant → 2200~2400 Kg/m^3 ;
- masse volumique d'un béton à granulats légers → 700~1500 Kg/m^3 ;
- masse volumique d'un béton à granulats lourds → 3500~4000 Kg/m^3 ;

- masse volumique d'un béton armé $\rightarrow 2500 \text{ Kg/m}^3$;

b) Résistance à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée sur des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après conservation dans des conditions définies par la norme NFP.18-404.

La loi de variation de la résistance du béton, sur tout au jeune âge (avant 28 jours) est une donnée très importante, car elle gouverne le délai de décoffrage des éléments.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées suivant les règles du BAEL 91, qui nous donne pour un âge inférieur à 28 jours et pour un béton non traité thermiquement :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

c) Résistance à la traction :

Les bétons sont en général caractérisés par leur résistance à la compression mais leur résistance à traction joue aussi un rôle important dans leur comportement mécanique ; c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence. La résistance à traction selon les règles du BAEL 91 en fonction de la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

V.1.3 Déformations instantanés et différés du béton :

a) **Le retrait :** dès sa prise, le béton est sujet au retrait, raccourcissement naturel dû essentiellement à l'évaporation de l'excédant d'eau de gâchage, non combiné au ciment.

b) Le fluage :

Le fluage correspond à un raccourcissement croissant dans le temps sous contrainte constante. Une pièce en béton soumise à la compression se raccourcit à la mise en application de la charge d'une certaine valeur qu'on appelle raccourcissement élastique instantané.

Mais dans le temps, la pièce continue à se déformer pour atteindre, au bout quelques années un limite qui est de l'ordre du triple de la déformation initial.

V.1.4 Courbe contrainte déformation du béton :

La courbe contrainte-déformation d'une éprouvette de béton soumise à une compression uni-axiale présente l'allure ci-dessous.

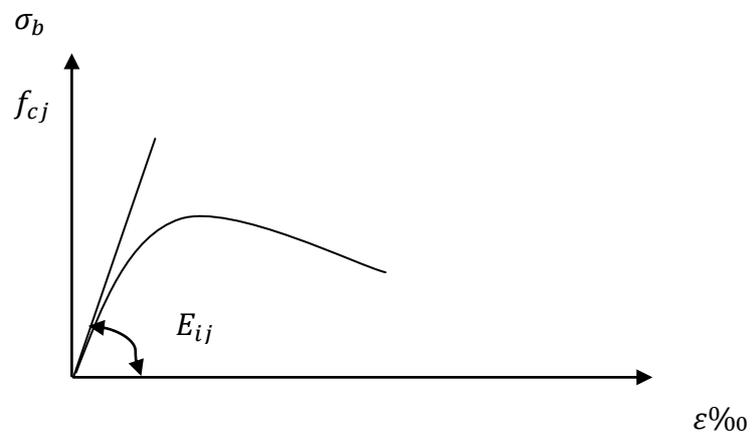


Figure I.1 : diagramme contrainte-déformation du béton pour une compression uni-axiale

Les déformations instantanées peuvent être calculées à l'aide du module E_{ij} déterminé à partir de sa résistance à la compression f_{cj} par la relation :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

Ainsi de même pour le module de déformation différée E_{vj} donné en fonction de la résistance à la compression f_{cj} par la relation suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

Le coefficient de poisson est donné :

$\mu = 0$ Pour le calcul des sollicitations.

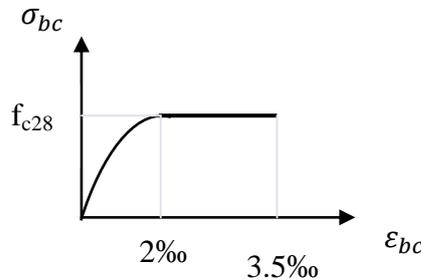
$\mu = 0.2$ Pour le calcul de déformation.

V.1.5 Diagramme contrainte-déformation de calcul :

a) *ELU* :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} < 2$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} < 3.5$$



$$0 \leq \sigma_{bc} < f_{bu}$$

$$\sigma_{bc} = f_{bu}$$

Figure I.2: diagramme contrainte-déformation à l'ELU

b) *ELS* :

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation de l'acier.

n coefficient d'équivalence acier-béton donné :

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

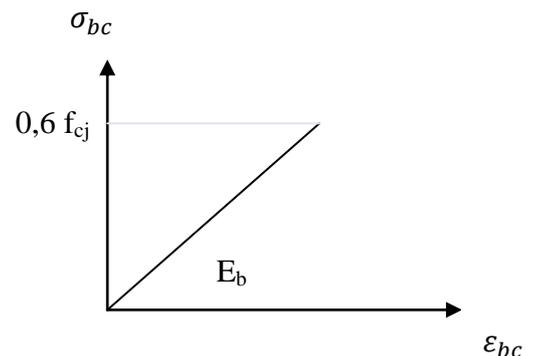


Figure I.3 : diagramme contrainte-déformation à l'ELS

V.1.6 Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :

a) l'ELU :

- ✓ Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ → En flexion.

$\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ → En compression simple.

- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots) (figure).

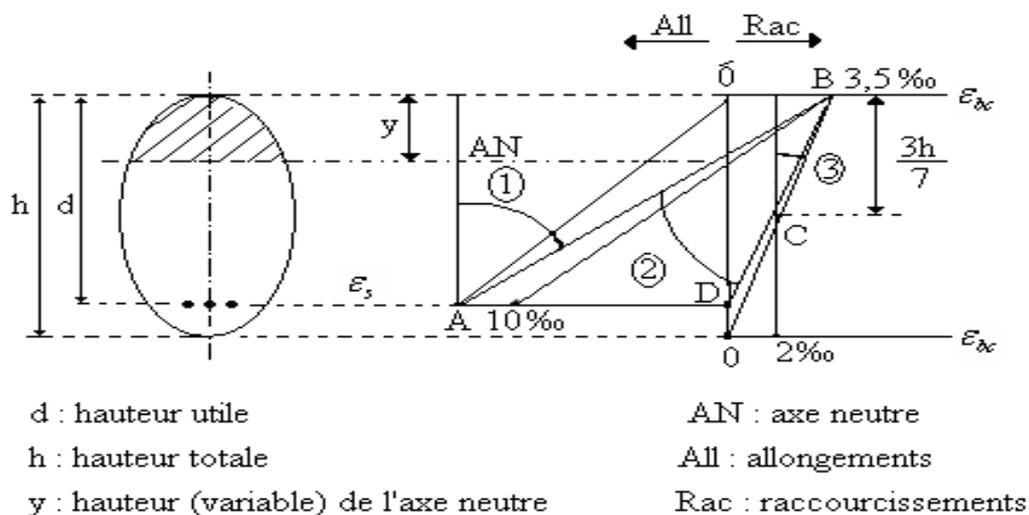


Figure I.4 : règles des trois pivots

Le diagramme passe par :

- Le pivot A si $y \leq 0.2593.d$
- Le pivot B si $0.2593.d \leq y \leq h$
- Le pivot C si $y \geq h$

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton).

ϵ_s La déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier)

As : armature longitudinales dans la zone comprimée.

Y : position de l'axe neutre par rapport a la fibre la plus comprimée du béton.

V.2 L'acier :

C'est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en atelier et dont les éléments arrivent sur le chantier prêts à être montés et associés à d'autres matériaux.

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone (inférieur à 1%), qui sont extrait de matière première naturel.

L'acier est généralement obtenu par une opération de deux phases :

Phase1 : obtention de la fonte à plus de 1% de carbone

Phase2 : conversion de la fonte liquide en acier à une température de 1500°C sous insufflation d'oxygène.

Il résulte : l'obtention d'acier avec un taux de carbone réduit.

V.2.1 propriétés de l'acier :

La résistance :

Selon l'Eurocode3 les valeurs des contraintes limite élastique et ultime sont données dans le tableau ci-dessous pour chaque nuance d'acier.

Valeurs nominal de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers de construction conformes EN10025 ou prEN10113				
Nuance d'acier	Épaisseur t en mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025				
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	235	490
prEN10113				
Fe E275	275	390	255	370
Fe E355	355	490	335	470

Tableau I.1 : Valeurs nominal de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers de construction

Dans notre projet on utilisera des aciers de nuance S235 avec :

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

$$f_u = 360 \text{ MPa} ;$$

La ductilité :

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

D'après l'Eurocode 2 article 3.2.4.2, l'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{- Le rapport } \frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 \text{ Haute ductilité} \\ 1.05 \text{ Ductilité normale} \end{cases}$$

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

$$(\epsilon_u \geq 20 * \epsilon_y)$$

V.2.2 Autres propriétés :

- 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 : $\alpha = 12 * 10^{-6}$ (à 20 °C)
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- La température de fusion : $1300^\circ\text{C} < T_f < 1550^\circ\text{C}$
- Conductivité thermique et électrique.

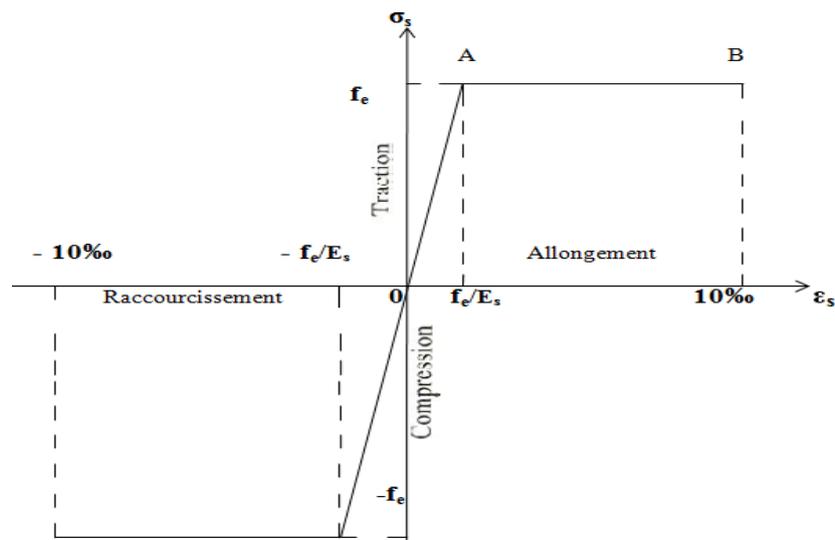
Diagramme contrainte-déformation de l'acier :

Figure I.5 : diagramme contraintes-déformations des aciers de construction.

VI. Règlements à utilisés :

Pour l'étude de notre projet, on a utilisé les règlements techniques suivants :

- RNV A99 : pour toute l'étude climatique.
- CCM97 et Eurocode 3 pour l'étude des ossatures et éléments en construction métalliques.
- PRA 99 version 2003 : pour l'étude sismique, et exigences de ce document.
- DTR B.C2.2 : pour charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- CBA 93 et BAEL 91 : pour la structure et éléments en béton armé.

VII. Les actions :**VII.1 Définition :**

Les actions sont des forces et des couples appliqués (action directe) à la structure ou les déformations imposées (action indirecte) par les effets thermiques ou par les déplacements des appuis.

VII.2 Actions permanentes :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteur, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que :

- accessoires de pose.
- plafond, sol, enduit et toutes formes de revêtement.
- Poids propres de toutes les superstructures (bacs-aciers; dalles béton, couvertures, bardages, vitrages ...etc.).
- Les poussées, et les pressions des terres.

VII.3 Action variable :

Les charges d'exploitations sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constitue ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et au personne et pour un mode normal d'occupation. En pratique toute fois, certain équipements fixes légers peuvent être incluse dans les valeurs fixées pour les charges d'exploitations.

Et elles comprennent :

- Les charges résultantes du fonctionnement des équipements.
- Des charges de produits stockés dans les bâtiments de stockage.
- Les surcharges d'exploitations sur les planchers des bâtiments.
- Les charges mobiles des ponts roulants.
- Les charges appliquées au cours de l'exécution.

VII.4 Actions climatiques :**VII.4.1. action de la neige :**

La neige peut se déposer sur une toiture de nombreuses manières différentes suivant la forme de la toiture, ses propriétés thermiques, la rugosité de sa surface, l'importance de la quantité de chaleur engendrée sous la toiture, la proximité de bâtiments voisins, les caractéristiques du terrain environnant et celles des conditions météorologiques locales, en particulier l'importance des vents, les variations de température et la fréquence des précipitations (pluie ou neige). Par ailleurs, les dépôts de neige peuvent résulter d'une accumulation provenant de différentes directions ou d'une ou plusieurs chutes de neige au cours d'un même épisode climatique.

VII.4.2. Action du vent :

Les actions exercées par le vent varient en fonction du temps. Elles s'appliquent directement sur les parois extérieures des constructions fermées et, du fait de la porosité de ces parois extérieures, elles agissent indirectement sur les parois intérieures. Elles peuvent aussi affecter directement les parements internes des constructions ouvertes. Des pressions s'exercent sur les parois, produisant des efforts perpendiculaires aux parois de la structure ou des éléments de façade individuels. De plus, lorsque des parois de grande surface sont balayées par le vent, des forces de frottement non négligeables peuvent se développer tangentiellement à la surface.

Elle est fonction :

- de la vitesse du vent.
- de la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- de l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent.
- des dimensions de l'élément considéré.
- de la forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

VII.4.3. Action de la variation de la température :

A titre transitoire et à défaut de justification plus précise, on adopte pour les constructions situés à l'air libre les variations uniforme de température suivantes :

- | | |
|---------------------------------------|----------------|
| - en Algérie du nord (climat tempéré) | +35°C et -15°C |
| - pour le proche et le moyen sud | +45°C et -20°C |
| - pour l'extrême sud | +50°C et -30°C |

Les déformations linéaire à considérer, entre les températures moyenne au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entres +10°C et +25°C) et les températures extrêmes peuvent être évalué on admettant un coefficient de dilatation de l'acier égale à 12.10^{-6} par °C.

VII.5 Actions accidentelles :

Les séismes : selon le RPA, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

VIII. Combinaison d'actions :**VIII.1. Etat limite ultime :****VIII.1.1. Situation durable et transitoire :**

Les situations durables représentent la structure dans les conditions normales d'exploitation alors que les situations transitoires rendent compte de toutes les phases de construction ou de maintenance.

- a) Combinaison avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1.5Q_{k,max}$$

- b) Combinaison avec prise en compte de toutes les actions variables :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1.35 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

VIII-1-2 situation accidentelle :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de calcul aux états limite. Selon le RPA les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et les déformations de calcul sont :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + E^2$$

$$\sum_j 0.8G_{k,j} \pm E$$

Pour les poteaux dans les ossatures autostables, la combinaison $\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + E$ est remplacée par la combinaison suivante :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + 1.2E$$

VIII-3 état limite de service :

- a) Combinaison avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1}$$

- b) Combinaison avec prise en compte de toutes les actions variables défavorable :

$$\sum_j G_{k,j} + 0.9 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

Avec :

$G_{k,j}$: valeur caractéristique de l'action permanent j.

$Q_{k,1}$: valeur caractéristique de l'action variable.

$Q_{k,i}$: valeur caractéristique de l'action variable d'accompagnement j.

$\gamma_{G,j}$: coefficient partiel de sécurité appliqué a l'action permanente $G_{k,j}$.

$\gamma_{k,i}$: coefficient partiel de sécurité appliqué a l'action variable $Q_{k,i}$.

Chapitre II

Etude climatique

I. Action de la neige :

En se référant au RNV A99, la charge caractéristique de la neige S par unité de surface en projection horizontal de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule (1) de la partie I du RNV A99 :

$$S = \mu \times S_k \quad [KN/m^2] \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

S_k : est la charge de la neige sur le sol donnée par le paragraphe 4 de la 1^{er} partie du RNV A99, qui est en fonction de l'altitude (H) et de la zone de neige. Donnée en $[KN/m^2]$.

μ : Appelé coefficient de forme, c'est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, donné par le paragraphe (6) de la 1^{ère} partie du RNV A99.

I.1. Calcul de la charge de la neige sur le sol :

En se référant à la carte de zonage de neige en Algérie, la wilaya de Bejaia est classée en zone A, d'où :

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

Avec :

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

Pour notre cas : l'altitude $H = 170$ m.

$$S_k = 0.269 \text{ KN/m}^2.$$

I.2. Neige sur la toiture :

En se référant à l'article 6.5 de la 1^{ère} partie du RNV A99, des accumulations de neige peuvent se produire ; car la toiture présente un obstacle due au bloc en béton armé adjacent.

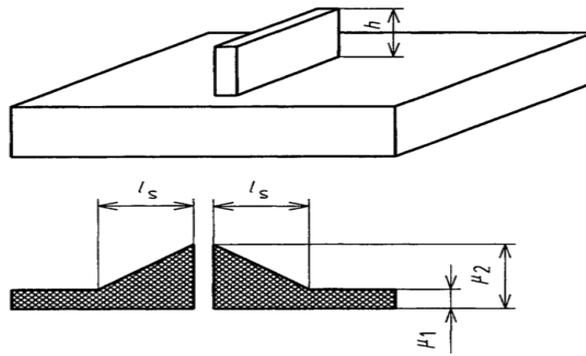


Figure II.1 : coefficients de formes au droit des obstacles.

On a :

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 2h/S_k$$

$$l_s = 2 \times h$$

Avec :

h : est la hauteur de l'obstacle. (4.68 m)

μ_2 : est compris entre 0.8 et 2

l_s : est limité entre 5m et 15 m.

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_2 = 2 \times 4.68/0.269 = 34.795$$

$$l_s = 9.36 \text{ m}$$

Dans ce cas, On prend $\mu_2 = 2$

$$S_1 = \mu_1 \times s_k = 0.215$$

$$S_2 = \mu_2 \times s_k = 0.538$$

Avec: $S = \max (S_1; S_2)$

D'où la charge de la neige à prendre en considération est : $S=0.538 \text{ KN/m}^2$

II. Action du vent :

L'action du vent sur les structures métalliques peut lui apporté préjudice et par fois ce vent peut être fatal à la structure, une étude minutieuse et approfondie s'avère nécessaire pour la détermination des différents actions dues au vent, et ce calcul sera fait séparément pour chacune des directions perpendiculaire aux différents parois de la structure conformément au règlement RNV A99.

Les valeurs des pressions exercées par le vent dépendent des facteurs suivants :

- La région.
- Le site d'implantation.
- la hauteur de la structure.
- la forme géométrique de l'ouvrage.
- la rigidité de la structure.
- la forme de la toiture.

En général, selon le sens du vent et l'état des ouvertures, neuf cas sont envisageable :

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

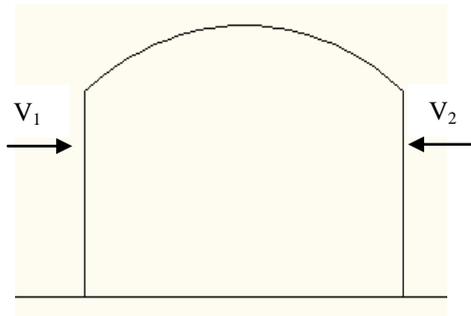


Figure II.3 : vent sur long pan de la salle

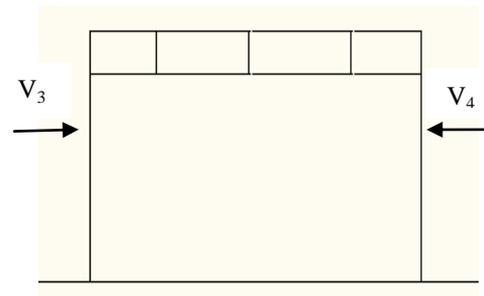


Figure II.4: vent sur pignon de la salle

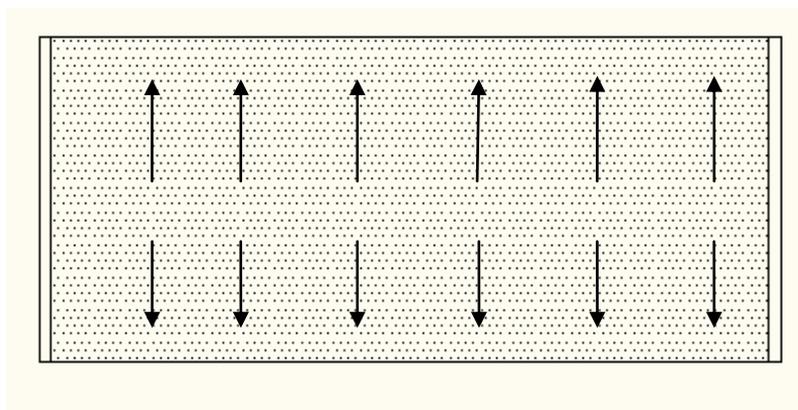


Figure II.5 vent sur la toiture de

II.1. Les coefficients de calcul :

1) Effet de la région (q_{ref}):

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

Pour notre cas, on a une structure permanente dont la durée d'utilisation est supérieur à 5 ans, d'après le DTR C 2-4.7 (RNV A99), la structure sera implanté dans la zone I, dont la pression de référence est : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ donnée par le tableau 2.3 (chapitre 2.RNV A99).

2) Effet du site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$) :

Selon le chapitre 2 du RNV A99, les terrains sont classées en quatre catégories de (I à IV), elles influent sur les couloires d'écoulement du vent et sur l'effet venturi. La structure sera implantée dans une zone urbaine (catégorie III).

D'où :

{	Le facteur du terrain : $K_T = 0.22$	(Tableau 2.4 chapitre II du RNV A99)
	Le paramètre de rugosité : $Z_0 = 0.3\text{m}$	
	La hauteur minimale : $Z_{min} = 8\text{m}$	
	Le coefficient : $\varepsilon = 0.37$	

3) Coefficient topographique (C_t) :

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

D'après le tableau 2.5 chapitre 2 de RNV A99, le site est entouré de collines, la valeur de est : $C_t(Z)=1.15$.

4) Coefficient dynamique (C_d) :

Le coefficient dynamique C_d est calculé pour tenir compte les effets d'amplification dus aux turbulences. Sa valeur est tirée à partir de l'abaque donnée par les figures 3.1 à 3.7 (chapitre 3 du RNV A99).

Ces abaques s'appliquent pour des bâtiments ou cheminées de moins de 200 m de hauteur. Pour les valeurs intermédiaires, il est nécessaire d'utiliser l'interpolation ou l'extrapolation. Et dans le cas où la valeur de C_d est supérieure à 1.2, et pour d'autres types de constructions (structure en treillis), il convient d'utiliser l'annexe 4 du RNV A99.

Le coefficient dynamique C_d est déterminé en fonction de la hauteur totale de la construction « h », et la dimension horizontale perpendiculaire a la direction du vent prise à la base de la structure « b ».

La valeur du coefficient dynamique est donnée par la figure 3.2 (chapitre 3 du RNV A99), et on a la hauteur total de la salle est 10.23m, et le vent frappe la structure sur trois façades ($F_s ; F_{11} ; F_{12}$) car la quatrième façade (façade principale) est couverte par le bloc en béton armé, telle qu'elle est montrer dans la figure (II.6). De plus la structure présente une symétrie, et elle a les mêmes ouvertures sur ces deux façades latérales, alors on prend deux directions V1etV2 ou V1et V3 dans nous calculs.

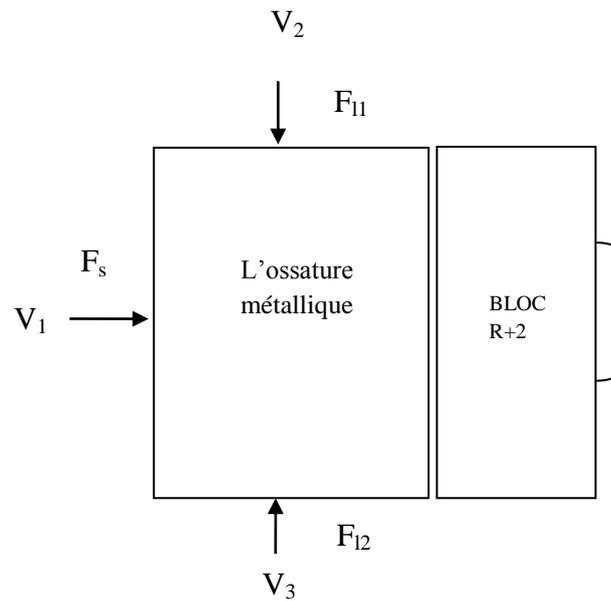


Figure II.6 : les principales directions du vent.

Avec :

F_s : façade secondaire.

F_{11} : façade latérale 1.

F_{12} : façade latérale 2.

Les valeurs du coefficient dynamique C_d sont données dans les tableaux II.1 et II.2 pour la toiture et les différentes parois respectivement :

a) La toiture :

Direction du vent	h (m)	b (m)	C_d
V_1	10.23	28	0.91
V_2	10.23	21.20	0.92
V_3	10.23	21.20	0.92

Tableau II.1 : valeurs du coefficient dynamique correspondant à la toiture.

b) Les parois :

Direction du vent	h (m)	b (m)	C_d
V_1	10.23	28	0.91
V_2	10.23	21.20	0.92
V_3	10.23	21.20	0.92

*Tableau II.2 : valeurs du coefficient dynamique correspondant aux parois***5) La pression dynamique (q_{dyn}):**

Pour vérifier la stabilité d'ensemble et le dimensionnement des éléments de la structure, on calculera la pression dynamique (q_{dyn}) en subdivisant le maître-couple en éléments de surface « j » horizontaux de hauteur « h_i » telle qu'il est indiqué en chapitre 3 du RNV A99 et donner par la formule (2.11) du même chapitre.

$$n = E \left[\frac{h}{3} \right] \quad \text{Soit} \quad h_i = h/3$$

Avec :

n : nombre d'éléments de surface.

h : hauteur total de la construction.

h_i : hauteur de chaque élément de surface.

E : désigne la partie entière d'un nombre.

Dans notre cas, on a une hauteur de 10.23 m d'où : $n = 3$; $h_i = 3.41$ m ;

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface « j », pour une structure permanente est donnée par la formule (2.12) du chapitre 3 du RNV A99.

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times c_e(Z_j)$$

6) Le coefficient d'exposition au vent « $C_e(Z)$ » :

Le coefficient d'exposition au vent tien compte des effets suivant :

- de la rugosité du terrain.
- La topographie du site.
- La hauteur de la structure.
- La nature turbulente du vent.

La structure est peut sensible aux excitations dynamiques car $C_d < 1.2$.

Le coefficient « $C_e(Z)$ » est donné par la formule (2.13) du chapitre III de l’RNV A99 :

$$c_e(Z) = c_t(Z)^2 \times c_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{c_t(Z) \times c_r(Z)} \right]$$

7) Le coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité C_r traduit l’influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la formule (2.15) du chapitre 3 de l’RNV A99 :

$$\begin{cases} c_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ c_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \text{ Pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

✓ **Calcul numérique des coefficients C_r , C_e et q_{dyn} en fonction de Z_i :**

Z_i (m)	C_r	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
1.705	0.722	1.968	738
5.115	0.722	1.968	738
10.23	0.776	2.170	813.75

Tableau II.3 : valeurs des coefficients C_r , C_e , et q_{dyn} .

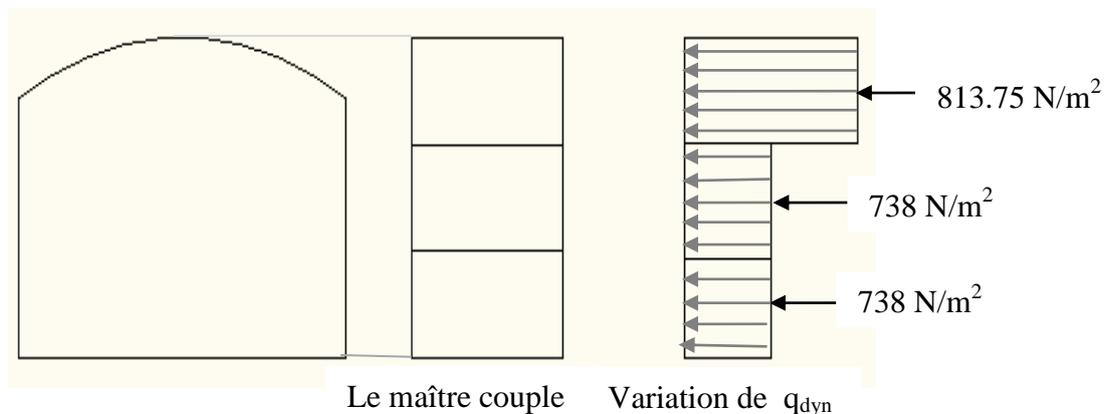


Figure II.7 : schéma de la variation de q_{dyn} sur la structure

II.2. Détermination des pressions extérieures C_{pe} et intérieur C_{pi} :

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces. Ces pressions peuvent être positives « surpression » ou négatives « dépression », et on distingue deux types de pressions : pression extérieure et pression intérieure au bâtiment.

Pour une direction donnée du vent, les faces de la construction situées du côté du vent sont dites « au vent », les autres y compris pour lesquelles le vent est rasant, sont dites « sous vent ».

II.2.1 Directions du vent :

Dans notre projet on se limitera aux calculs de deux directions V1 et V2 ou V3, car on a deux façades identique qui présente les ouvertures selon les deux directions V2 et V3.

a) Direction du vent V1 :**a.1) Sur paroi vertical :**

On détermine les différentes zones de pressions, en se référant à la figure (5.1) du chapitre 5 du RNV A99. Et pour les valeurs des coefficients C_{pe} au tableau (5.1) du même chapitre.

- Zones de pression :

Dans notre cas on a :

$$b = 28\text{m} \quad d = 21.20 \text{ m} \quad h = 10.23 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2h) ;$$

$$e = \min (28 ; 2 \times 10.23) = 20.46 \text{ m.}$$

$$e < d \quad \text{et} \quad e/5 = 4.092 \text{ m.}$$

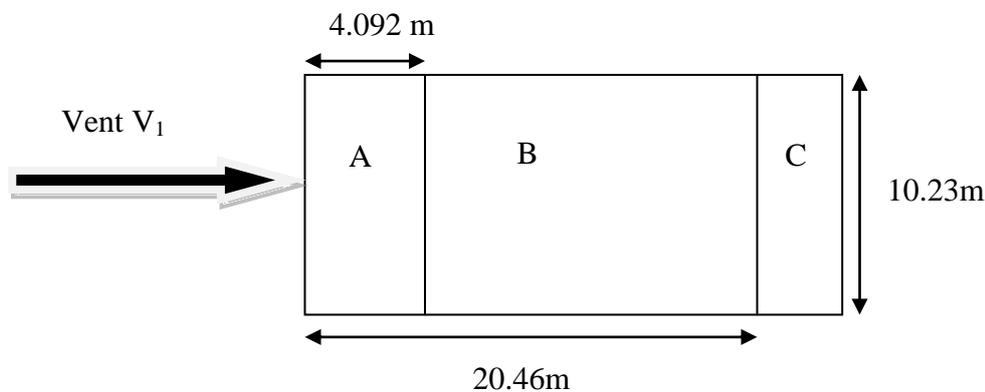


Figure II.8 : vue en élévation.

- **Les coefficients de pression extérieure :**

Ils dépendent de la dimension de la surface chargée ; et ils sont définis pour les éléments chargés de 1 m² et 10 m² notés respectivement $C_{pe, 1}$ et $C_{pe, 10}$.

Pour les constructions à base rectangulaire, C_{pe} s'obtient dès formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe, 1} && \text{si } S \leq 1\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe, 1} + (C_{pe, 10} - C_{pe, 1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe, 10} && \text{si } S \geq 10\text{m}^2
 \end{aligned}$$

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

Toutes les surfaces de la paroi de l'ossature sont supérieures à 10m² d'où $C_{pe} = C_{pe, 10}$.

Les zones de pression et les valeurs des coefficients de pression de ces zones sont donnés par le tableau (5.1) chapitre 5 du RNV A99 :

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

Tableau II.3 : les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale.

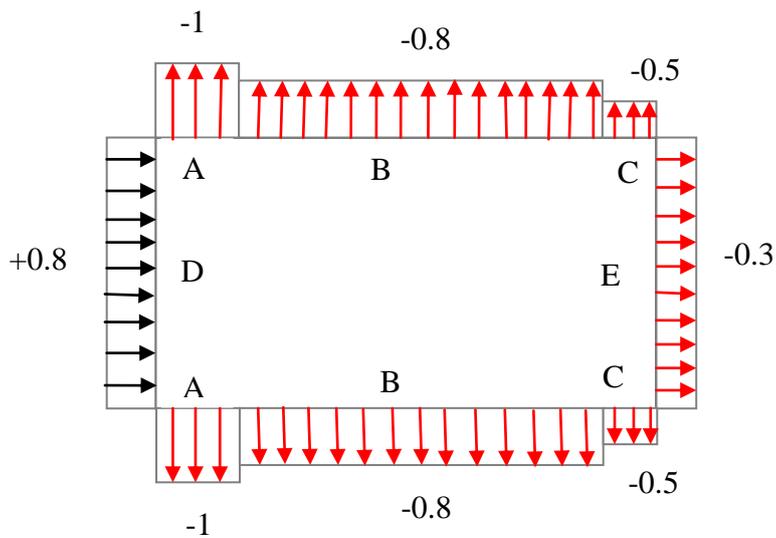


Figure II.9: légende pour les parois verticales.

- **Coefficient de pression intérieure C_{pi} :**

Les coefficients de pression intérieure C_{pi} du bâtiment sans cloison intérieure ce qui est notre cas est donné par la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

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

• **Calcul des surfaces des ouvertures :**

Façade secondaire F_s :

$$S = 5 \times (1.55 \times 1.80)$$

$$S = 13.95 \text{ m}^2.$$

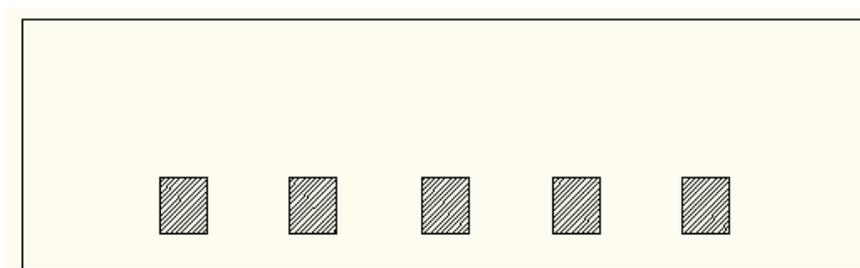


Figure II.10 : surface des ouvertures sur la façade secondaire

Façade latérale 1 F_{11} :

$$S=9 \times (1.80 \times 0.6).$$

$$S=9.72 \text{ m}^2.$$

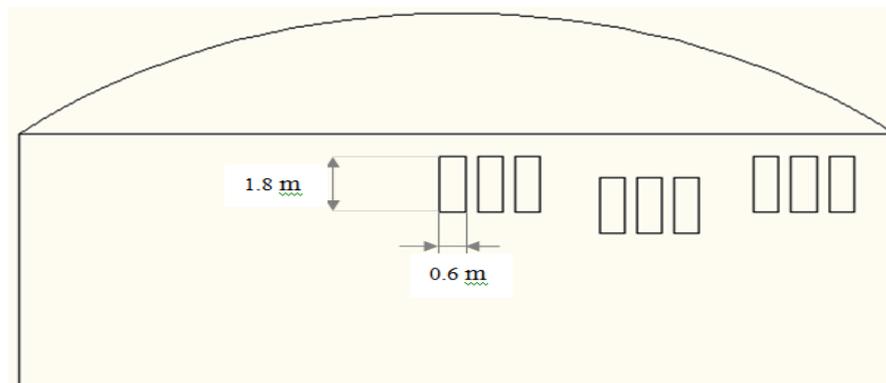


Figure II.11 : surface des ouvertures sur la façade latérale 1.

Façade latérale 2 F_{12} :

$$S=9 \times (1.80 \times 0.6).$$

$$S=9.72 \text{ m}^2.$$

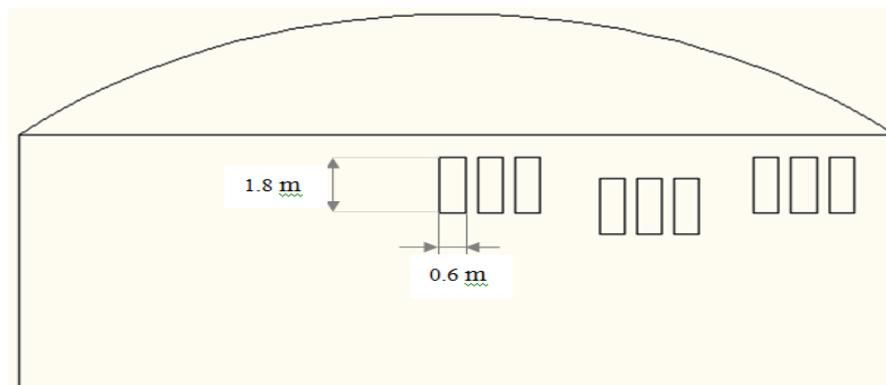


Figure II.12 : surface des ouvertures sur la façade latérale 2.

- **Calcul du coefficient de perméabilité :**

	μ_p	C_{pi}
Portes ouvertes.	0.58	0.1
Portes fermées.	0	0.8

Tableau II.4 : valeurs de μ_p et de C_{pi} correspondant.

- **Détermination de la pression due au vent :**

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

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

Avec :

$W(z_j)$ la pression nette exercée sur un élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j et donnée par la formule 2.2 du chapitre 1 du RNV A99.

$$W(z_j) = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

1^{er} cas : portes ouvertes :

Zones	C_d	$q_{dyn} (\text{N/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (\text{N/m}^2)$	$q_j (\text{N/m}^2)$
A	0.91	738	-1	0.1	-1.1	-811.8	-738.738
B	0.91	738	-0.8	0.1	-0.9	-664.2	-604.422
C	0.91	738	-0.5	0.1	-0.6	-442.8	-402.948
D	0.91	738	+0.8	0.1	0.7	516.6	470.160
E	0.91	738	-0.3	0.1	0.7	-295.2	-268.632

Tableau II.5 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (portes ouvertes)

2^{ème} cas : portes fermées :

Zones	C_d	$q_{dyn} (\text{N/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (\text{N/m}^2)$	$q_j (\text{N/m}^2)$
A	0.91	738	-1	0.8	-1.8	-1328.4	-1208.844
B	0.91	738	-0.8	0.8	-1.6	-1180.8	-1074.528
C	0.91	738	-0.5	0.8	-1.3	-959.4	-873.054
D	0.91	738	+0.8	0.8	0	0	0
E	0.91	738	-0.3	0.8	-1.1	-811.8	-738.738

Tableau II.6 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (portes fermées)

a.2) Pour la toiture :

On a une toiture sous forme d'une voute (en arc) de base rectangulaire, pour le calcul des coefficients de pression on se refait à la figure 5.8.c du chapitre 5 du RNV A99.

- **Zone de pression :**

Pour un vent perpendiculaire sur long pan, le RNV A99 recommande de diviser la toiture en trois zones de pression (la figure 5.8.b du chapitre 5 du RNV A99) :

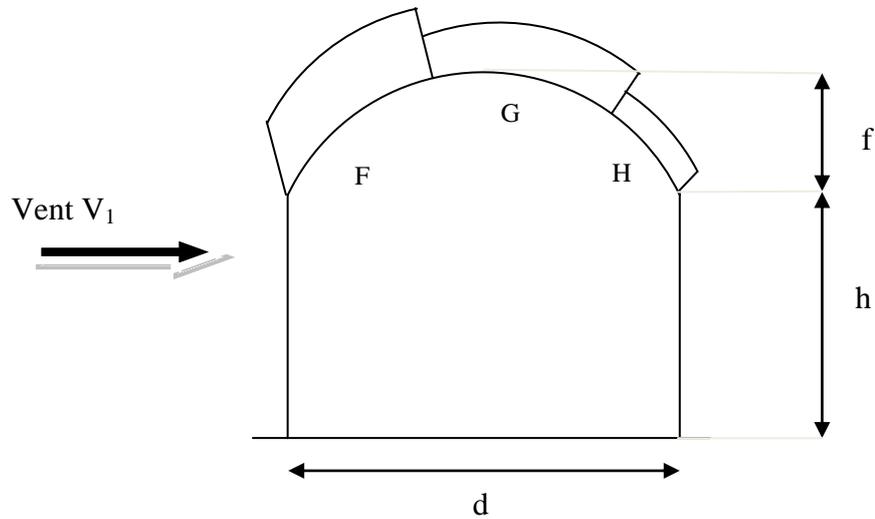


Figure II.13 : légende pour la toiture.

Avec :

F,G, et H sont des zones de dépressions.

h : la hauteur de la paroi vertical (h=8.20 m) ;

f : naissance de la voute (f = 2.03 m) ;

d : la largeur de la salle (d= 21.20 m) ;

- **Coefficient de pression extérieur :**

$$h/d = 0.386 \quad \text{et} \quad f/d = 0.095.$$

On a :

$0 < h/d < 0.5$, alors, la valeur de C_{pe} s'obtient par interpolation linéaire.

Et les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau suivant :

zones	F	G	H
C_{pe}	-1.18	-0.8	-0.41

Tableau II.7 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.

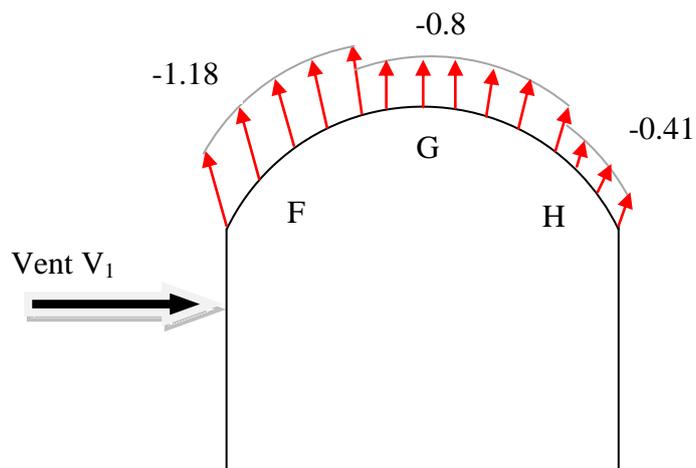


Figure II.14 : coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.

- Coefficient de pression intérieur :

	μ_p	C_{pi}
Portes ouvertes.	0.58	0.1
Portes fermées.	0	0.8

Tableau II.8 : valeurs de μ_p et de C_{pi} correspondant.

- Détermination de la pression due au vent :

1^{er} cas : portes ouvertes :

Zones	C_d	$q_{dvn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_i (N/m^2)$	$q_i (N/m^2)$
F	0.91	813.75	-1.18	0.1	-1.28	-1041.6	-947.856
G	0.91	813.75	-0.8	0.1	-0.9	-732.375	-666.461
H	0.91	813.75	-0.41	0.1	-0.51	-415.012	-377.661

Tableau II.9 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de toiture
(Portes ouvertes)

2^{ème} cas : portes fermées :

Zones	C_d	$q_{dvn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_i (N/m^2)$	$q_i (N/m^2)$
F	0.91	813.75	-1.18	0.8	-1.98	-1611.225	-1466.214
G	0.91	813.75	-0.8	0.8	-1.6	-1302	-1184.82
H	0.91	813.75	-0.41	0.8	-1.21	-984.637	-896.020

Tableau II.10 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de toiture
(Portes fermées)

b) Direction du vent V2 (ou V3) :**b.1) Sur paroi vertical :****- Zone de pression :**

On a : $b = 21.20 \text{ m}$; $d = 28 \text{ m}$; $h = 10.23$;

$e = \min [21.20 ; 2 \times h] = 20.46 \text{ m}$

$e < d$ et $e/5 = 4.092 \text{ m}$.

En se référant à la figure (5.1) du chapitre 5 du RNV A99 les zones de pression seront comme suit :

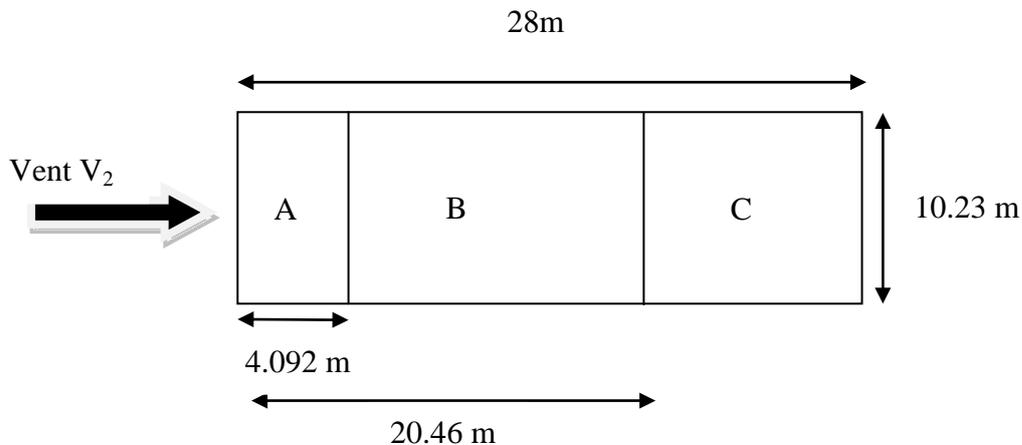


Figure II.15 : vue en élévation.

- Coefficient de pression extérieur :

Toutes les surfaces des zones de la paroi sont supérieures à 10 m^2 d'où $C_{pe} = C_{pe, 10}$.

Les valeurs du coefficient de pression C_{pe} sont données par le tableau (5.1) du chapitre 5 du RNV A 99 :

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

Tableau II.11 : valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi vertical.

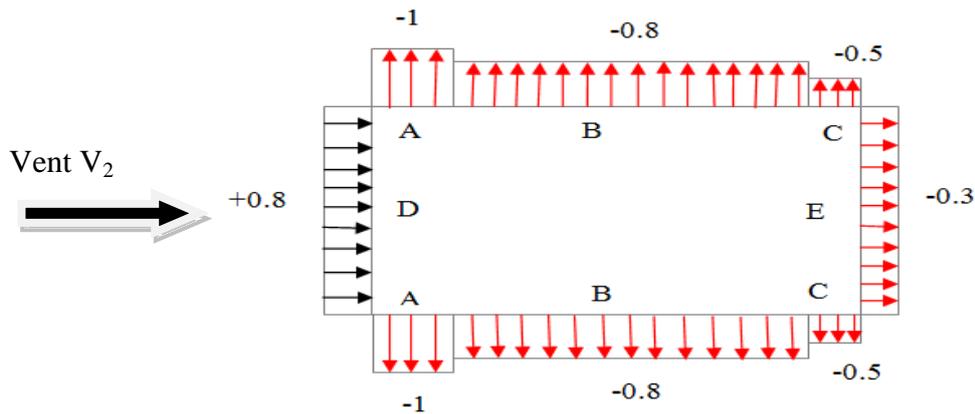


Figure II.16 : légende pour les parois verticales.

- Coefficient de pression intérieur :

En se référant à la figure 5.15 du chapitre 5 du RNV A99, on obtient les valeurs de C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

	μ_p	C_{pi}
Portes ouvertes.	0.708	-0.2
Portes fermées.	0	0.8

Tableau II.12 : valeurs de μ_p et C_{pi} correspondant.

- Détermination de la pression due au vent q_j :

1^{er} cas : portes ouvertes :

Zones	C_d	$q_{dvn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
A	0.92	738	-1	-0.2	-0.8	-590.4	-543.168
B	0.92	738	-0.8	-0.2	-0.6	-442.8	-407.376
C	0.92	738	-0.5	-0.2	-0.3	-221.4	-203.688
D	0.92	738	+0.8	-0.2	1	738	678.96
E	0.92	738	-0.3	-0.2	-0.1	-73.8	-67.896

Tableau II.13 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (portes ouvertes)

2^{ème} cas : porte fermées :

Zones	C_d	q_{dvn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	W_i (N/m ²)	q_i (N/m ²)
A	0.92	738	-1	0.8	-1.8	-1328.4	-1222.128
B	0.92	738	-0.8	0.8	-1.6	-1180.8	-1086.336
C	0.92	738	-0.5	0.8	-1.3	-959.4	-882.648
D	0.92	738	+0.8	0.8	0	0	0
E	0.92	738	-0.3	0.8	-1.1	-811.8	-746.856

Tableau II.14 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (portes fermées)

b.2) sur la toiture :

- zone de pression :

Pour un vent sur pignon on adopte pour C_{pe} la valeur correspondant à une toiture à deux versants pour $\theta=90^\circ$ en prenant pour α l'angle entre l'horizontale et la corde reliant la naissance de la voute et son sommet.

Dans ce cas, il convient de diviser la toiture comme il est indiqué dans la figure 5.4 chapitre 5 du RNV A99.

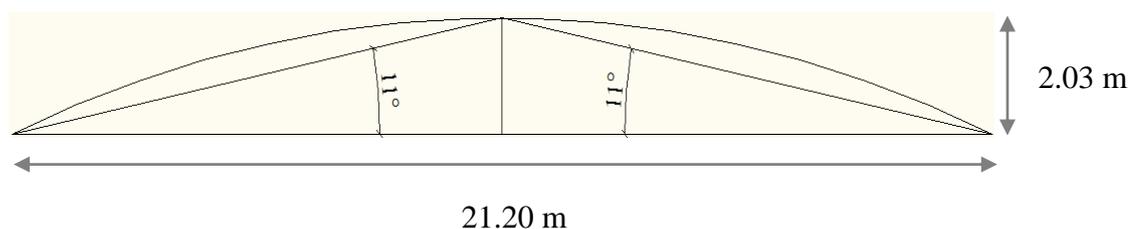


Figure II.17 : représentation des pentes.

On a : $b=21.20\text{m}$; $h= 10.23\text{m}$

$e = \min [21.20 ; 20.46]$;

$e = 20.46 \text{ m}$.

$e/2 = 10.23\text{m}$; $e/4 = 5.115 \text{ m}$; $e/10 = 2.046 \text{ m}$.

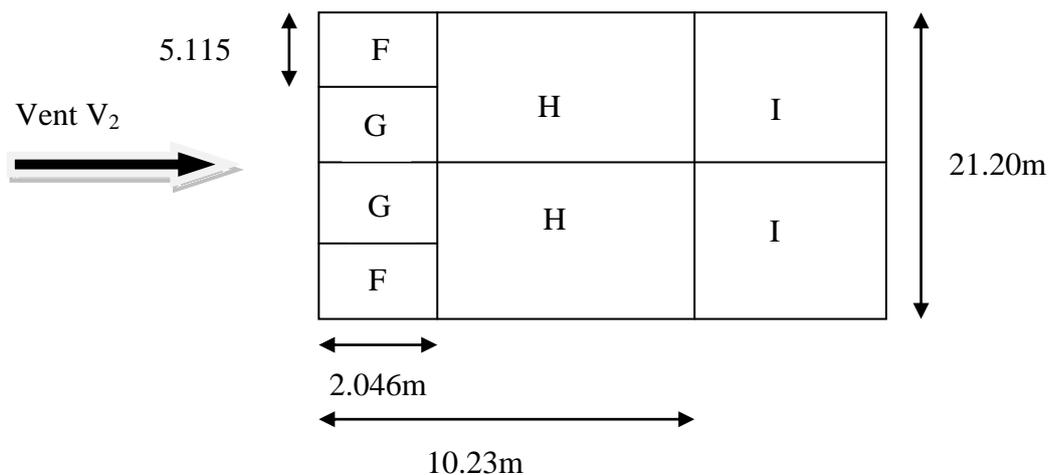


Figure II.18 : légende pour les toitures à deux versants.

- **Coefficient de pression extérieure :**

La valeur de α est de 11° , la valeur de C_{pe} correspondante à cet angle n'existe pas dans le tableau 5.4 chapitre5 du RNV A99.

Alors, on fait l'interpolation linéaire entre les valeurs correspondantes aux angles $\alpha=5^\circ$, et $\alpha=15^\circ$.

Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

zones	F	G	H	I
C_{pe}	-1.42	-1.26	-0.64	-0.5

Tableau II.15 : les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de la toiture.

- Coefficient de pression intérieur :

En se référant à la figure 5.15 du chapitre 5 du RNV A99, on obtient les valeurs de C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

	μ_p	C_{pi}
Portes ouvertes.	0.708	-0.2
Portes fermées.	0	0.8

Tableau II.16 : valeurs de μ_p et C_{pi} correspondant

- Détermination de la pression due au vent q_j :

1^{er} cas : portes ouvertes :

Zones	C_d	$q_{dvn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
F	0.92	813.75	-1.42	-0.2	-1.22	-992.775	-913.353
G	0.92	813.75	-1.26	-0.2	-1.06	-862.575	-793.569
H	0.92	813.75	-0.64	-0.2	-0.44	-358.05	-329.406
I	0.92	813.75	-0.5	-0.2	-0.3	-244.125	-224.595

Tableau II.17 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (portes ouvertes)

2^{ème} cas : portes fermées :

Zones	C_d	$q_{dvn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$	$q_j (N/m^2)$
F	0.92	813.75	-1.42	0.8	-2.22	-1806.525	-1662.003
G	0.92	813.75	-1.26	0.8	-2.06	-1676.325	-1542.219
H	0.92	813.75	-0.64	0.8	-1.44	-1171.8	-1078.056
I	0.92	813.75	-0.5	0.8	-1.3	-1057.875	-973.245

Tableau II.18 : valeurs de pression correspondant à chaque zone de paroi vertical (portes fermées)

II.3. calcul des forces de frottement :

Selon l'article (1.4.2) du chapitre 2 du RNV A99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} \geq 3 \\ \text{ou} \\ \frac{d}{h} \geq 3 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b : \text{ est la dimension de la construction perpendiculaire au vent. En (m)} \\ d : \text{ dimension de la construction parallèle au vent. En (m)} \\ h : \text{ hauteur totale de la construction. En (m).} \end{array} \right.$$

Avec :

La force de frottement F_{fr} est donnée l'équation (2.8) du chapitre 2 du RNV A99 :

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

Où :

j : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

Z_j : est la hauteur du centre de l'élément j . (m)

q_{dyn} : la pression dynamique du vent. $[N/m^2]$

$S_{fr,j}$: l'aire de l'élément de la surface j . $[m^2]$

$C_{fr,j}$: le coefficient de frottement pour l'élément de surface j , (ses valeurs sont données dans le tableau 2.1 du chapitre 2 de RNV A99).

Direction du vent				paroi			toiture		
	d (m)	b (m)	h (m)	d/b	d/h	F_{fr}	d/b	d/h	F_{fr}
V1	21.20	28.00	10.23	0.757	2.072	0	0.757	2.072	0
V2 ou V3	28.00	21.20	10.23	1.320	2.730	0	1.320	2.730	0

Tableau II.19 : valeurs de forces de frottement.

II.4. Action d'ensemble sur la structure :

II.4.1. Vent selon le sens V1 :

a) Dépression intérieure $C_{pi} = 0.1$:

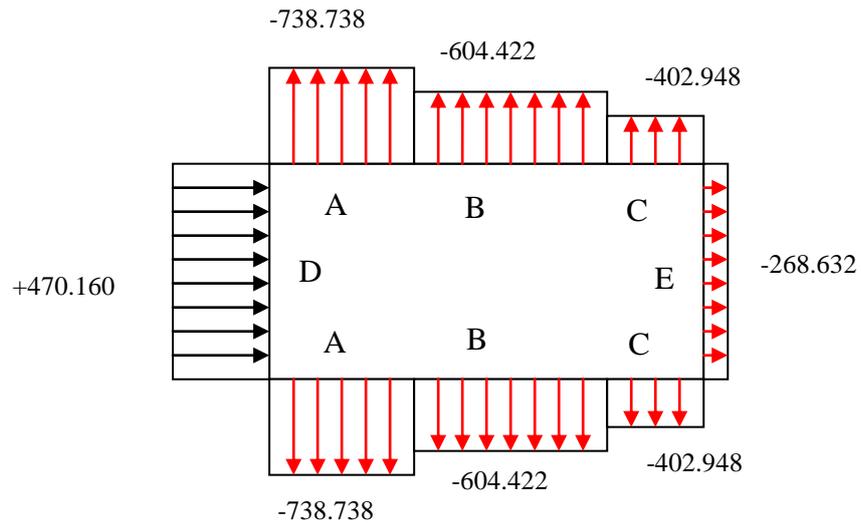


Figure II.19 : Pression sur les zones A B C D E.

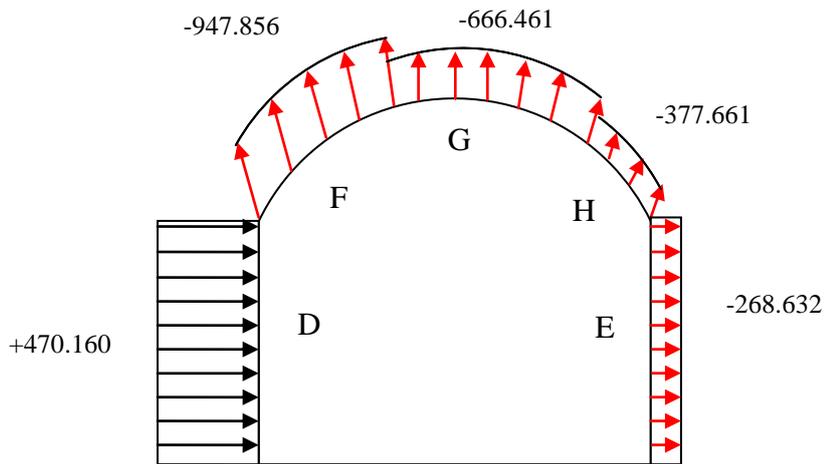


Figure II.20 : Pression sur les zones D F G H E.

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

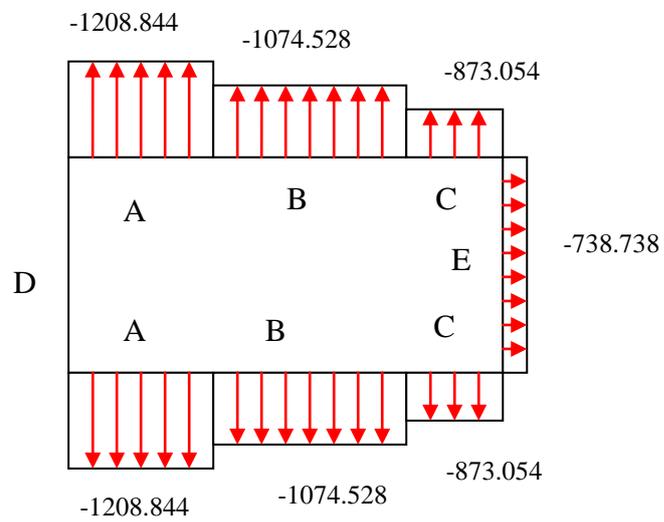


Figure II.21 : surpression sur les zones A B C D E

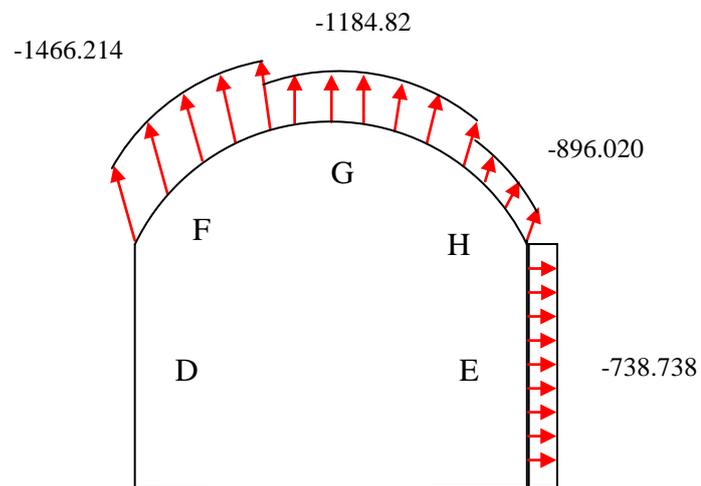


Figure II.22 : surpression sur les zones D F G H E.

II.4.2. Vent selon le sens V2 ou V3 :

a) Dépression intérieure $C_{pi} = -0.2$

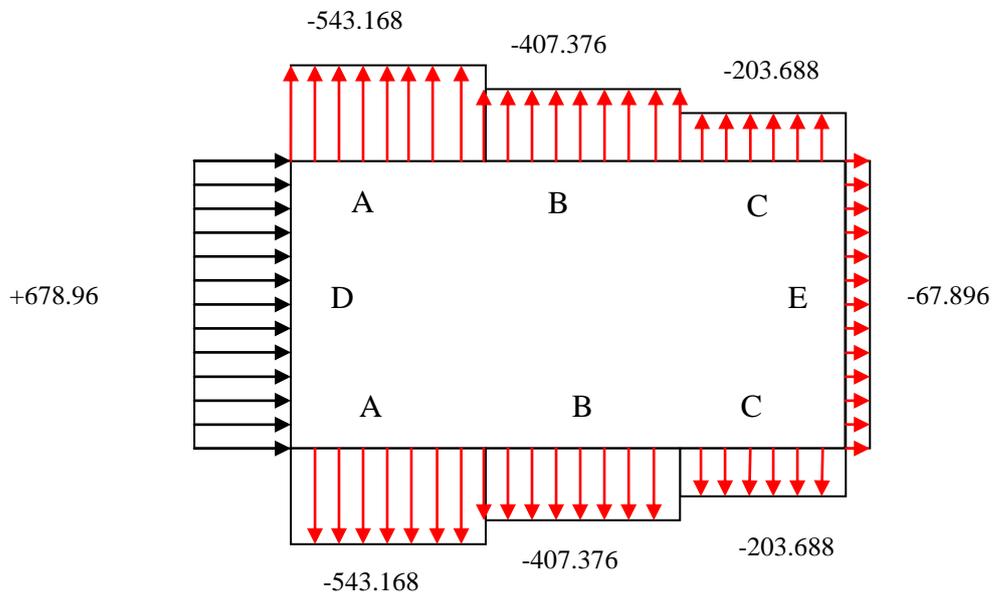


Figure II.23 : pression sur les zones A B C D E

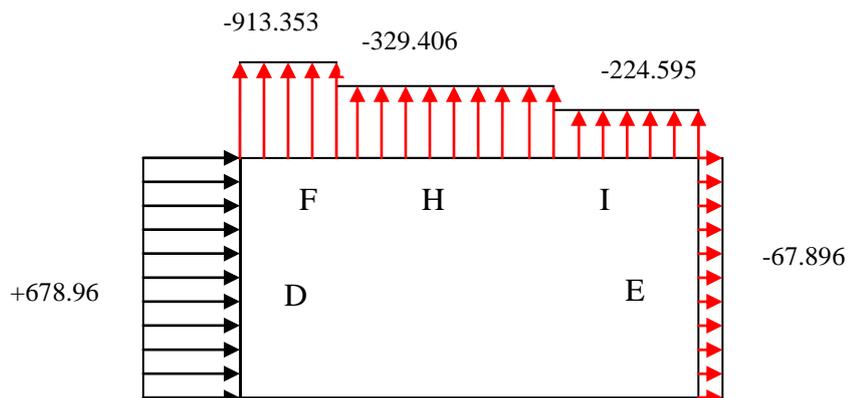


Figure II.24 : pression sur les zones F H I D E

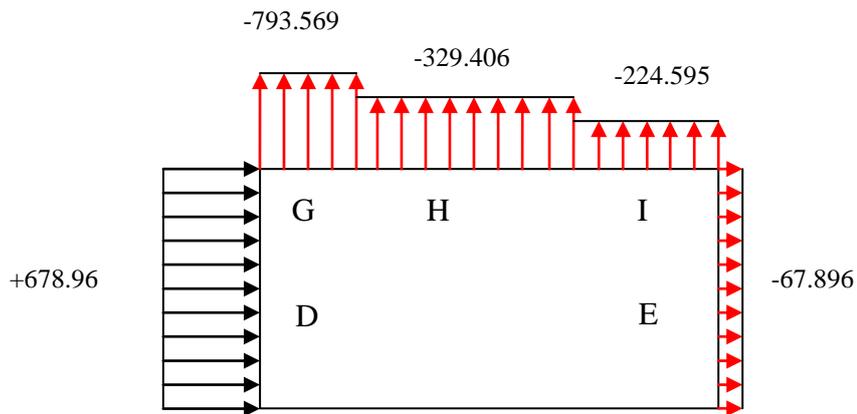


Figure II.25 : pression sur les zones G H I D E

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

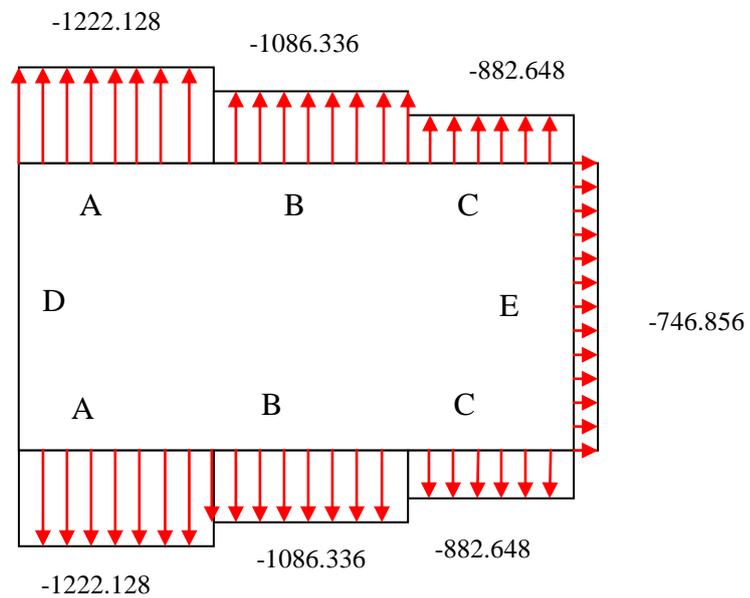


Figure II.26 : surpression sur les zones A B C D E

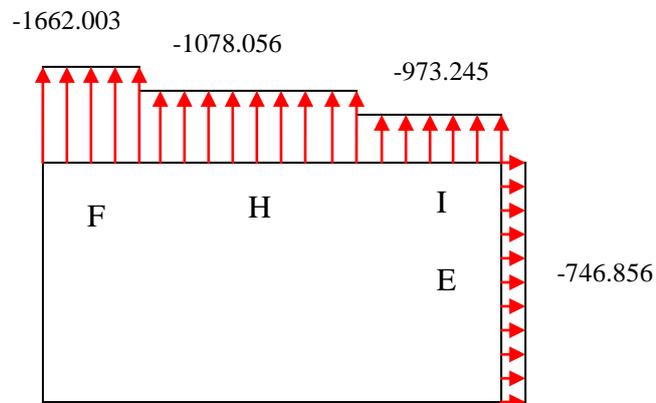


Figure II.27 : surpression sur les zones F H I E D

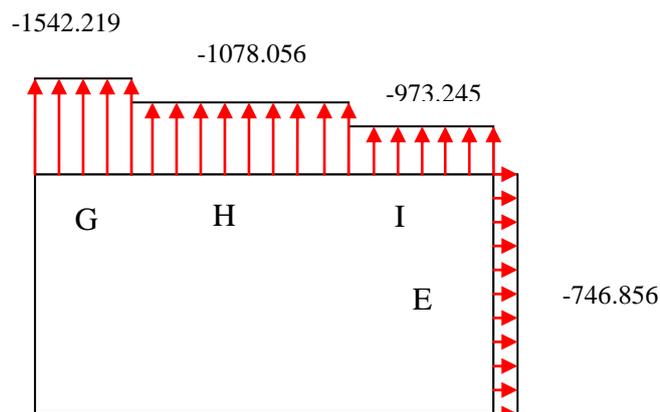


Figure II.28: surpression sur les zones G H I D E

III. Etude de la variation de température :

En se référant à l'article 2.2.3.1 du CCM 97 « action de la variation de la température climatique », pour notre cas, on a une construction située à l'aire libre au nord de l'Algérie (climat tempéré), une variation de température qui est de $35^{\circ}\text{C} \sim -15^{\circ}\text{C}$.

En prenant la température de montage à 20°C , le gradient de la température est de :

$$\Delta T_1 = 35 - 20 = 15^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_2 = 20 + 15 = 35^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T = \max(\Delta T_1; \Delta T_2) = 35^{\circ}\text{C}.$$

Chapitre III

Prédimensionnement des éléments de toiture

I. Etude des pannes :**I.1 Définition :**

Les pannes sont des éléments qui ont pour fonction de supporter la couverture, et de transmettre les charges et les surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou à la ferme. Elles sont calculées à la flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations, et des charges climatiques. [II]

Données de calcul :

Les pannes sont posées avec des travées de 6m de longueur, et d'un espacement $e = 1.50$ m.

Dans notre cas, la toiture en voute à une pente de 11° .

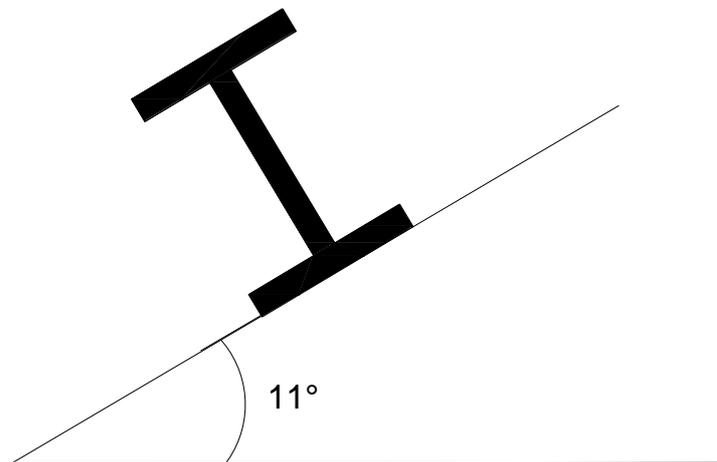


Figure III.1 : la pente de calcul.

I.2. Détermination de charge et surcharges :**a) Charge permanente :**

- Poids propre de la couverture (panneau sandwichs) : 14kg/m^2 .
- Poids propre des accessoires d'attache : 8kg/m^2 .
- Poids propre des pannes (estimation) : 12kg/m .

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

Avec :

e: espacement entre les pannes.

$$G = \left[(14 + 8) \times \left(\frac{1,50}{\cos 11^\circ} \right) \right] + 12 = 45.60 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0.456 \text{ KN/ml.}$$

b) La charge d'entretiens :

Dans le cas des toitures inaccessibles on ne tient compte dans les calculs que d'une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

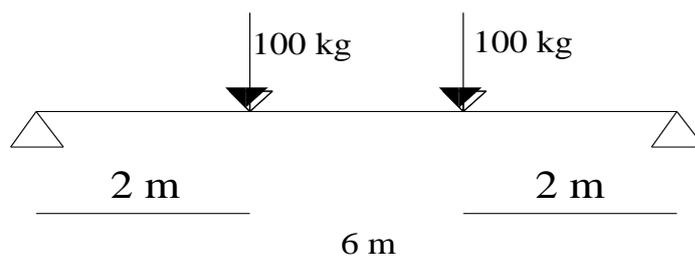


Figure III.2 : schéma statique sous charges d'entretiens.

$$M_{\max} = 100 \times 2 = 200 \text{ kg.m}$$

La charge uniformément répartie (P_{eq}) due à la surcharge d'entretien est obtenue de la manière suivante :

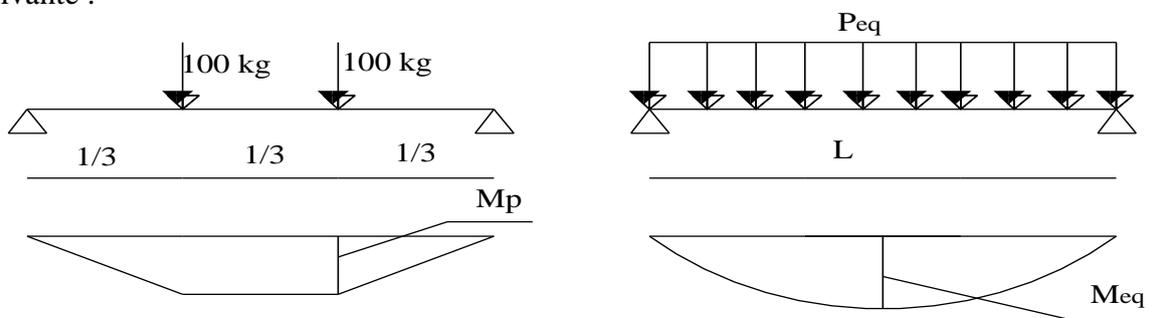


Figure III.3 : moment due à la charge d'entretien

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

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$P_{eq} = 44,44 \text{ kg / ml}$$

c) Surcharges climatiques :

- **Le vent (W) :** La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade latérale 1 (sens V2) avec $C_{pi} = +0,8$ chargée en zone Fet H.

$$W = -1.90 \text{ KN / ml.}$$

- **La neige (S) :** la surcharge de la neige estimée dans le chapitre 3 (étude climatique) est de $S = 0.538 \text{ KN/m}^2$.

$$S = 0.538 \times 1.50 = 0.807 \text{ KN / ml.}$$

I.3. Projection des charges selon les axes zz et yy :

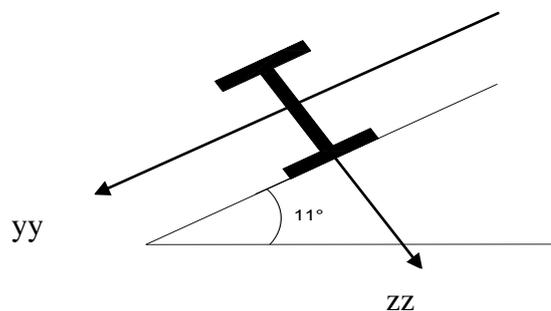


Figure III.4 : projection selon les différents axes.

Selon l'axe zz :

$$F = F' \times \cos 11^\circ$$

Selon l'axe yy :

$$F = F' \times \sin 11^\circ$$

Avec :

F' : la charge verticale considérée.

F : la charge projetée selon l'axe de projection.

Dans le tableau qui suit on donnera les projections des différentes charges et surcharge selon les deux axes :

Charges et surcharge	Valeurs (KN/ml)	Projection selon l'axe zz (KN/ml)	Projection selon l'axe yy (KN/ml)
G	0.456	0.447	0.087
Q	0.444	0.435	0.084
W	-1.90	-1.90	0.00
S	0.807	0.792	0.153

Tableau III.1 : charges surcharge projetées.

I.4. Combinaison d'action : les combinaison d'action à considérés sont :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5 Q \\ 1.35G + 1.5 S \\ G + 1.5 W \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \\ G + S \\ G + W \end{array} \right.$$

Les résultats des différentes combinaisons selon les deux axes sont donnés dans le tableau ci-dessous :

ELU	Selon l'axe zz (KN/ml)	Selon l'axe yy (KN/ml)	ELS	Selon l'axe zz (KN/ml)	Selon l'axe yy (KN/ml)
1.35G + 1.5Q	1.258	0.244	G + Q	0.883	0.171
1.35G + 1.5S	1.792	0.348	G + S	1.239	0.240
G + 1.5W	-2.39	0.087	G + W	-1.44	0.087

Tableau III.2 : combinaison d'actions.

I.5. Le pré-dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des pannes se fait selon la condition de la stabilité (flèche)

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI_y} \leq f_{adm} \Rightarrow I_y > \frac{5}{384} \frac{1.44 \times 10^{-3} \times 6^4}{210000 \times 0.03} = 385.71 \text{ cm}^4$$

Selon l'axe zz :

$$I_y > 385.71 \text{ cm}^4$$

On choisi un **IPE 140** :

$$A = 16.4 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 541.2 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 44.92 \text{ cm}^4$$

$$H = 14 \text{ cm}$$

$$G = 12.9 \text{ Kg/ml}$$

$$A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$I_t = 2.45 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1.98 \times 10^3 \text{ cm}^6$$

$$W_{pl,y} = 77.32 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 19.25 \text{ cm}^3$$

- Le poids propre réel G :

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

$$G = \left[(14 + 8) \times \left(\frac{1.50}{\cos 11} \right) \right] + 12.9 = 46.51 \text{ Kg / ml}$$

$$G = 0.465 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z = 0.465 \cos 11 = 0.456 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.465 \sin 11 = 0.088 \text{ KN/ml}$$

I.6 Le dimensionnement des pannes:

Les pannes sont dimensionnées sous les deux critères suivants :

- Critère de résistance. (calcul à l'ELU).
- Critère de stabilité (la flèche). (calcul à l'ELS).

I.6.1. Les combinaisons de calculs :

ELU	Selon l'axe zz (KN/ml)	Selon l'axe yy (KN/ml)	ELS	Selon l'axe zz (KN/ml)	Selon l'axe yy (KN/ml)
1.35G + 1.5Q	1.260	0.244	G + Q	0.920	0.178
1.35G + 1.5S	1.792	0.358	G + S	1.277	0.248
G + 1.5W	-2.400	0.088	G + W	-1.45	0.088

Tableau III.3 : combinaison d'actions.

I.6.2. Détermination des sollicitations :

✓ **Moment :**

- sous W :

$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2.4 \times 6^2}{8} = 10.80 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.088 \times 6^2}{8} = 0,396 \text{ KN.m}$$

- sous Q :

$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1.26 \times 6^2}{8} = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.244 \times 6^2}{8} = 1.1 \text{ KN.m}$$

- Sous S :

$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{1.79 \times 6^2}{8} = 8.05 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.358 \times 6^2}{8} = 1.611 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

- Due au W :

$$V_w = \frac{ql}{2} = \frac{-2.4 \times 6}{2} = -7.2 \text{ KN}$$

- Due à Q :

$$V_Q = 1. \cos 11 = 0.98 \text{ KN}$$

- Due à G :

$$V_G = \frac{ql}{2} = \frac{0.45 \times 6}{2} = 1.35 \text{ KN}$$

- Due à S :

$$V_s = \frac{ql}{2} = \frac{0.792 \times 6}{2} = 2.376 \text{ KN}$$

Combinaisons	Résultats (KN)
$V_G + 1.5 V_w$	-8.55
$1.35 V_G + 1.5 V_Q$	3.29
$1.35 V_G + 1.5 V_s$	5.37

Tableau III.4 : combinaison d'actions.

I.6.3 Vérification de la résistance des pannes :**1) Vérification à l'effort tranchant :****IPE 140 de classe 1 :**

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

$$\text{Avec : } V_{plz} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M_0}}$$

Donnée dans l'article 5.4.6 (2) de l'EC3.

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

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$V_{plz} = \frac{7.64 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 94.23 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 8.55 \text{ KN} < V_{plz} = 94.23 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Sous la charge verticale d'entretien :

$$V_Z = 3.29 \text{ KN} < V_{plz} = 94.23 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_Z = 5.37 \text{ KN} < V_{plz} = 94.23 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée.}$$

2) Vérification du déversement de la panne :

L'article 5.5.2 de l'EC3 préconise de faire la vérification suivante :

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{EC3 Art 5.5.2 (1)}$$

On a un profilé laminé :

classe 1 $\Rightarrow \beta_w = 1$

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.

f_y : Contrainte limitée élastique de l'acier ($f_y = 235 \text{ MPa}$)

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

C_1 , C_2 , et C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement. Et ils sont donnés dans le tableau F.1.1 de l'EC3.

Pour notre cas de chargement et de condition d'appuis on adopte les valeurs suivantes :

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

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

$L = 600 \text{ cm}$; (L : portée de la panne)

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$\begin{cases} Z_a = -7 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 7 \text{ cm} & \text{sous la charge.} \\ Z_s = 0 & \text{section doublement symétrique [IV]} \\ Z_j = 0 & \text{section doublement symétrique [IV]} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -7 \text{ cm}$$

✓ Calcul de M_{cr} sous le vent :

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 21000 \times 44.92}{1 \times 600^2} \left\{ \left[\frac{1.98 \times 10^3}{44.92} + \frac{600^2 \times 8400 \times 2.45}{3.14^2 \times 21000 \times 44.92} + (0.459 \times (-7))^2 \right]^{0.5} - (0.459 \times (-7)) \right\}$$

$$M_{cr} = 8.71 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 10^{-6} \cdot 235}{8.71 \times 10^{-3}}} = 1.54$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.54 > 0,4 \quad \text{Donc il y a risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0.21$, et par interpolation on tire la valeur de χ_{lt} à partir de la courbe (a) du tableau 5.5.2 de l'EC3.

$$\chi_{lt} = 0.35$$

$$M_{Rd} = 0.35 \times 1 \times \frac{88.34 \times 235 \cdot 10^{-6}}{1,1} = 6.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 10.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} > M_{Rd} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

On opte pour l'augmentation de la section du profilé, on choisi alors un **IPE 160**

$$A = 20.1 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 869.3 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 68.31 \text{ cm}^4$$

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

$$G = 15.8 \text{ Kg/ml}$$

$$A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$I_t = 3.6 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 3.96 \times 10^3 \text{ cm}^6$$

$$W_{pl,y} = 123.9 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 26.1 \text{ cm}^3$$

Puisque on a augmenté la section du profilée, on recalculera les sollicitations due au vent :

Moments	Sous chargement du vent	Sous charges verticales
M_y (KN.m)	10.66	8.28
M_z (KN.m)	0.41	1.57

Tableau III.5 : résultats du nouveau calcul des sollicitations.

$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2.36 \times 6^2}{8} = 10.66 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0.091 \times 6^2}{8} = 0.41 \text{ KN.m}$$

Donc les résultats de la nouvelle vérification est donnée comme suit :

1) Vérification à l'effort tranchant :

IPE 160 est de classe 1 :

$$V_{plz} = \frac{9.66 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 119.14 \text{ KN}$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 8.55 \text{ KN} < V_{plz} = 119.14 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la charge verticale d'entretien :

$$V_Z = 3.29 \text{ KN} < V_{plz} = 119.14 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_Z = 5.37 \text{ KN} < V_{plz} = 119.14 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée.}$$

2) Vérification du déversement de la panne :

- **Sous W :**

$$M_{sd,y} = \frac{2.37 \times 6^2}{8} = 10.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 17.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 12.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} < M_{rd}$$

Condition vérifiée.

- **Sous chargement vertical :**

$$M_{sd,y} = \frac{1.84 \times 6^2}{8} = 8.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 17.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,y} < M_{rd}$$

Condition vérifiée.

3) Condition de résistance :

On a un cas de flexion bi-axiale, en se référant à l'article 5.4.8.1 (11) de l'EC3, la vérification à faire est la suivante :

$$\left(\frac{M_y}{M_{rd,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{rd,z}} \right)^\beta \leq 1$$

Profilé	Sollicitation	Etat	$d/t_w < 72\varepsilon$	Classe
d'âme				
IPE 160	Flexion	fléchie	25.44 < 72	1

Avec :

$$\alpha = 2; \beta = 1$$

car la panne est une section en I et $N_{sd} = 0$

On a :

$$M_{rd,y} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_a} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd,z} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_a} = 2.73 \text{ KN.m}$$

- **Résistance à l'action du vent W :**

$$\left(\frac{10.66}{12.97}\right)^2 + \left(\frac{0.41}{2.73}\right)^1 = 0.82 < 1 \quad \text{Condition vérifié.}$$

- **Résistance à l'action des charges verticales :**

$$\left(\frac{8.28}{12.97}\right)^2 + \left(\frac{1.57}{2.73}\right)^1 = 0.98 < 1 \quad \text{Condition vérifié.}$$

4) Vérification de la stabilité (la flèche) à l'ELS :

On a :

$q_{z,max} = 1.45 \text{ KN/ml}$ Donnée par la combinaison G + W à l'ELS.

$q_{y,max} = 0.241 \text{ KN/ml}$ Donnée par la combinaison G + S à l'ELS.

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times EI_y} = \frac{5 \times 1.45 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 869.3} = 1.34 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times EI_z} = \frac{5 \times 0.241 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 68.31} = 2.63 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

Dans les deux cas la flèche est vérifiée, alors on choisit pour toutes les pannes un **IPE 160**.

II. Calcul de l'échantignolle :

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

II.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

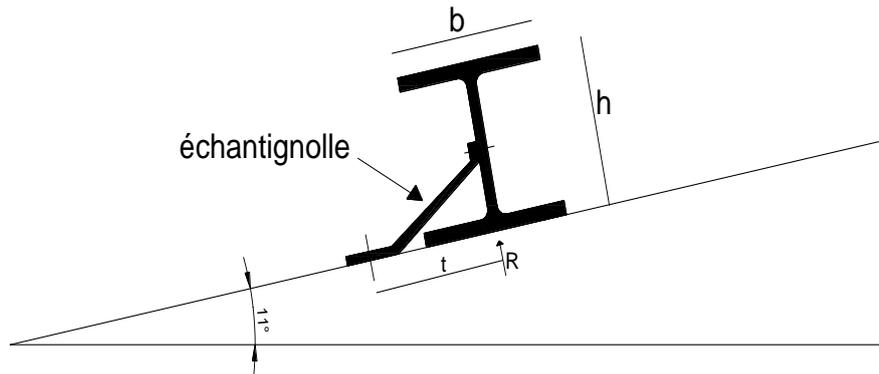


Figure III.5 : l'échantignolle.

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

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

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

$$8.2 \leq t \leq 16\text{cm}$$

Soit $t = 12\text{cm}$.

II.1.1. détermination des sollicitations :

a) Calcul des réactions :

Dans ce cas chaque échantignolle reprend l'effort due aux deux pannes qui sont fixe sur la ferme.

✓ *Sous le vent (W) :*

$$R_w = 2R = 2 \times \frac{q \times l}{2}$$

$$R_w = 2 \times \frac{-1.9 \times 6}{2} = -11.44 \text{ KN}$$

✓ *Sous le poids propre (G) :*

$$R_z^G = 2R = 2 \times \frac{q_z \times l}{2}$$

$$R_z^G = 2 \times \frac{0.48 \times 6}{2} = 2.88 \text{ KN}$$

$$R_y^G = \frac{5 \times q_y \times l}{4}$$

$$R_y^G = \frac{5 \times 0.1 \times 6}{4} = 0.75 \text{ KN}$$

✓ *Sous la neige (S) :*

$$R_z^S = 2R = 2 \times \frac{q_z \times l}{2}$$

$$R_z^S = 2 \times \frac{0.792 \times 6}{2} = 4.752 \text{ KN}$$

$$R_y^S = \frac{5 \times q_y \times l}{4}$$

$$R_y^S = \frac{5 \times 0.153 \times 6}{4} = 1.147 \text{ KN}$$

✓ *Sous la charge l'entretien (Q) :*

$$R_z^Q = 0.1 \cos 11^\circ = 0.98 \text{ KN}$$

$$R_y^Q = 0.1 \sin 11^\circ = 0.01 \text{ KN}$$

b) Combinaison d'action :

	combinaison	Selon l'axe zz (KN)	Selon l'axe yy (KN)
Sous le vent W	$R_G + 1.5 R_W$	-14.32	0.75
Sous la neige S	$1.35 R_G + 1.5 R_S$	11.01	1.15
Sous charge Q	$1.35 R_G + 1.5 R_Q$	5.35	1.00

*Tableau IV.6 : combinaison d'actions.***c) Moment de renversement :**

Dans tous les cas de chargement le moment de renversement est donné par la formule suivante :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times (h/2)$$

IPE 160 :

$h/2 = 8$ cm.

$t = 12$ cm.

Les valeurs des moments de reversement pour chaque cas de chargement sont données dans le tableau suivant :

Cas de chargement	Valeurs des moments de renversement (KN.m)
Due au vent W	-1.43
Due à la neige S	0.47
Due à la charge d'entretien Q	0.11

Tableau III.7 : valeurs des moments de renversement.

La valeur du moment de renversement la plus défavorable est donnée dans le cas de chargement due au vent (soulèvement).

II.1.2. détermination de l'épaisseur :

Le dimensionnement de l'échantignolle sera déterminé avec la valeur maximale du moment de renversement.

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \quad \Rightarrow \quad W_{el} > \frac{M_R}{\sigma}$$

$$W_{el} > \frac{1.43 \times 10^{-3}}{235} = 6.085 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$W_{el} > 6.085 \text{ cm}^3$$

D'autre part :

$$W_{el} = \frac{a \times e^2}{6} \quad \Rightarrow \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{a}}$$

Dans ce cas on fixe une dimension et on détermine l'autre :

$$a = 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e \geq 1.35 \text{ cm}$$

On prend l'épaisseur de l'échantignolle :

$$e = 1.5 \text{ cm}$$

III. Calculs des fermes :

Les fermes sont des poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constituées le plus souvent, par un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, est située sous la surface extérieure du comble. Les extrémités de cette membrures sont reliées à la membrure inférieure appelée entrait.

Les deux membrures sont réunies par un système à treillis comprenant montants et diagonales. Les fermes prennent appuis soit sur poteaux, soit sur les murs et parfois des sablières. [II]

III.1. hypothèses de calculs :

- ✓ Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. En fait 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. En fait les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur goussets. Leurs plus ou moins grandes rigidités correspondent à des encastremets plus ou moins parfait. De ce fait, les calculs qui prennent en compte des articulations, placent en sécurité et conduisent à surestimer les efforts.
- ✓ Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds où elles convergent.
- ✓ Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures sollicitant le système.
- ✓ 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 (traction-compression)
- ✓ Les combinaisons d'action à considérées sont les suivantes:
 Cas de vent de soulèvement : $G+1,5W$
 Cas de la neige seule : $1,35G+1,5S$

Pour notre projet on adopte la ferme suivante :

La ferme à une longueur de 20.20m avec des forces concentrées verticales dues aux charges transmises par la toiture par l'intermédiaire des pannes. Et le schéma statique sera comme le suivant:

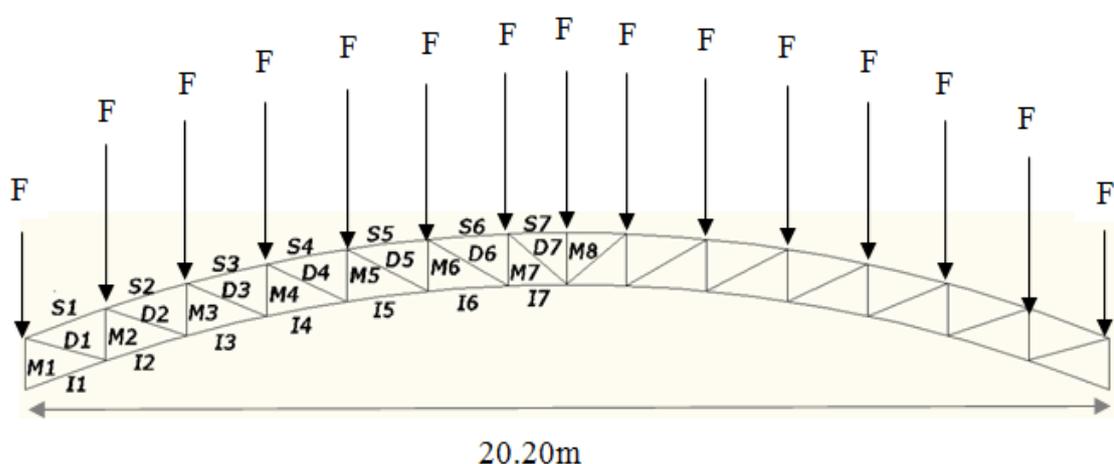


Figure III.6 : schéma statique de la ferme.

III.2. Détermination des forces revenant à la ferme :

On a des fermes espacées de 6 m sous forme d'un arc de 20.20m de longueur supportent 7 pannes par versant. L'entre axes horizontal des pannes est de 1.50 m

III.2.1. Calcul des charges revenant à chaque nœud :

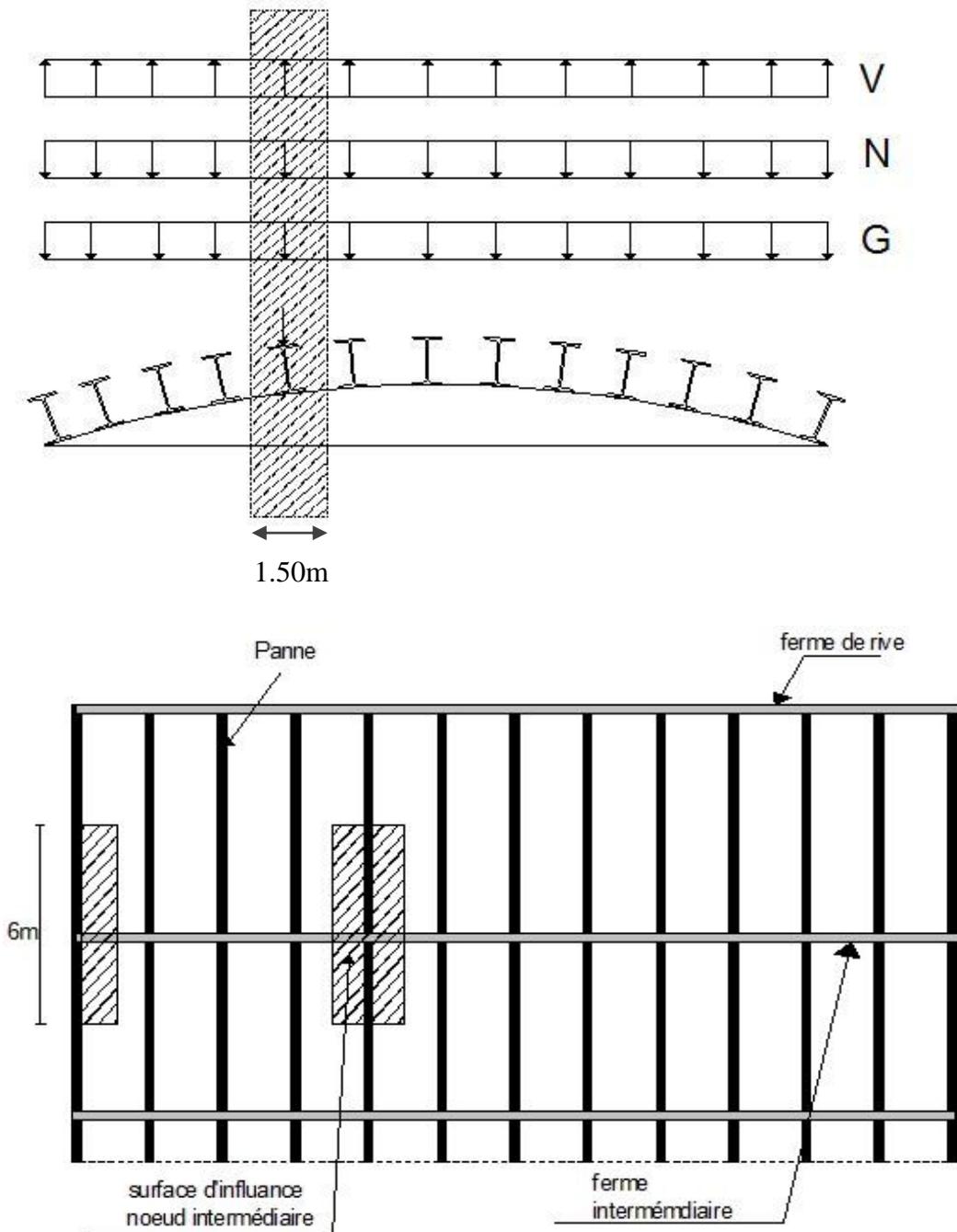


Figure III.7 : surface afférente des nœuds.

1) Nœud intermédiaire :

$$S = 1.50 \times 6 = 9m^2$$

✓ *Poids propre :*

La panne IPE 160 : $15.8 \times 6 \times 10^{-2} = 0.948 \text{ KN}$

panneaux sandwich et accessoire de pose : $(14 + 8) \times 9 \times 10^{-2} = 1.98 \text{ KN}$

le contreventement (moyenne de 3 à 5 kg/m²) $0.04 \times 9 = 0.36 \text{ KN}$

Total poids propre : $G = 3.288 \text{ KN}$

✓ *Surcharges climatiques :*

a) Le vent W : la pression maximale q_j est donnée en zone F avec un vent sur pignon dans le cas de $C_{pi} = 0.8$ (cas des portes fermées)

$$W = 1.662 \times 9 = 14.95 \text{ KN}$$

b) La neige S : la charge de neige à considérer est de 0.538 KN/m^2

$$S = 0.538 \times 9 = 4.842 \text{ KN}$$

2) Nœud de rive :

$$S = 1.50 \times 3 = 4.5 \text{ m}^2$$

✓ *Poids propre :*

La panne IPE 160 : $0.5 \times 15.8 \times 6 \times 10^{-2} = 0.474 \text{ KN}$

panneaux sandwich et accessoire de pose : $(14 + 8) \times 4.5 \times 10^{-2} = 1 \text{ KN}$

le contreventement (moyenne de 3 à 5 kg/m²) $4 \times 10^{-2} \times 4.5 = 0.18 \text{ KN}$

Total poids propre : $G = 1.654 \text{ KN}$

✓ *Surcharges climatiques :*

- a) **Le vent W :** la pression maximale q_j est donnée en zone F avec un vent sur pignon dans le cas de $C_{pi} = 0.8$ (cas des portes fermées)

$$W = 1.662 \times 4.5 = 7.47 \text{ KN}$$

- b) **La neige S :** la charge de neige à considérer est de 0.538 KN/m^2

$$S = 0.538 \times 4.5 = 2.42 \text{ KN}$$

III.3. Calcul des forces sur les nœuds selon les combinaisons :

	G (KN)	W (KN)	S (KN)	G +1.5 W (KN)	1.35 G +1.5 S (KN)
Nœud de rive	1.65	-7.47	2.421	-9.55	5.85
Nœud intermédiaire	3.28	-14.95	4.842	-19.14	11.68

Tableau III.8 : valeurs des forces sur les nœuds.

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D avec le logiciel Robot autodesk. Les sollicitations dans les éléments sont mentionnées dans le tableau suivant :

ELEMENTS		G (KN)	W (KN)	S (KN)	G+1,5V (KN)	1,35G+1,5S (KN)
Membrures supérieure	S ₁	17.43	-64.57	21.16	-79.42	55.27
	S ₂	26.15	-96.54	31.64	-118.65	82.77
	S ₃	33.85	-124.92	40.94	-153.53	107.12
	S ₄	39.21	-144.81	47.64	-178	124.12
	S ₅	43.19	-159.78	52.37	-196.48	136.87
	S ₆	44.96	-166.74	54.65	-205.15	142.67
	S ₇	44.84	-166.48	54.56	-204.87	142.38
Membrures inférieure	I ₁	50.50	-186.19	61.03	-228.79	159.71
	I ₂	39.22	-145.02	47.53	-178.30	124.25
	I ₃	29.68	-110.01	36.06	-135.33	94.15
	I ₄	21.33	-79.23	25.97	-97.52	67.75
	I ₅	15.50	-57.60	18.88	-70.89	49.24
	I ₆	11.09	-41.04	12.47	-50.46	35.15

	I ₇	9.07	-33.17	10.87	-40.68	28.56
Diagonales	D ₁	-10.35	37.76	-12.38	46.29	-32.54
	D ₂	-9.18	33.67	-11.03	41.31	-28.95
	D ₃	-8.61	31.72	-10.40	38.98	-27.21
	D ₄	-6.17	22.90	-7.51	28.18	-19.59
	D ₅	-4.89	18.37	-6.02	22.66	-15.64
	D ₆	-2.29	8.94	-2.93	11.12	-7.49
	D ₇	-0.03	0.33	-0.11	0.48	-0.20
Montants	M ₁	0	0	0	0	0
	M ₂	8.6	-32.43	10.63	-40.05	27.55
	M ₃	7.42	-28.25	9.26	-34.95	23.91
	M ₄	5.99	-23.08	7.57	-28.63	19.44
	M ₅	4.38	-17.23	5.65	-21.46	14.38
	M ₆	3.13	-12.71	4.17	-15.94	10.48
	M ₇	1.54	-6.82	2.24	-8.70	5.43
	M ₈	0.43	-2.85	0.93	-3.84	1.98

Tableau III.9 : valeurs des efforts sur les différents éléments de la ferme.

III.4. Pré dimensionnement des éléments de la ferme :

On dimensionne les barres de la ferme les plus sollicitées en traction et on fait la vérification de celle-ci au flambement sous le chargement axial de compression.

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}} \geq N_{max} \Rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{m_0}}{f_y}$$

Avec :

$\gamma_{m_0} = 1.1$ (coefficient de sécurité).

$f_y = 235 \text{ MPa}$. (Contrainte limite élastique de l'acier)

N_{pl} : effort normal plastique résistant.

N_{max} : Efforts normal sollicitant.

A : étant la section du profilé.

III.4.1. Pré dimensionnement de la membrure supérieur (l'arbalétrier) :

$$N_{max} = 205.15 \text{ KN (de traction)}$$

$$A \geq \frac{205.15 \times 1.1}{23.5} = 9.06 \text{ cm}^2$$

$A \geq 9.06 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Prendre **2 CAE (50x50x6)** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$A = 11.38 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 25.64 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 68.73 \text{ cm}^4$$

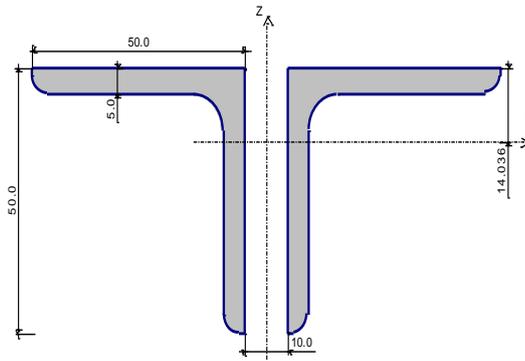


Figure III.8 : section de 2CAE (50x50x5)

- **Vérification de l'arbalétrier vis-à-vis du flambement :**

$$N_{max} = 142.67 \text{ KN (de compression)}$$

$$l_y = l_z = 1.51 \text{ m.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{25.64}{11.38}} = 1.50 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{68.73}{11.38}} = 2.45 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{151}{1.5} = 100.66$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{151}{2.45} = 61.63$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0.5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0.5} \quad \text{avec } \beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi [E / f_y]^{0.5} = 93.9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = [235 / f_y]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{100.66}{93.9} = 1.07 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{61.63}{93.9} = 0.65 > 0.2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1.07$

- **Calcul de χ_{min} :**

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad \text{EC3 Art 5.5.1.2}$$

courbe (c) $\rightarrow \alpha = 0.49$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + 0.49(1.07 - 0.2) + 1.07^2 \right] = 1.28$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1.28 + \left[1.28^2 - 1.07^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.564$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \left[\Phi^2 - \bar{\lambda}^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = \frac{1}{1.28 + \left[1.28^2 - 0.65^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0.419$$

$$\chi_{min} = 0.419$$

$$N_{Cr} = \chi_{min} \times \beta_{\omega} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{Cr} = 0.419 \times 1 \times 11.38 \times \frac{23.5}{1.1} = 101.86 \text{ KN}$$

$$N_{Cr} = 101.86 \text{ KN} < N_{max} = 142.67 \text{ KN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

On augmente la section du profilé : **2 CAE (60x60x6)** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$A = 13.81 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 45.53 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 111.64 \text{ cm}^4$$

$$l_y = l_z = 1.51 \text{ m.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45.53}{13.81}} = 1.98 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{111.64}{13.81}} = 2.84 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{151}{1.98} = 76.26$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{151}{2.84} = 53.16$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{76.26}{93.9} = 0.81 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{53.16}{93.9} = 0.56 > 0.2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0.81$

$$\phi = 0.99$$

$$\chi_y = 0.72$$

$$\chi_z = 0.55$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.55$$

$$N_{Cr} = \chi_{min} \times \beta_{\omega} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{Cr} = 0.55 \times 1 \times 13.81 \times \frac{23.5}{1.1} = 162.26 \text{ KN}$$

$$N_{Cr} = 162.26 \text{ KN} > N_{max} = 142.67 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.2. Pré dimensionnement de la membrure inférieure (l'entrait) :

$$N_{max} = 228.79 \text{ KN (de traction)}$$

$$A \geq \frac{228.79 \times 1.1}{23.5} = 10.71 \text{ cm}^2$$

$A \geq 10.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Prendre **2 CAE (60x60x6)** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$A = 13.81 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 54.53 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 111.64 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de l'entrait vis-à-vis du flambement :**

$$N_{max} = 159.71 \text{ KN (de compression)}$$

$$l_y = l_z = 1.6 \text{ m.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{45.53}{13.81}} = 1.98 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{111.64}{13.81}} = 2.84 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{160}{1.98} = 80.80$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{160}{2.84} = 56.33$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{80.80}{93.9} = 0.86 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{56.33}{93.9} = 0.59 > 0.2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0.86$

$$\phi = 1.03$$

$$\chi_y = 0.62$$

$$\chi_z = 0.53$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.53$$

$$N_{Cr} = \chi_{min} \times \beta_{\omega} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{Cr} = 0.53 \times 1 \times 13.81 \times \frac{23.5}{1.1} = 156.36 \text{ KN}$$

$$N_{Cr} = 156.36 \text{ KN} < N_{max} = 159.71 \text{ KN}$$

Condition non vérifiée

On augmente la section du profilé : **2 CAE (60x60x8)** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$A = 18.05 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 58.25 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 151.2 \text{ cm}^4$$

$$l_y = l_z = 1.6 \text{ m.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{58.25}{18.05}} = 1.79 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{151.2}{18.05}} = 2.89 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{160}{1.79} = 89.38$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{160}{2.89} = 55.36$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{89.38}{93.9} = 0.95 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{55.36}{93.9} = 0.58 > 0.2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0.95$

$$\phi = 1.135$$

$$\chi_y = 0.56$$

$$\chi_z = 0.49$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.49$$

$$N_{Cr} = \chi_{min} \times \beta_\omega \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{Cr} = 0.49 \times 1 \times 18.05 \times \frac{23.5}{1.1} = 191.6 \text{ KN}$$

$$N_{Cr} = 191.6 \text{ KN} > N_{max} = 159.71 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

III.4.3. Pré dimensionnement des montants :

$$N_{max} = 40.05 \text{ KN (de traction)}$$

$$A \geq \frac{40.05 \times 1.1}{23.5} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$A \geq 1.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Prendre **2 CAE (40x40x5)** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$A = 7.57 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 10.83 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 31.76 \text{ cm}^4$$

- **Vérification du montant vis-à-vis du flambement :**

$$N_{max} = 27.55 \text{ KN (de compression)}$$

$$l_y = l_z = 1.00 \text{ m.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{10.83}{7.57}} = 1.19 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{31.76}{7.57}} = 2.04 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{100}{1.19} = 84.03$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{100}{2.04} = 49.01$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{84.03}{93.9} = 0.89 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{49.01}{93.9} = 0.52 > 0.2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 0.89$

$$\phi = 1.06$$

$$\chi_y = 0.61$$

$$\chi_z = 0.50$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.50$$

$$N_{Cr} = \chi_{min} \times \beta_{\omega} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{Cr} = 0.50 \times 1 \times 7.57 \times \frac{23.5}{1.1} = 80.86 \text{ KN}$$

$$N_{Cr} = 80.86 \text{ KN} > N_{max} = 27.55 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.4. Pré dimensionnement des diagonales :

$$N_{max} = 32.54 \text{ KN (de traction)}$$

$$A \geq \frac{32.54 \times 1.1}{23.5} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$A \geq 1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Prendre **2 CAE (40x40x5)** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$A = 7.57 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 10.83 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 31.76 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de la diagonale vis-à-vis du flambement :**

$$N_{max} = 46.29 \text{ KN (de compression)}$$

$$l_y = l_z = 1.57 \text{ m.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{10.83}{7.57}} = 1.19 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{31.76}{7.57}} = 2.04 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{157}{1.19} = 131.93$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{157}{2.04} = 76.96$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{131.93}{93.9} = 1.40 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{76.96}{93.9} = 0.81 > 0.2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1.40$

$$\phi = 1.77$$

$$\chi_y = 0.35$$

$$\chi_z = 0.3$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.3$$

$$N_{Cr} = \chi_{min} \times \beta_{\omega} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$N_{Cr} = 0.3 \times 1 \times 7.57 \times \frac{23.5}{1.1} = 48.51 \text{ KN}$$

$$N_{Cr} = 48.51 \text{ KN} > N_{max} = 46.29 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.5. Conclusion :

les sections choisies sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Eléments	Sections (mm)
Membrure supérieure (arbalétrier)	2CAE (60x60x6)
Membrure inférieure (entrait)	2CAE (60x60x8)
Montants	2CAE (40x40x5)
Diagonales	2CAE (40x40x5)

Tableau III.10 : section des éléments de la ferme.

III.6. Calcul du poids réel de la ferme :

Eléments	Poids (Kg/ml)	Longueur de l'élément (m)	Poids de l'élément (Kg)
2CAE (60x60x6)	10.84	20.72	224.60
2CAE (60x60x8)	14.17	20.72	293.60
2CAE (40x40x5)	5.94	15	89.1
2CAE (40x40x5)	5.94	22.68	134.72
			TG = 742.02

Tableau III.11 : poids de la ferme.

En plus du poids des éléments de la ferme on majore le poids totale de la ferme de : 20% pour tenir compte du poids des goussets, boulons, élément de contreventement vertical, peinture.

D'où poids totale est de : 890.424 Kg.

Chapitre IV

Eléments secondaires

I. Lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont des poutrelles disposées horizontalement et qui peuvent être en IPE, UAP ou en profils mince pliés. Elles sont portées par des poteaux de portique ou sur des potelets intermédiaires.

Les lisses, sont destinés à reprendre les efforts du vent sur le bardage, leurs disposition est faite en sorte que l'inertie maximale soit dans le plan horizontale.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de sont poids propre et du poids du bardage et de ce fait, la lisse travail à la flexion déviée. [II]

I.1 Calcul des charges et surcharges revenant à la lisse la plus chargée :

✓ Poids propre :

Bardage : 0.12 KN/m²

Poids propre de la lisse (estimation) : 0.12 KN/ml

$$G = 0.12 \times 2 + 0.12 = 0.36 \text{ KN/ml.}$$

✓ Charge du vent W :

$$q_j = 1.223 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{en zone A}$$

$$q_j = 1.086 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{en zone B}$$

$$q_{eq} = 1.223 \times 2 \times 0.66 + 1.087 \times 2 \times 0.33 = 2.35 \text{ KN/ml}$$

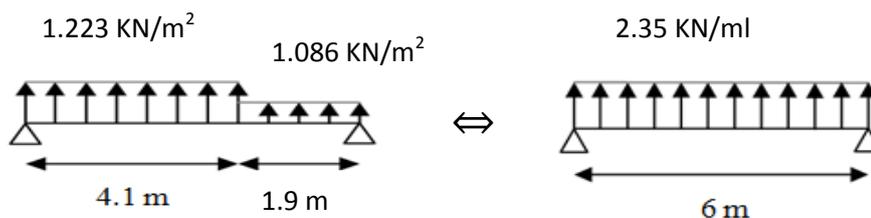


Figure IV.1 : charge du vent sur la lisse.

I.2 Pré dimensionnement de la lisse :

1) Condition de la stabilité (flèche) :

$$f_z = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$\text{avec: } f_{adm} = \frac{l}{200} \text{ (cm)}$$

$$I_y > \frac{5 \times 2.35 \times 10^{-1} \times 6^4}{384 \times 210000 \times 3} = 629.46 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 160**

On remarque que un IPE 160 est un peu trop pour une lisse de bardage, dans ce cas on propose de réduire la section du profilé en introduisant des potelets intermédiaire, de ce fait on réduira la flèche et considérablement la section du profilé.

$$f_z = \frac{2.05 \times q_w \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{2.05 \times q_w \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$\text{avec: } f_{adm} = \frac{l}{400} \text{ (cm)}$$

$$I_y > \frac{2.05 \times 2.35 \times 10^{-1} \times 3^4}{384 \times 210000 \times 1.5} = 32.26 \text{ cm}^4$$

Soit un **IPE 80** de caractéristiques suivantes :

$$A = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 80.1 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 8.4 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 23.22 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 5.82 \text{ cm}^3$$

- Calcul du poids propre réel :

$$G = 0.06 + 0.12 \times 2 = 0.3 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

On a :

$$M_y = \frac{(1.5W)l^2}{8}$$

$$M_y = \frac{(1.5 \times 2.35)3^2}{8} = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{(1.35G)l^2}{8}$$

$$M_z = \frac{(1.35 \times 0.3)3^2}{8} = 0.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$M_{pl,y} = 4.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{m_0}}$$

$$M_{pl,z} = 1.24 \text{ KN.m}$$

Donc on vérifie :

$$\left(\frac{3.97}{4.96}\right)^2 + \left(\frac{0.45}{1.24}\right)^1 = 1.003 > 1 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

On opte pour un **IPE 100** :

$$A = 10.3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 171 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 15.92 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 39.41 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 9.15 \text{ cm}^3$$

$$A_{vy} = 6.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 5.085 \text{ cm}^2$$

$$G = 8.1 \text{ Kg/ml}$$

- Calcul du poids propre réel avec l'IPE100 :

$$G = 0.081 + 0.12 \times 2 = 0.32 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = \frac{(1.5 \times 2.35)^2}{8} = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{(1.35 \times 0.32)^2}{8} = 0.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = 8.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,z} = 1.95 \text{ KN.m}$$

1) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

La condition à vérifier est donné par l'article 5.4.6(2) de l'EC3 :

$$V_{pl} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m_0}} \geq V_{sd}$$

$$V_{plz} = \frac{5.085 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 62.71 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = \frac{1.25(1.5 W) l}{2} = \frac{1.25 \times 1.5 \times 2.35 \times 6}{2}$$

$$V_{sd,max} = 13.21 \text{ KN} < V_{plz} = 62.71 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarques :

- La vérification à l'effort tranchant est faite dans le sens le plus chargé (sens du vent).

2) Vérification au déversement :

On a un profilé laminé :

IPE100 en flexion pure \Rightarrow classe 1

$$\beta_w = 1$$

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.

f_y : Contrainte limitée élastique de l'acier ($f_y = 235 \text{ MPa}$)

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

$C_1, C_2,$ et C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement. Et ils sont donnés dans le tableau F.1.1 de l'EC3.

Pour notre cas de chargement et de condition d'appuis on adopte les valeurs suivantes :

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

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

$L=300 \text{ cm}$; (L : hauteur du de la lisse)

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$Z_a = -10 \text{ cm} \quad \text{sous le vent}$$

$$Z_s = 0$$

$$Z_g = 0$$

Car c'est une section doublement symétrique.

$$M_{Cr} = 13.91 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = 0.81 > 0.4 \quad \text{risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0.21$, et par interpolation on tire la valeur de χ_{lt} à partir de la courbe (a) du tableau 5.5.2 de l'EC3.

$$\chi_{lt} = 0.78$$

Selon l'article 5.5.2 de l'EC3 la condition à vérifiée est :

$$M_f < M_{Rd,y} = \chi_{Lt} W_{pl,y} f_y / \gamma_{m_1}$$

$$M_f = 3.97 < M_{Rd,y} = 6.55 \quad \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification de la résistance :

En se référant à l'article 5.4.8.1(11) de l'EC3, la condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{rd,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{rd,z}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\text{avec: } \alpha = 2; \beta = 1 \quad \text{car la lisse est une section en I et } N_{sd} = 0$$

$$\left(\frac{3.97}{0.78 \times 8.41} \right)^2 + \left(\frac{0.48}{1.95} \right)^1 = 0.61 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

4) Vérification de la flèche :

$$f_y = \frac{2.05 \times q_G \times l^4}{384 \times EI_z} \leq f_{adm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.32 \times 3^4}{384 \times 210000 \times 15.92 \times 10^{-8}} = 0.4 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.4 < f_{adm} = 1.5 \quad \text{condition vérifiée.}$$

II. Calcul des potelets :

Les potelets sont des profilés en I ou en H généralement, ils sont destinés à rigidifier le bardage, et résister aux efforts du vent sur le bardage. Ils ont considérés articulés dans les deux extrémités.

Le potelet, travail à la flexion sous l'action de l'effort du vent et à la compression sous l'effet de son poids propre, poids du bardage, et les lisse de bardage qui lui est associé. De ce fait, le potelet travail globalement à la flexion composée. [II]

II.1. Pré dimensionnement du potelet sur pignon :

1) Cas 1 : Potelet le plus sollicité :

Le potelet le plus sollicité est situé en zone de pression A et B sur la façade latérale 1 ou latérale 2 et cela pour $C_{pi} = +0.8$ (portes fermées)

$$q_j = 1.208 \text{ KN/m}^2 \quad \text{en zone A}$$

$$q_j = 1.075 \text{ KN/m}^2 \quad \text{en zone B}$$

Le Pré dimensionnement se fait à la condition de la stabilité (flèche), sous chargement du vent :

$$W_{eq} = q_j(A) \times 2.6 + q_j(B) \times 0.4 = 3.57 \text{ KN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$I_y > \frac{5 \times 3.57 \times 10^{-3} \times 8.21^4}{384 \times 210000 \times 0.041} = 2452.88 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **HEA 180** avec les caractéristiques suivantes :

$$A = 45.3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2510 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 924.6 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 324.9 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 156.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{vy} = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 14.47 \text{ cm}^2$$

$$G = 35.5 \text{ Kg/ml}$$

$$i_y = 7.44 \text{ cm}$$

$$i_z = 4.52 \text{ cm}$$

- Calcul du poids soulevé par le potelet :

$$G_{\text{glisse}} = 1.25 \times 4 \times 0.081 \times \frac{6}{2} = 1.215 \text{KN}$$

$$G_{\text{bardage}} = 9.23 \times 3 \times 0.12 = 3.322 \text{KN}$$

$$G_{\text{potelet}} = 8.21 \times 0.355 = 2.91 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 1.35(1.215 + 3.322 + 2.91) = 10.05 \text{KN}$$

$$M_{sd} = 1.5 \left(3.57 \times \frac{8.21^2}{8} \right) = 45.11 \text{KN.m}$$

II.1.1. Vérification à la résistance du potelet :

a) Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd,max} = 1.5 \times 3.57 \times \frac{8.21}{2} = 21.98 \text{KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m_0}} \geq V$$

$$V_{plz} = \frac{14.47 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 178.47 \text{KN}$$

$$V_{sd,max} = 21.98 \text{KN} < V_{plz} = 178.47 \text{KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification aux instabilités :

b.1) Vérification au flambement :

$$i_y = 7.44 \text{ cm}$$

$$i_z = 4.52 \text{ cm}$$

$$l_y = 8.21 \text{ m}$$

$$l_z = 2 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{821}{7.44} = 110.34$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{4.52} = 44.24$$

$$\bar{\lambda} = [\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_w]^{0,5}$$

(âme et semelle comprimée) \longrightarrow classe 1 $\Rightarrow \beta_w = 1$

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

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{110,34}{93,9} = 1,17 > 0,2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44,24}{93,9} = 0,47 > 0,2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1,18$

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(1,17 - 0,2) + 1,17^2] = 1,42$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,42 + [1,42^2 - 1,17^2]^{0,5}} = 0,44$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,42 + [1,42^2 - 0,47^2]^{0,5}} = 0,36$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,36$$

b.2) Vérification au déversement :

On a un profilé laminé :

âme en flexion composée et paroi comprimée \Rightarrow classe 1

$$\beta_w = 1$$

χ_{lt} : coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

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

f_y : Contrainte limitée élastique de l'acier ($f_y = 235 \text{MPa}$).

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

C_1 , C_2 , et C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement. Et ils sont donnés dans le tableau F.1.1 de l'EC3.

Pour notre cas de chargement et de condition d'appuis on adopte les valeurs suivantes :

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

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

$L=821$ cm ; (L : hauteur du potelet)

$$Z_g = Z_a - Z_s$$

$$Z_a = -8.55 \text{ cm} \quad \text{sous le vent}$$

$$Z_s = 0$$

$$Z_g = 0$$

$$M_{Cr} = 96.73 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0.88 > 0.4 \quad \text{risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0.21$, et par interpolation on tire la valeur de χ_{lt} à partir de la courbe (a) du tableau 5.5.2 de l'EC3.

$$\chi_{lt} = 0.746$$

b.3) Vérification à l'influence de l'effort normal :

$$N_{sd} < \min (0.5 A_w f_y; 0.25 N_{pl})$$

$$\text{Avec : } A_w = A - 2t_f \cdot b$$

$$N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{45.3 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} = 967.77 \text{ KN}$$

$$A_w = 45.3 - 2 \times 0.95 \times 18 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$N_{max} = \min(130.42 ; 241.94) = 130.42 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 10.05 < N_{max} = 130.42 \text{ KN}$$

Dans ce cas, pas de réduction du moment résistant due à l'effort normal.

c) Vérification à la résistance :

En se référant à l'article 5.5.4(1) de L'EC3, du moment que le déversement est un mode potentiel de ruine, la condition à vérifier est la suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_{Lt} \times M_{y,sd}}{\frac{\chi_{Lt} M_{y,pl}}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Où :

$$k_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{avec: } k_y \leq 1$$

$$\mu_{Lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,Lt} - 0.15$$

Avec :

$$\mu_{Lt} \leq 0.90$$

$\beta_{M,y}$: Facteur de moment uniforme équivalent (donnée par la figure 5.5.3 de l'EC3)

$$\mu_{Lt} = 0.15 \times 0.47 \times 1.3 - 0.15$$

$$\mu_{Lt} = -0.05$$

$$k_{Lt} = 1 + \frac{0.05 \times 10.05 \times 10^{-3}}{0.93 \times 45.3 \times 10^{-4} \times 235} = 1.001$$

$$\frac{10.05 \times 10^{-3} \times 1.1}{0.93 \times 45.3 \times 10^{-4} \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1.001 \times 45.11 \times 10^{-3} \times 1.1}{0.746 \times 324.85 \times 10^{-6} \times \frac{235}{1.1}} = 0.96 < 1$$

Condition vérifiée.

2) Cas 2 : Potelet le plus élancé :

Le potelet le plus élancé est localisé en zone pression B sur la façade latérale 1 ou 2 pour $C_{pi} = +0.8$ (portes fermées)

$$q_j = 1.075 \text{KN/m}^2 \text{ en zone B}$$

$$W = q_j \times 3 = 3.225 \text{KN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$I_y > \frac{5 \times 3.225 \times 10^{-3} \times 9.20^4}{384 \times 210000 \times 0.046} = 3114.17 \text{ cm}^3$$

On opte pour un **HEA 200** avec les caractéristiques suivantes :

$$A = 53.8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 3692 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 1336 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 429.5 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 203.8 \text{ cm}^3$$

$$A_{vy} = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 18.08 \text{ cm}^2$$

$$G = 42.3 \text{ Kg/ml}$$

$$i_y = 8.28 \text{ cm}$$

$$i_z = 4.98 \text{ cm}$$

- Calcul du poids soulevé par le potelet :

$$G_{lisse} = 1.25 \times 4 \times 0.081 \times \frac{6}{2} = 1.215 \text{KN}$$

$$G_{bardage} = 9.20 \times 3 \times 0.12 = 3.31 \text{KN}$$

$$G_{potelet} = 9.20 \times 0.423 = 3.90 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 1.35(1.215 + 3.322 + 3.90) = 11.38 \text{KN}$$

$$M_{sd} = 1.5 \left(3.225 \times \frac{9.20^2}{8} \right) = 51.18 \text{KN.m}$$

a) Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd,max} = 1.5 \times 3.225 \times \frac{9.20}{2} = 22.25 \text{KN}$$

$$V_{plz} = \frac{18.08 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 223 \text{KN}$$

$$V_{sd,max} = 22.25 \text{KN} < V_{plz} = 223 \text{KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification aux instabilités :

b.1) Vérification au flambement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{920}{8.28} = 111.11$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{4.98} = 40.16$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{111.11}{93.9} = 1.18 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{40.16}{93.9} = 0.42 > 0.2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1.18$

$$\phi = 0.5[1 + 0.49(1.18 - 0.2) + 1.18^2] = 1.43$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.43 + [1.43^2 - 1.18^2]^{0.5}} = 0.44$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.43 + [1.43^2 - 0.42^2]^{0.5}} = 0.35$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.35$$

b.2) Vérification au déversement :

$$M_{Cr} = 123.38 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0.35 < 0.4 \quad \text{pas de risque de déversement}$$

b.3) Vérification à l'influence de l'effort normal :

$$N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} = 1149.36 \text{ KN}$$

$$A_w = 53.8 - 2 \times 1 \times 20 = 13.8 \text{ cm}^2$$

$$N_{max} = \min(162.15 ; 287.34) = 162.15 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 11.38 < N_{max} = 162.15 \text{ KN}$$

Dans ce cas, pas de réduction du moment résistant due à l'effort normal.

c) Vérification à la résistance :

En se référant à l'article 5.5.4(1), la condition à vérifier est la suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{\frac{M_{y,pl}}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Où :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec: } k_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{M,y} - 4) + \frac{(W_{pl,y} - W_{el,y})}{W_{el,y}}$$

Avec :

$$\mu_y \leq 0.90$$

$\beta_{M,y}$: Facteur de moment uniforme équivalent (donnée par la figure 5.5.3 de l'EC3)

$$\mu_y = 1.18 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{(489.8 - 388.6)}{388.6}$$

$$\mu_y = -1.5$$

$$k_y = 1 - \frac{1.54 \times 10.70 \times 10^{-3}}{0.44 \times 53.8 \times 10^{-4} \times 235} = 1.02$$

$$\frac{11.38 \times 10^{-3} \times 1.1}{0.35 \times 53.8 \times 10^{-4} \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1.02 \times 51.18 \times 10^{-3} \times 1.1}{429.5 \times 10^{-6} \times \frac{235}{1.1}} = 0.64 < 1$$

Condition vérifiée.

II.2. Pré dimensionnement du potelet sur long pan:

Le potelet le plus sollicité est localisé en zone pression A et B sur la façade principale pour $C_{pi} = +0.8$ (portes fermées)

$$q_j = 1.222 \text{ KN/m}^2 \quad \text{en zone A}$$

$$q_j = 1.086 \text{ KN/m}^2 \quad \text{en zone B}$$

$$W = 3.61 \text{ KN}$$

$$f_y = \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{5 \times W \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$I_y > \frac{5 \times 3.61 \times 10^{-3} \times 8.2^4}{384 \times 210000 \times 0.041} = 2468.30 \text{ cm}^4$$

On opte pour un **HEA 180** avec les caractéristiques suivantes :

$$A = 45.3 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2510 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 924.6 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 324.9 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 156.5 \text{ cm}^3$$

$$A_{vy} = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 14.47 \text{ cm}^2$$

$$G = 35.5 \text{ Kg/ml}$$

$$i_y = 7.44 \text{ cm}$$

$$i_z = 4.52 \text{ cm}$$

- Calcul du poids soulevé par le potelet :

$$G_{\text{glisse}} = 1.25 \times 4 \times 0.081 \times \frac{6}{2} = 1.215 \text{ KN}$$

$$G_{\text{bardage}} = 8.20 \times 3 \times 0.12 = 2.95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{potelet}} = 8.20 \times 0.355 = 2.91 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.35(1.215 + 2.95 + 2.91) = 9.55 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 1.5 \left(3.61 \times \frac{8.20^2}{8} \right) = 45.51 \text{ KN.m}$$

a) Vérification à l'effort tranchant :

$$V_{sd,max} = 1.5 \times 3.61 \times \frac{8.20}{2} = 22.20 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m_0}} \geq V$$

$$V_{plz} = \frac{14.47 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 178.47 \text{ KN}$$

$$V_{sd,max} = 22.20 \text{ KN} < V_{plz} = 178.47 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification aux instabilités :

b.1) Vérification au flambement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{820}{7.44} = 110.09$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{4.52} = 44.24$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{110.09}{93.9} = 1.17 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{44.24}{93.9} = 0.47 > 0.2$$

Donc : il y'a lieu de tenir compte du flambement en prenant $\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1.17$

$$\phi = 0.5[1 + 0.49(1.17 - 0.2) + 1.17^2] = 1.42$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.42 + [1.42^2 - 1.17^2]^{0.5}} = 0.44$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.42 + [1.42^2 - 0.47^2]^{0.5}} = 0.36$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.36$$

b.2) Vérification au déversement :

On a :

$$M_{Cr} = 96.73 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0.88 > 0.4 \quad \text{risque de déversement}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0.21$, et par interpolation on tire la valeur de χ_{lt} à partir de la courbe (a) du tableau 5.5.2 de l'EC3.

$$\chi_{lt} = 0.746$$

b.3) Vérification à l'influence de l'effort normal :

$$N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{45.3 \times 10^{-4} \times 235}{1.1} = 967.77 \text{ KN}$$

$$N_{max} = \min(130.42 ; 241.94) = 130.42 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 9.55 < N_{max} = 130.42 \text{ KN}$$

Dans ce cas, pas de réduction du moment résistant due à l'effort normal.

c) Vérification à la résistance :

En se référant à l'article 5.5.4(1), la condition à vérifier est la suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl}} + \frac{k_{Lt} \times M_{y,sd}}{\chi_{Lt} M_{y,pl}} \leq 1$$

Où :

$$\mu_{Lt} = 0.15 \times 0.47 \times 1.3 - 0.15$$

$$\mu_{Lt} = -0.05$$

$$k_{Lt} = 1 + \frac{0.05 \times 9.55 \times 10^{-3}}{0.93 \times 53.8 \times 10^{-4} \times 235} = 1.00001$$

$$\frac{9.55 \times 10^{-3} \times 1.1}{0.93 \times 43.8 \times 10^{-4} \times 235} + \frac{1.0001 \times 45.51 \times 10^{-3} \times 1.1}{0.746 \times 429.5 \times 10^{-6} \times 235} = 0.67 < 1$$

Condition vérifiée.

III. Conclusion :

on adopte pour la structure les éléments suivant :

Profilés	Sur pignon	Sur long pan
lisses	IPE 100	IPE 100
potelets	HEA 200	HEA 180

Tableau V.1 : dimensions des profilés des éléments secondaires

IV. Les escaliers:

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux de la structure.

Ils sont formés d'une succession de plans de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'emmarchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur contre marche (h).

IV.1. calcul des escaliers: le calcul se fait à la flexion simple.

• **Règle de BRONDEL :**

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}.$$

On prend : $h = 17\text{ cm}$

$$26\text{ cm} \leq g \leq 32\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

Pour notre cas, on a deux escaliers droits en métal, de même type, qui se caractérise :

- la montée : $H = 2.08\text{ m}$
- la hauteur de marche : $h = 17\text{cm}$
- l'embranchement : 2.6m
- le giron : $g = 30\text{cm}$

IV.1. 1 calcul des éléments de l'escalier :

a) Charges et surcharges sur l'escalier :

Charges permanentes :

- Poids propre de la tôle : 0.25KN/m^2 .
- Poids de la cornière (estimé) : 0.01KN/ml .

Charges d'exploitation :

$$Q = 4.5\text{ KN/m}^2$$

Chaque éléments reprends la moitié de les charges permanentes et les charges d'exploitation, se qui fait :

$$q = \frac{G + Q}{2} \times g$$

$$q = \frac{(0.25 + 4.5) \times 0.3}{2} + 0.01 = 0.722\text{KN/ml}$$

b) **Pré dimensionnement de la cornière du support** : le pré-dimensionnement se fait selon la condition de la stabilité (flèche) :

$$f_z = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$\text{avec: } f_{adm} = \frac{l}{300} \text{ (cm)}$$

$$I_y > \frac{5 \times 0.722 \times 10^{-1} \times 2.6^4}{384 \times 210000 \times 0.86} = 23.78 \text{ cm}^4$$

On choisit une double cornière **2 CAE (50x50x6)**, avec les caractéristiques suivantes:

$$A = 11.38 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 25.64 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 58.37 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 10.53 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 19.30 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 6 \text{ cm}^2$$

$$G = 7.54 \text{ Kg/ml}$$

- **Vérification au moment fléchissant** :

La condition à vérifier est : $M_{sd} < M_{pl}$

$$q_u = \frac{(1.35 \times 0.25 + 1.5 \times 4.5) \times 0.3}{2} + 1.35 \times 0.0754 = 1.16 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1.16 \times 2.6^2}{8} = 0.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{10.53 \times 10^{-6} \times 235}{1.1} = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.98 \text{ KN.m} < M_{pl} = 2.24 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification vis avis l'effort tranchant :

La condition à vérifier est : $V_{sd} < V_{pl}$

$$V_{sd} = \frac{1.16 \times 2.6}{2} = 2.08 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = 74 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 2.08 \text{ KN} < V_{pl} = 74 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

c) Pré dimensionnement du limon :

Le limon est l'élément qui support le poids total de l'escalier.

- Les charges et surcharges :

En prend le poids du limon 0.25KN/ml (estimation).

$$G = \frac{(G_{tol}) \times 0.3}{2} + \frac{G_{cornière}}{2} + G_{limon}$$

$$G = \frac{(0.25) \times 0.3}{2} + 0.0377 + 0.25 = 0.32 \text{ KN/ml}$$

D'où on aura :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.32 + 1.5 \times \frac{(4.5 \times 2.6)}{2} = 9.20 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0.32 + 5.85 = 6.17 \text{ KN/ml}$$

Le pré-dimensionnement se fait selon la condition de la stabilité (flèche) :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$\text{avec: } f_{adm} = \frac{l}{300} \text{ (cm)}$$

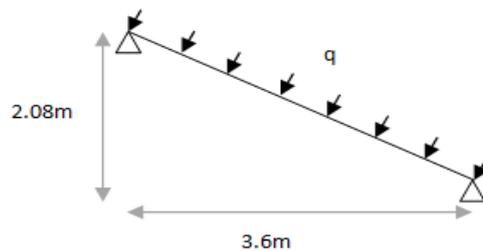


Figure IV.2 : schéma statique du limon (escalier).

Avec :

$$l = \sqrt{2.08^2 + 3.6^2} = 4.157m$$

$$\operatorname{tg} \alpha = 0.57 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

$$q_s = 6.17 \times \cos \alpha = 5.34 \text{KN/ml}$$

D'où on aura :

$$I_y > \frac{5 \times 5.34 \times 10^{-1} \times 4.157^4}{384 \times 210000 \times 1.38} = 716.47 \text{ cm}^4$$

On choisit un **UPN160**, qui a les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 925 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 85.3 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 138 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 35.2 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$G = 18.8 \text{ Kg/ml}$$

- Vérification au moment fléchissant :

La condition à vérifier est : $M_{sd} < M_{rd}$

$$q_u = [1.35(0.26) + 1.5 (5.85)] \times \sin 60^\circ$$

$$q_u = 7.90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{4.54 \times 4.157^2}{8} = 17.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{138 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 29.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 17.07 \text{ KN.m} < M_{rd} = 29.48 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification vis avis l'effort tranchant :

La condition à vérifier est : $V_{sd} < V_{pl}$

$$V_{sd} = \frac{7.90 \times 4.157}{2} = 10.18 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{12.6 \times 10^{-1} \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 155.41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 10.18 \text{ KN} < V_{pl} = 155.41 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

V. Les gradins :

Le calcul des gradins se fait de la même manière que les escaliers. Leurs dimensions sont les suivants :

- la monté : 4.35m
- La hauteur de chaque niveau : 40cm
- La largeur : 80cm sauf le dernier à 100cm
- La longueur est : 6m

V.1 calcule des éléments des gradins :**a) Charges et surcharges sur les gradins :**

Charges permanentes :

- Poids propre de la tôle : 0.25KN/m².
- Poids du support : 0.01KN/ml.

Charges d'exploitation :

$$Q = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$q = \frac{(0.25 + 6) \times 0.8}{2} + 0.01 = 2.51 \text{ KN/ml}$$

b) Pré dimensionnement du support : le pré-dimensionnement se fait selon la condition de la stabilité (flèche) :

$$f_z = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$\text{avec: } f_{adm} = \frac{l}{300} \text{ (cm)}$$

$$I_y > \frac{5 \times 2.55 \times 10^{-1} \times 6^4}{384 \times 210000 \times 2} = 1024.55 \text{ cm}^4$$

On choisit un **IPE180**, qui a les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 1317 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 100.9 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 166.4 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 34.6 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 11.25 \text{ cm}^2$$

$$G = 18.84 \text{ Kg/ml}$$

- Vérification au moment fléchissant :

La condition à vérifier est : $M_{sd} < M_{pl}$

$$q_u = \frac{(1.35 \times 0.25 + 1.5 \times 6) \times 1}{2} + 1.35 \times 0.188 = 4.92 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{4.92 \times 6^2}{8} = 22.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 235}{1.1} = 35.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 22.15 \text{ KN.m} < M_{pl} = 35.54 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification vis avis l'effort tranchant :

La condition à vérifier est : $V_{sd} < V_{pl}$

$$V_{sd} = \frac{4.92 \times 6}{2} = 14.76 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{11.25 \times 10^{-4} \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 138.76 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14.76 \text{ KN} < V_{pl} = 138.76 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

c) **Pré dimensionnement du limon :**

$$G = \frac{(G_{tol}) \times 1}{2} + \frac{G_{support}}{2} + G_{limon}$$

$$G = \frac{(0.25) \times 1}{2} + 0.0942 + 0.25 = 0.469 \text{ KN/ml}$$

D'où on aura :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.469 + 1.5 \times \frac{(6 \times 6)}{2} = 27.63 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0.469 + 18 = 18.469 \text{ KN/ml}$$

Le pré-dimensionnement se fait selon la condition de la stabilité (flèche) :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times EI_y} \leq f_{adm} \quad \Rightarrow \quad I_y > \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E f_{adm}}$$

$$\text{avec: } f_{adm} = \frac{l}{300} \text{ (cm)}$$

Avec :

$$l = \sqrt{2.4^2 + 4.35^2} = 4.96 \text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = 0.55 \Rightarrow \alpha = 22.28^\circ$$

$$q_s = 18.469 \times \cos \alpha = 17.09 \text{ KN/ml}$$

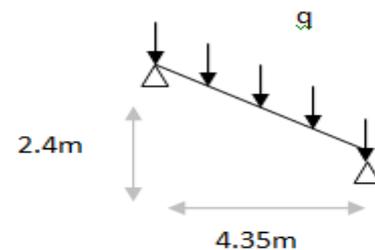


Figure IV.3 : schéma statique du limon (gradin).

D'où on aura :

$$I_y > \frac{5 \times 7 \times 10^{-1} \times 4.96^4}{384 \times 210000 \times 1.45} = 4423.03 \text{ cm}^4$$

On choisit un **UPN260**, avec les caractéristiques suivantes :

$$I_y = 4820 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 317 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 442 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 91.6 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 27.12 \text{ cm}^2$$

$$G = 37.9 \text{ Kg/ml}$$

- **Vérification au moment fléchissant :**

La condition à vérifier est : $M_{sd} < M_{rd}$

$$q_u = [1.35(0.598) + 1.5 (18)] \times \cos \alpha$$

$$q_u = 25.73 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{25.73 \times 4.96^2}{8} = 79.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m_0}} = \frac{442 \times 10^{-3} \times 235}{1.1} = 94.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 79.12 \text{ KN.m} < M_{pl} = 94.42 \text{ KN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification vis avis l'effort tranchant :**

La condition à vérifier est : $V_{sd} < V_{pl}$

$$V_{sd} = \frac{25.73 \times 4.96}{2} = 63.81 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{m_0} \sqrt{3}} = \frac{27.12 \times 10^{-1} \times 235}{1.1 \sqrt{3}} = 334.5 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 63.81 \text{KN} < V_{pl} = 334.5 \text{KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc on utilise : un **IPE180** pour le support et un **UPN260** pour le limon

Chapitre V

Systemes de contreventement

I. Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.[II]

II. Contreventement des fermes par ciseaux :

On a adopté dans notre structure, des ciseaux (CAE 60x8) au dessus de chaque potelet pour reprendre la réaction « R » de ces derniers sous la pression du vent sur le pignon, ainsi on stabilisera les fermes dans le sens longitudinal.

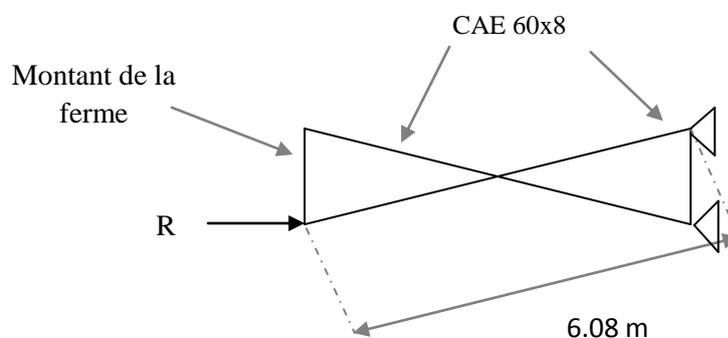


Figure V.1 : schéma statique des ciseaux.

II.1. Réaction des potelets sous la pression du vent sur pignon :

Les réactions engendrées par les potelets (majoration de 1.5W) dues à la pression du vent sur pignon sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Force R	1	2	3	4	5	6
Valeurs (KN)	12.57	13.60	12.20	12.20	13.60	12.57

Tableau V.1 : réactions des potelets

II.2. Vérification les diagonales du ciseau :

Les diagonales sont sollicitées à la compression avec $N_{max} = 13.60 \text{ KN}$. de ce fait on vérifie le flambement de cette élément :

$$l_y = l_z = 304 \text{ cm} \quad \text{"le ciseau est articulé à sa mi - portée"}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = 169.83$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 1.8 > 0.2$$

Il faut tenir compte du flambement.

$$\bar{\lambda}_{max} = 1.8$$

$$\text{Courbe (c)} \Rightarrow \chi_{min} = 0.23 \quad [\text{jean Morel tableau 66}]$$

$$N_{rd} = 0.23 \times 1 \times 9.02 \times \frac{23.5}{1.1} = 44.32 \text{ KN}$$

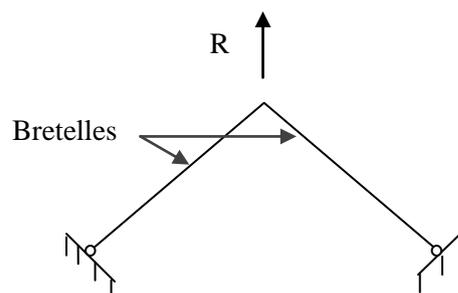
$$N_{sd,max} = 13.60 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} < N_{rd} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III. Dimensionnement des bretelles sur long pan :

Les bretelles sont misent en toiture dans le sens longitudinale (les deux long pan) pour reprendre la réaction à la tête des potelets sollicité par une pression du vent sur long pan, ainsi on empêchera la panne sablière de reprendre cette effort.

Les bretelles sont soumissent à la traction, telles qu'elles sont montrées sur le schéma statique suivant :



On a :

Figure V.2: Les bretelles.

$$R = q_j \times 1.5 \times \frac{l}{2}$$

R : Étant la réaction à la tête du potelet.

q_j : La pression de la zone D pour un vent sur long pan.

$$q_j = 0.47 \times 3 = 1.41 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$R = 1.41 \times 1.5 \times \frac{8.20}{2} = 8.67 \text{ KN}$$

Afin de ne pas transmettre cet effort à la deuxième panne, on relie l'extrémité des bretelles à la ferme pour avoir complètement des diagonales articulées à leurs mis portée telle qu'elle est montré dans la figure suivante :

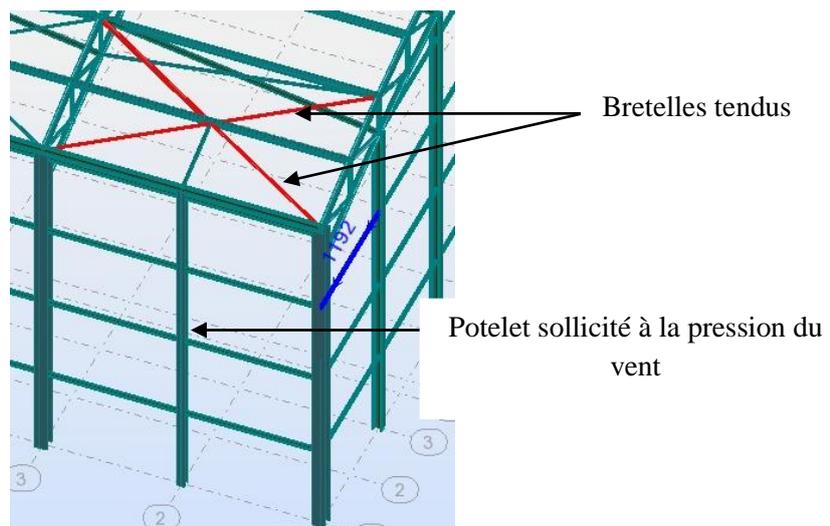


Figure V.3: Action du potelet sur les bretelles.

Après modélisation de toute la structure ainsi que toutes les directions du vent, on a pu tirer la sollicitation maximale auquel elle est sollicitée les diagonales.

La sollicitation maximale observée après lancement des calculs est $N_{sd} = 38.74 \text{ KN}$ qui est un effort de traction donné pour une dépression sur la toiture sous la combinaison $G+1.5W1D$.

D'autre part elles seront comprimées sous la réaction à la tête du poteau pour un vent sur long pan telle qu'il est montré sur la figure suivante :

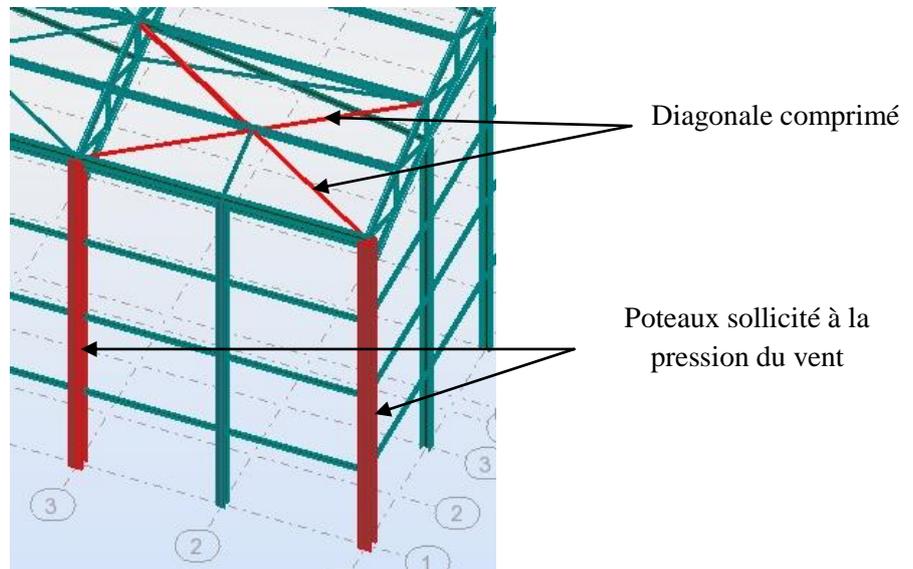


Figure V.4 : Action des poteaux sur les bretelles.

La sollicitation maximale observée est $N_{sd} = -28.65 \text{ KN}$ qui est un effort de compression, et sachant que l'acier est vulnérable à la compression pour cause sa faible résistance au flambement, les diagonales sont dimensionnées au flambement avec un effort axial de compression $N_{sd} = -28.65 \text{ KN}$

En premier temps on prend une simple cornière **CAE (60x6)**

$$N_{max} = 28.65 \text{ KN}$$

$l_y = l_z = 678 \times 0.5 = 339 \text{ cm}$ Car les deux cornières seront boulonnées à leurs mi-portées et dans ce cas elle flambera sur cette distance.

$$\lambda_y = \lambda_z = 186.65$$

$$\overline{\lambda}_y = \overline{\lambda}_z = 1.99 > 0.2$$

Il faut tenir compte du flambement.

$$\overline{\lambda}_{max} = 1.99$$

Courbe (c) $\Rightarrow \chi_{min} = 0.19$ [j morel]

$$N_{rd} = 0.19 \times 1 \times 6.9 \times \frac{23.5}{1.1} = 28.00 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} = 28.65 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} > N_{rd} \quad \text{condition non vérifiée.}$$

On opte pour une augmentation de section soit une **CAE 70x7**

$$\lambda_y = \lambda_z = 159.8$$

$$\overline{\lambda}_y = \overline{\lambda}_z = 1.70 > 0.2$$

Il faut tenir compte du flambement.

$$\overline{\lambda}_{max} = 1.70$$

$$\text{Courbe (c)} \Rightarrow \chi_{min} = 0.257$$

$$N_{rd} = 0.257 \times 1 \times 9.39 \times \frac{23.5}{1.1} = 50.15 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} = 28.65 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} < N_{rd} \quad \text{condition vérifiée.}$$

IV. Dimensionnement des bracons sur long pan :

Les bracons sont des pièces (généralement des simple cornière), disposée pour transmettre la réaction à la tête des potelets due à la pression du vent aux bretelles définie dans les paragraphes précédent.

Donc :

$$R = 1.41 \times 1.5 \times \frac{8.20}{2} = 8.67 \text{ KN}$$

R : est l'effort avec lequel le bracon est comprimé.

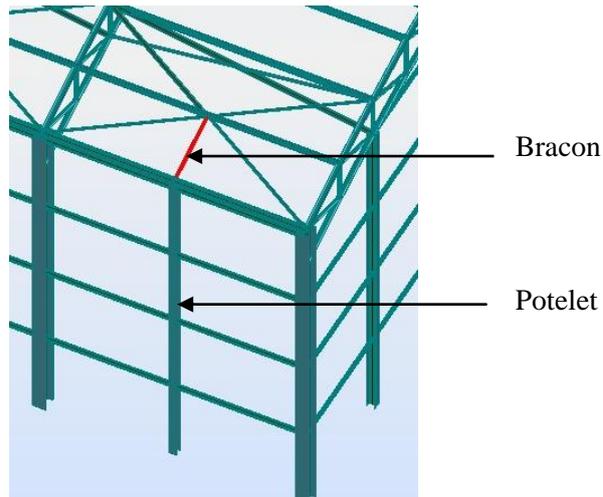


Figure V.5 : Action du potelet sur le bracon.

Dans ce cas :

$$N_{sd} = 8.67 \text{ KN}$$

$l_y = l_z = 150 \text{ cm}$ Dans ce cas on choisi une faible section vue sa faible longueur de flambement.

On prend une **CAE 40x5**

$$\lambda_y = \lambda_z = 125.54$$

$$\overline{\lambda}_y = \overline{\lambda}_z = 1.33 > 0.2$$

Il faut tenir compte du flambement.

$$\overline{\lambda}_{max} = 1.33$$

$$\text{Courbe (c)} \Rightarrow \chi_{min} = 0.37$$

$$N_{rd} = 0.37 \times 1 \times 3.78 \times \frac{23.5}{1.1} = 29.87 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} = 8.67 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} < N_{rd} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V. Prédimensionnement du contreventement vertical :

On a adopté à notre structure six palés de stabilité en croix de st-André. Quatre d'entre sont disposées dans le sens transversal (deux de chaque côté) et les deux autres disposée dans le sens longitudinal (une de chaque côté), telle qu'elles sont montrées dans les figure suivante :

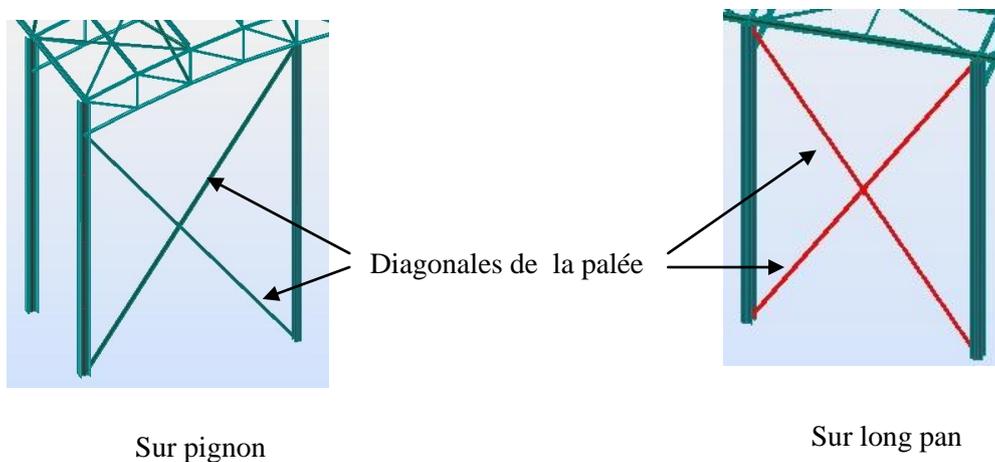


Figure V.6 : palées de stabilité.

La palé est disposée de façon à reprendre sous la pression du vent sur pignon ou sur long pan, le déplacement globale de la structure, mais aussi elles argumentent considérablement la rigidité de la structure vis-à vis du séisme.

Dans ce cas, $q_j = 0.68 \text{ KN/m}^2$ est la pression maximal du vent sur pignon pour un $Cp_i = -0.2$ d'où, la pression que reçoit chaque palé est :

$$q_u = 0.68 \times \frac{21.20}{2} = 7.20 \text{ KN/ml}$$

L'effort ($1.5R'$) que reprend une palé de stabilité est :

$$R' = 1.5 \times 7.2 \times 8.2/2 = 44.28 \text{ KN}.$$

A l'aide d'un modèle en 2D avec logiciel Robot avec considération des deux diagonales, (tendue et comprimée), on tire les efforts suivant :

Diagonale tendue : $N_{max} = 34.54 \text{ KN}$

Diagonale comprimée : $N_{max} = -35.10 \text{ KN}$

IV.1. Dimensionnement à la traction :

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m_0}} \geq N_{max} \Rightarrow A \geq \frac{N_{max} \times \gamma_{m_0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{34.54 \times 1.1}{23.5} = 1.61 \text{ cm}^2$$

On peut choisir une cornière de faible section qui vérifiera la condition à traction, cela dit il nous faudra des sections plus importante pour vérifié le flambement, et c'est la condition qui détermine le dimensionnement.

IV.2. Dimensionnement au flambement :

On prend une diagonale (CAE 80x8)

$$N_{max} = 35.10 \text{ KN}$$

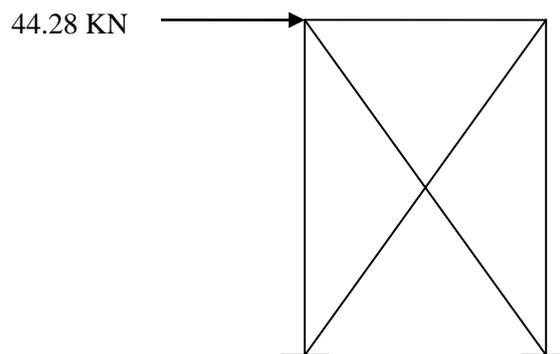


Figure V.7 : schéma statique palé de stabilité.

$$l_y = l_z = \frac{l_0}{2} = 508 \text{ cm} \quad \text{"les cornières sont articulées à leur croisement"}$$

$$\lambda_y = \lambda_z = 209.36$$

$$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 2.22 > 0.2$$

Il faut tenir compte du flambement.

$$\overline{\lambda}_{max} = 2.22$$

$$\text{Courbe (c)} \Rightarrow \chi_{min} = 0.16$$

$$N_{rd} = 0.16 \times 1 \times 12.26 \times \frac{23.5}{1.1} = 41.90 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} = 35.10 \text{ KN}$$

$$N_{sd,max} < N_{rd} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\rho = \frac{35.10}{41.90} = 83.77\%$$

Chapitre VI

Etude sismique

I. Introduction :

L'étude sismique est une étape très importante dans l'étude technique du bâtiment, car ça nous permettra de connaître le comportement de notre structure ainsi que sa capacité de dissipation et d'envisager un moyen de contreventement adéquat.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel ROBOT version 2010 qui est basé sur la méthode des éléments finis.

• DESCRIPTION DE ROBOT STRUCTURAL 2010 :

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, construction métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats.

• 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, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

II. Modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (la géométrie, les conditions aux limites, le chargement...etc.) de façon graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

III. Analyse de la structure :**III.1 Type d'analyse :**

Le type d'analyse peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- *Chargement statique :*
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques (neige).
- *Chargement dynamique :*
 - les effets sismiques.
 - Le vent.

III.2 Méthodes de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est déterminée par le **RPA99 version 2003**, ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent selon le type de la structure à étudier, ces méthodes sont :

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

- **Méthode statique équivalente :**

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réel dynamique qui se développe dans la structure par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considéré équivalents à l'action sismique.

Le RPA99 version 2003 exige que l'effort tranchant dynamique à la base de la construction soit supérieure à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par cette méthode.

a) Calcul de la force sismique totale :

En se référant à l'article 4.2.3 de RPA version 2003, la force sismique totale V doit être calculée selon la direction horizontale :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99 V2003, en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Dans notre cas, on est dans la zone **IIa** et un groupe d'usage **1B**.

Alors on a : **A** = 0.2

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie du site, de facteur d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99 V2003 : $T_1=0.15s$ $T_2=0.40s$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où ξ est le pourcentage d'amortissement critique, il est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, sa valeur est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003.

On a une structure en acier, et dans ce cas $\xi = 4\%$.

D'où on aura : $\eta = 1.08$

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 suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

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

$$h_N = 10.23\text{m}$$

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 99V2003.

Pour notre cas on a : le contreventement assuré par des palées de stabilités triangulé:

$$C_T = 0.05$$

Donc : $T = 0.28\text{s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D_x = D_y = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 V2003, en fonction du système de contreventement.

La structure est contreventée par des palées triangulées en X : **R** = 4.

Q : c'est le facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la constrictio. Il est donné par la formule (4-4) du RPA99 V2003 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q : C'est la valeur de la pénalité donnée par le tableau (4.4) du RPA V2003.

Critère q	q _x	q _y
Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau VI.1 : Pénalité de vérification

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1)$$

$$Q = 1.2$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum W_i$$

Avec : W_i est le poids total pour chaque niveau.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 V2003.

On a une salle omnisport se qui fait de prendre $\beta = 0.30$

On a :

$$W_{Gi} = 558.720KN$$

$$W_{Qi} = 862.92KN$$

Se qui fait :

$$W_i = 558.720 + (0.3 \times 862.92) = 817.60KN$$

La résultante de l'effort sismique à la base est :

$$V_x = V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$V_x = V_y = \frac{0.2 \times 1.2 \times 1.2}{4} \times 817.60 = 58.86KN$$

b) Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur:

En se référant à l'article (4.2.5) du RPA99 V2003, La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec :

F_t : Force concentrée au sommet de la structure qui permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donné par l'article (4.2.5) du RPA99 V2003.

$$F_t = \begin{cases} 0.07 \times T \times V & \text{si } T > 0.7s \\ 0 & \text{si } T < 0.7s \end{cases}$$

La distribution de l'effort sismique se fait suivant la formule (4.11) du RPA99 :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant à chaque niveau i .

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

W_i , W_j : poids revenant aux plancher i, j .

h_j = niveau d'un plancher quelconque.

V : Effort global à la base.

Alors on aura $V = F_i \Rightarrow F_i = 58.86KN$

- **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 :

Le spectre de repense est représenté par le spectre de calcul RPA99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Les coefficients A, η , R, T_1 , T_2 , Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1,2 \quad A = 0,2 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s \quad R = 4$$

L'allure du spectre sera comme suit :

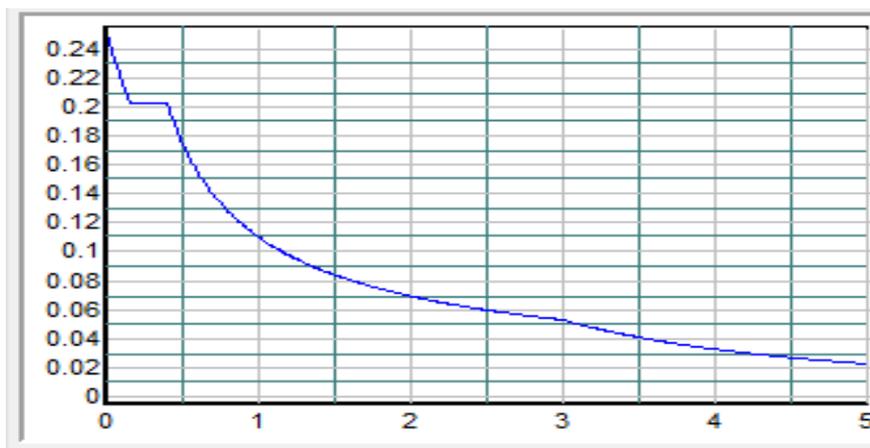


Figure VI.1 : spectre de repense du RPA99V2003.

b) Nombre de mode de vibration à considérer :

En se référant au 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 :

$$K = 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2s$$

Avec :

N : est le nombre de niveau au dessus du sol.

T_K : la période du mode K.

IV. Résultat de calcul :

a) Pourcentage de participation de masse :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	4.19	0.24	0	90.29	0	90.29
2	4.34	0.23	77.95	90.29	77.95	0
3	4.85	0.21	78.06	91.03	0.11	0.74
4	4.9	0.2	78.12	91.03	0.06	0
5	5.13	0.19	78.14	91.2	0.02	0.17
6	5.19	0.19	78.14	91.2	0	0
7	5.19	0.19	78.14	91.2	0	0
8	5.23	0.19	78.17	91.31	0.03	0.11
9	6.63	0.15	78.17	91.31	0	0
10	6.67	0.15	78.2	91.31	0.03	0

Tableau VI.2 : pourcentage de la participation massique

On voit que :

$$T_{RPA} = 1.3 \times 0.28s > T_{calculé} = 0.24 s$$

La condition sur la période est vérifiée

b) Les réponses modales de la structure :**• Déformation modale :**

Les déformations de la structure suivant les deux modes de vibration sont illustrées par les figures suivantes :

Mode 1 : translation suivant Y-Y, période $T=0.24$ s.

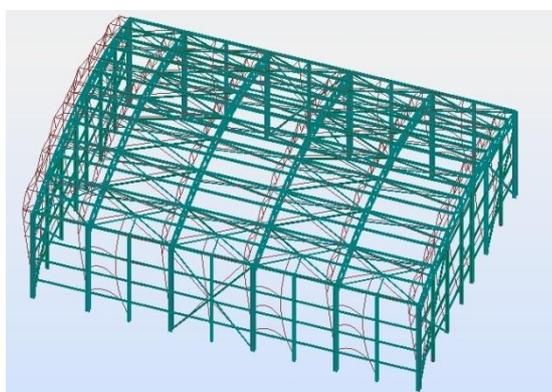


Figure VI. 2 : mode de déformation 1

Mode 2 : translation suivant X-X, période $T=0.23$ s.



Figure VI. 3 : mode de déformation 2

Mode 3 : Rotation autour de l'axe Z-Z , période $T=0.21s$

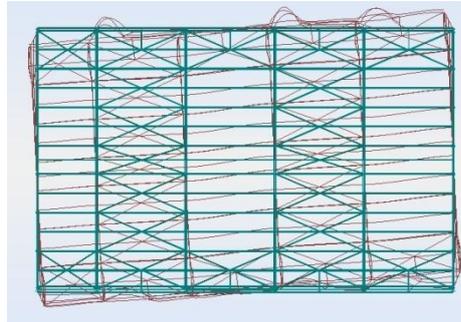


Figure VI.4 : mode de déformation 3

III.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.

- **Les combinaisons de calcul :**

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

E : Action sismique.

W : Action du vent.

La structure présente une symétrie sur le plan, il contient les mêmes ouvertures sur ces deux façades latérales, alors on prend deux directions 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 latérale avec dépression intérieure.
- W2S : Vent sur la façade latérale avec surpression intérieure.

Les combinaisons de calculs adoptés selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

ELU	ELS
G+1.5W1D	G + W1D
G+1.5W1S	G + W1S
G+1.5W2D	G + W2D
G+1.5W2S	G + W2S
1,35G + 1,5 Q	G + Q
1,35G + 1,5 S	G + S
G + Q + 1,2E	G+0.9(Q+S)
G + Q - 1,2E	
0,8G + E	
0,8G - E	

Tableau.VI.3 : les combinaisons d'action

- **Vérification de l'effort sismique à la base :**

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA 99 V2003, 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.

$$V_{st}^x = V_{st}^y = 58.86KN \Rightarrow 0.8V_{st}^x = 0.8V_{st}^y = 47.08KN$$

$$V_{dyn}^x = 84.49KN$$

$$V_{dyn}^y = 90.7KN$$

D'où on a :

$$V_{dyn}^x > 0.8V_{st}^x \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{dyn}^y > 0.8V_{st}^y \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification des déplacements:**

Situation durable:

En se référant aux articles 4.1 et 4.2.2 (1) de l'EC3, les déplacements sont limités :

- Déplacements horizontal :

$$\begin{cases} \frac{h}{150} & \text{sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} & \text{avec charge du vent} \end{cases} \quad h: \text{est la hauteur du poteau.}$$

- Déplacements verticale :

$$\frac{L}{200} \quad \text{avec: } L \text{ longueur de la travée.}$$

	Combinaisons		Déplacement max (cm)	
	Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Suivant x	G + W2D	G+0.9 (Q+S)	3.5	0.9
Suivant y	G + W1D	G+0.9 (Q+S)	3.7	0.3
Suivant z	G + W1D	G+0.9 (Q+S)	2.9	3.3

Tableau.VI.4 : déplacements max à la situation durable

$$\begin{cases} \frac{h}{150} = \frac{820}{150} = 5.46 \text{ cm} \\ \frac{h}{125} = \frac{820}{125} = 6.56 \text{ cm} \\ \frac{L}{200} = \frac{2020}{200} = 10.1 \text{ cm} \end{cases}$$

On remarque que les déplacements suivant les trois directions sont inférieure aux déplacements admissible.

Situation accidentelle:

En se référant à l'article (4.4.3) du RPA99 V2003, qui précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul par la formule suivante :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacements dû aux forces sismique.

R : Coefficient de comportement. (R=4)

D'où on aura :

$$\delta_{kx} = 4 \times 0.7 = 2.8 \text{ cm}$$

$$\delta_{kx} = 4 \times 0.4 = 1.6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{100} = \frac{820}{100} = 8.2 \text{ cm}$$

On remarque que tous les déplacements horizontaux sont inférieurs à 8.2 cm, donc la condition est vérifiée.

Chapitre VII

Vérification des éléments

Après le pré dimensionnement des éléments de la structure, on passe à la vérification de ces éléments sous les efforts les plus défavorable tiré du logiciel ROBOT.

Profilée	La classe
CAE (60x60x8)	Classe1
CAE (60x60x6)	Classe 1
CAE (40x40x5)	Classe 1
CAE (80x80x8)	Classe 1
CAE (70x70x7)	Classe 1
HEA280	Classe1

Tableau. VII.1 : la classe des éléments à vérifier.

I. Vérification des éléments de la ferme :

La vérification se fait :

• Sous l'effort de traction :
$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

• Au flambement :
$$N_{sd} \leq N_{rd} = \beta_A \times \chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

• La condition de résistance :

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

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée par le tableau suivant :

Éléments		combinaisons	N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	N_{sd}/N_{rd} (%)	observation
Membrure supérieure	Traction	G+1.5W1D	234.44	295.03	79.4	Ok
	Compression	1.35G+1.5S	175.92	215.37	81.6	Ok
Membrure inférieure	Traction	G+1.5W1D	253.87	385.6	65	Ok
	Compression	1.35G+1.5S	171.87	227.51	75.4	Ok
Diagonales	Traction	G+1.5W1D	78.57	161.72	48.8	Ok
	Compression	1.35G+1.5S	118.02	47.7	247.4	Non
Montants	Traction	G+1.5W1D	82.72	161.72	50.82	Ok
	Compression	1.35G+1.5S	55.21	47.7	115.74	Non

Tableau. VII.2 : vérification des éléments de la ferme.

D'après les résultats obtenus dans le tableau précédent, les diagonales et les montants ne sont pas vérifiées, alors on fait augmenter leurs sections :

- Pour les diagonales 2CAE (60x60x6)
- Pour les montants 2CAE (45x45x5)

Eléments		combinaisons	N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	N_{sd}/N_{rd} (%)	observation
Diagonales	Traction	G+1.5W1D	78.57	295.03	26.63	Ok
	Compression	1.35G+1.5S	118.02	156.3	75.50	Ok
Montants	Traction	G+1.5W1D	82.72	183.72	45.13	Ok
	Compression	1.35G+1.5S	55.21	121.6	45.40	Ok

Tableau. VII.3: vérification des diagonales et les montants.

II. Vérification du système de contreventements :

- Les ciseaux : CAE (60x60x8)

On a :

$$N_{sd} = 35.98KN \quad (\text{sous } 1.35G + 1.5S) \quad \text{compression.}$$

$$N_{rd} = 44.32KN$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} = 0.81 \leq 1 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- Les bretelles : CAE (70x70x7)

On a :

Eléments		combinaisons	N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	N_{sd}/N_{rd} (%)	observation
bretelle	Compression	G+1.5W1S	43.90	50.15	87.53	Ok
	Traction	G+1.5W2D	49.39	200.6	24.62	Ok

Tableau. VII.4: vérification des bretelles.

- Les palées de stabilité : CAE (80x80x8)

Eléments	combinaisons	N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	N_{sd}/N_{rd}	observation	
				(%)		
Palées de stabilité	Compression	G+1.5W2S	38.48	41.90	91.83	Ok
	Traction	G+1.5W2D	39.56	261.91	15.10	Ok

Tableau. VII.5: vérification des palées de stabilités.

III. Vérification des poteaux (HEA280) :

Les efforts dans le poteau le plus sollicitée sont dans le tableau suivant :

L'effort	La valeur	La combinaison
N	61.51KN	1.35G+1.5S
My	103.74KN.m	G+1.5W1D
Mz	1.78KN.m	G+1.5W2S
Vy	1.47 KN	G+1.5W2S
Vz	141.77KN	G+1.5W1D

Tableau. VII.6:valeurs des sollicitations dans le poteau le plus sollicité.

III.1. Vérification à la résistance :

- *Vis-à-vis l'effort tranchant :*

Suivant y-y :

$$V_{sd} \leq V_{ply} = A_{vy} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} = 1.47KN$$

$$V_{pl} = 72.8 \times \frac{23.5}{1} = 1710.8KN$$

$$V_{sd} = 1.47KN \leq V_{ply} = 1710.8KN$$

condition vérifiée.

Suivant z-z :

$$V_{sd} \leq V_{plz} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} = 141.77KN$$

$$V_{plz} = 31.74 \times \frac{23.5}{1} = 745.89\text{KN}$$

$$V_{sd} = 141.77\text{KN} \leq V_{pl} = 745.89\text{KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• *Vis-à-vis l'effort normal :*

$$N \leq \min\{0.5A_w f_y ; 0.25N_{pl}\}$$

$$0.5A_w f_y = 0.5 \times 24.46 \times 23.5 = 287.40\text{KN}$$

$$0.25N_{pl} = 519.45\text{KN}$$

$$N = 61.51\text{KN} \leq 287.40\text{KN}$$

Pas de réduction du moment résistant.

III.2. Vérification aux instabilités :

- *Vérification au flambement :*

Suivant Y-Y

Pour calculer la longueur de flambement par rapport à l'axe y-y, on calcul d'abord l'inertie des membrures supérieure et inférieures en négligeant l'inertie apporté par les diagonales et les montants :

$$I_f = (A_s \cdot y_s^2 + A_i \cdot y_i^2) + I_s + I_i$$

Avec :

A_i : Section de la membrure inférieure (2CAE 60x60x8).

A_s : Section de la membrure supérieure (2CAE 60x60x8).

I_s : Moment d'inertie de la membrure supérieure.

I_i : Moment d'inertie de la membrure inférieure.

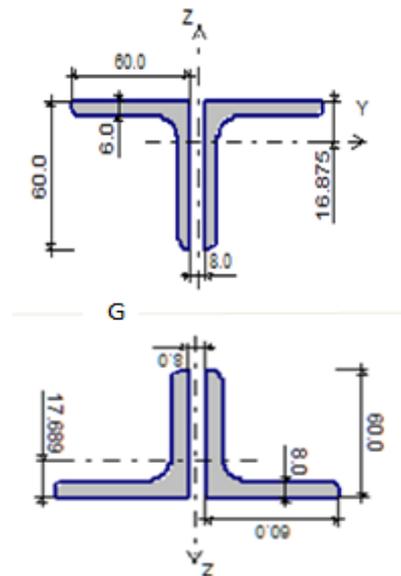


Figure. VII.1: section transversale de la ferme.

$$I_f = (13.81 \times 48.32^2 + 18.05 \times 48.24^2) + 45.53 + 58.25$$

$$I_f = 74351.78 \text{ cm}^4$$

La rigidité de la ferme est :

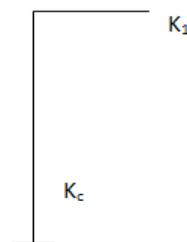
$$k_1 = \frac{I_f}{L} = \frac{74351.78}{2020} = 36.80 \text{ cm}^3$$

La rigidité du poteau :

$$k_c = \frac{I_0}{L} = \frac{13673.3}{820} = 16.67 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{k_c}{k_c + k_1} = 0.31$$

$$\eta_2 = 0 \quad \text{encastrement à la base}$$



La longueur du flambement du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l_k}{l_0} = \left[\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) - 0.6\eta_1\eta_2} \right]^{0.5}$$

$$\frac{l_k}{l_0} = \left[\frac{1 - 0.2(0.31)}{1 - 0.8(0.31)} \right]^{0.5}$$

$$\frac{l_k}{l_0} = 1.11$$

$$l_k = 9.15m$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.82 > 0.2 \text{ il faut vérifier le flambement.}$$

$$\text{Courbe (a)} \rightarrow \chi_{min} = 0.72$$

Suivant Z-Z :

$$l_k = 2m$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.30 > 0.2 \text{ il faut vérifier le flambement.}$$

$$\text{Courbe (b)} \rightarrow \chi_{min} = 0.96$$

$$\text{D'où on aura : } \chi_{min} = \min(0.72; 0.96) = 0.72$$

- Vérification au diversement:

On a :

$$M_{cr} = 1455.56 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0.42 > 0.4 \quad \text{risque de diversement.}$$

➤ Calcul des facteurs réducteurs :

$$K_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{avec: } K_{lt} \leq 1$$

$$\mu_{lt} = 0.15\lambda_z\beta_{mlt} - 0.15 \quad \text{avec: } \mu_{lt} \leq 0.9$$

$$\beta_{mlt} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{avec: } K_{lt} \leq 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right) \quad \text{avec: } \mu_{lt} \leq 0.9$$

On a :

$$\psi = 0 \text{ (Diagramme des moments d'extrémités)}$$

$$\mu_{lt} = 0.15 \times 0.3 \times 1.8 - 0.15 = -0.069$$

$$K_{lt} = 1 + \frac{0.069 \times 61.51 \times 10^{-3}}{0.96 \times 97.26 \times 10^{-4} \times 235} = 1.0019$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0.42 \Rightarrow \text{Courbe (a)} \rightarrow \chi_{lt} = 0.92$$

$$\mu_z = 0.3(2 \times 1.8 - 4) + \left(\frac{518.13 - 340.18}{340.18} \right)$$

$$\mu_z = 0.4$$

$$K_z = 1 - \frac{0.4 \times 61.51 \times 10^{-3}}{0.96 \times 97.26 \times 235 \times 10^{-4}} = 0.98$$

La condition de résistance à vérifier est :

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{lt} M_y}{\chi_{lt} \frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{61.51}{0.72 \times 1888.93} + \frac{1 \times 103.74}{0.92 \times 237.60} + \frac{0.98 \times 1.78}{121.76} = 0.529 \leq 1.1 \quad \text{condition est vérifiée}$$

IV. conclusion :

Après la vérification, la structure sera constituée de :

Les pannes	IPE160	
La ferme	Membrure supérieure	2CAE (60x60x6)
	Membrure inférieure	2CAE (60x60x8)
	Les diagonales	2CAE (60x60x6)
	Les montants	2CAE (45x45x5)
Le système de contreventement	Les ciseaux	CAE (60x60x8)
	Les palées de stabilités	CAE (80x80x8)
	Les bretelles	CAE (70x70x7)
Les potelets	Sur le pignon	HEA200
	Sur le long pan	HEA180
Les escaliers	Limons	UPN160
	Le support	2 CAE (50x50x6)
Les gradins	limon	UPN260
	Le support	IPE180
Les poteaux	HEA280	
Les lisses	IPE100	
Les bracons	CAE (40x40x4)	

Tableau. VII.7: les profilés adoptées pour tous les éléments de la structure.

Chapitre VIII

Les assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des efforts entre les pièces.

I. Assemblage des éléments de la ferme :

Les sollicitations les plus défavorables sont comme suit :

Eléments	Membrure supérieure	Membrure inférieure	Les diagonales	Les montants
Section	2CAE (60x60x6)	2CAE60x60x8	2CAE (60x60x6)	2CAE (45x45x5)
Effort N (KN)	234.44	253.87	78.57	82.72

Tableau VIII.1 : les efforts dans les éléments de la ferme.

I.1 Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort normal sollicitant, elle est donnée comme suit :

N (KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
E (mm)	8	10	12	14	16

Tableau VIII.2 : l'épaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

- Pour la membrure supérieure : $200 \leq N \leq 450 \rightarrow e = 10mm$.
- Pour la membrure inférieure : $200 \leq N \leq 450 \rightarrow e = 10mm$.
- Pour les diagonales : $N \leq 200 \rightarrow e = 8mm$.
- Pour les montants : $N \leq 200 \rightarrow e = 8mm$.

Alors, on choisit un gousset d'épaisseur : $e = 10mm$.

I.2 Pré dimensionnement de la gorge de soudure:

La gorge de soudure doit vérifiée les critères de la mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3mm \leq a \leq 0.5 t_{max}$$

Avec :

t_{max} : épaisseur maximal des pièces assemblées.

$$t_{max} = 10mm$$

$$3mm \leq a \leq 0.5 \times 10mm$$

$$a = 5mm.$$

I.3 les longueurs de soudure:

En se référant à l'article 6.6.5.3de l'EC3 :

$$L_{talon} \geq \frac{N}{2} \cdot \gamma_{M0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3} \\ a \cdot f_u \cdot \left(1 + \frac{d}{a}\right)$$

$$L_{bord} \geq \frac{N}{2} \cdot \gamma_{M0} \cdot \beta_w \cdot \sqrt{3} \\ a \cdot f_u \cdot \left(1 + \frac{d'}{a}\right)$$

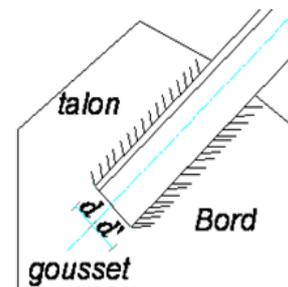


Figure VIII.1 : longueur de soudure.

Avec :

$N/2$: est l'effort repris par chaque cornière.

γ_{M0} : Coefficient de sécurité (1.25).

β_w : Coefficient de corrélation (0.8).

f_u : valeur normal de la résistance (360MPa).

a : Gorge de la soudure.

d : distance du centre de gravité au talon.

d' : distance du centre de gravité au bord.

Les dimensions des différents cordons de soudure sont dans le tableau suivant :

Eléments	Type de la cornière	Distance		Longueur de soudure		Gorge de soudure (mm)
		d'(cm)	d(cm)	L _{talón} (cm)	L _{bord} (cm)	
Membrure supérieure	2CAE (60x60x6)	4.3	3.7	0	11.27	5
Membrure inférieure	2CAE (60x60x8)	4.2	3.8	0	12.21	5
Diagonales	2CAE (60x60x6)	4.3	3.7	1.74	2.03	5
Montants	2CAE (45x45x4)	3.2	1.3	2.8	1.14	5

Tableau VIII.3 : dimension des cordons de soudure.

On adopte pour l'ensemble :

- $L_{talón} = 10cm$

- $L_{bord} = 14cm$

II. Assemblage poteau-ferme :

Pour avoir un bon encastrement de la ferme dans le poteau, on opte pour le changement des montants de rive. Soit 2CAE (90x90x9).

Les sollicitations :

Les efforts sollicitons sont :

- ELU :

$$M_u = 72.92KN.m \quad (1.35G + 1.5S)$$

$$V_u = 61.82KN \quad (1.35G + 1.5S)$$

- ELS :

$$M_s = 50.08KN.m \quad (G + S)$$

$$V_s = 42.45KN \quad (G + S)$$

II.1 Disposition des boulons :

On prend des boulons de haute résistance de M20 de classe 8.8, qui ont les caractéristiques suivantes :

- $d=20\text{mm}$
- $d_m=29.1\text{mm}$
- $d_0=22\text{mm}$
- $A=314\text{ mm}^2$
- $A_s=192\text{mm}^2$
- $f_y=640\text{MPa}$
- $f_{ub}=800\text{MPa}$

On a les montants de rive sont de 2CAE (90x90x9) se qui fait que : $t=90\text{mm}$

En se référant au chapitre (6.5) de l'EC3, les espacements des boulons sont calculés comme suit :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 \\ e_2 \geq 1.5d_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} p_1 \geq 2.2d_0 \\ p_2 \geq 3d_0 \end{cases}$$

Où :

$e_1; e_2$ est la pince.

$p_1; p_2$ est le pas

Alors, on aura :

$$\begin{aligned} e_1 &\geq 26.4\text{mm} \\ e_2 &\geq 33\text{mm} \end{aligned}$$

On a une seule rangé dans la cornière alors on calcule que p_1

$$p_1 \geq 48\text{ mm}$$

Alors on opte pour :

$$\begin{aligned} e_1 &= 30\text{ mm} \\ e_2 &= 35\text{ mm} \end{aligned}$$

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

On a la hauteur du montant est de 1m, on fait la disposition selon 10 rangées, pour chaque cornière, les boulons supérieures sont soumis à la traction, la première rangée reprend un effort qui vaut :

$$N_1 = \frac{Md_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

Avec :

$$d_1 = 100 - 6 = 94 \text{ cm}$$

$$d_2 = 94 - 10 = 84 \text{ cm}$$

$$d_3 = 84 - 10 = 74 \text{ cm}$$

$$d_4 = 74 - 10 = 64 \text{ cm}$$

$$d_5 = 64 - 10 = 54 \text{ cm}$$

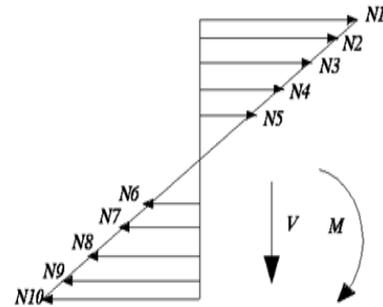


Figure VIII.2 : distribution des efforts.

ELU :

$$N_1 = \frac{72.92 \times 94 \times 10^{-2}}{0.94^2 + 0.84^2 + 0.74^2 + 0.64^2 + 0.54^2} = 24.15 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_1 = \frac{50.08 \times 94 \times 10^{-2}}{0.94^2 + 0.84^2 + 0.74^2 + 0.64^2 + 0.54^2} = 16.58 \text{ KN}$$

Le boulon reprend aussi un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{V}{n \cdot p}$$

Avec :

n : Nombre de boulon.

p : Nombre de plan de cisaillement.

ELU :

$$V_{sd} = \frac{61.82}{20 \times 1} = 3.09 \text{KN}$$

ELS :

$$V_{sd} = \frac{42.45}{20 \times 1} = 2.12 \text{KN}$$

Les boulons sont soumis simultanément à des efforts de cisaillement et de traction :

$$V_{sd} \leq V_{s,Rd} = \frac{K_s \mu \cdot n (F_p - 0.8 F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

$$F_p = 0.7 f_{ub} \cdot A_s \quad (\text{c'est l'effort précontrainte})$$

Avec :

K_s : Facteur de forme (trou nominaux $K_s = 1$)

γ_{Ms} : Coefficient de sécurité (à l'ELU : $\gamma_{Ms} = 1.25$ et l'ELS $\gamma_{Ms} = 1$)

n : Nombre de plan de contact.

μ : Coefficient de frottement (surface brossée $\mu = 0.3$)

A_s : Section résistante de la partie filetée.

ELU :

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{24.15}{2} = 12.07 \text{KN}$$

ELS :

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{16.58}{2} = 8.29 \text{KN}$$

Vérification à l'assemblage très long :

La longueur de l'assemblage est : $L=1000-60=940\text{mm}$.

On a : $15.d=15 \times 20=300\text{mm}$.

On remarque que L supérieure à $15d$, alors l'assemblage est très long.

D'où l'effort résistant sera réduit d'un coefficient β :

$$\beta = 1 - \frac{L - 15d}{200d} = 0.84$$

Alors on aura :

$$F_p = 107.52\text{KN}$$

$$V_{s,Rd} = \frac{0.3 \times 1 \times 1(107.52 - 0.8 \times 12.07)}{1.25} \times 0.84$$

$$V_{s,Rd} = 19.72\text{KN} \quad (\text{à l'ELU})$$

$$V_{s,Rd} = 19.72\text{KN} > V_{sd} = 3.09\text{KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$V_{s,Rd} = \frac{0.3 \times 1 \times 1(107.52 - 0.8 \times 8.29)}{1.1} \times 0.84$$

$$V_{s,Rd} = 23.11\text{KN} > V_{sd} = 2.12\text{KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification au poinçonnement :

On vérifie l'ail de la cornière au poinçonnement suivant la formule suivante:

$$F_{t,sd} \leq B_{p,rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{avec } \gamma_{Mb} = 1.5)$$

$$B_{p,rd} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 29.1 \times 9 \times 360 \times 10^{-3}}{1.5} = 118.42\text{KN}$$

$$F_{t,sd} = 12.07\text{KN} \leq B_{p,rd} = 118.42 \quad \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

III. Assemblage des éléments de contreventement :**III.1 assemblages des palées de stabilités :**

$$N_{max} = 40.58KN \text{ (Traction)}$$

a) Assemblage gousset-poteau :**a.1) Pré dimensionnement du gousset :**

$$\text{On a : } N_{max} = 40.58KN$$

$$N_{max} \leq 200 \rightarrow e = 8mm.$$

a.1) Pré dimensionnement de la gorge de soudure :

$$3mm \leq a \leq 0.5 t_{max}$$

$$3mm \leq a \leq 0.5 \times 8$$

$$a = 4mm$$

La longueur de la gorge de soudure est :

$$L \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_s \beta_w \sqrt{3}}{a f_u} = \frac{40.58}{2} \frac{1.25 \times 0.8 \times \sqrt{3}}{0.4 \times 36} = 2.44cm$$

Soit $L = 5 \text{ cm}$.

b) Assemblage cornières-gousset :

On utilise pour ce genre d'assemblage les boulons ordinaires afin d'assurer l'articulation des barres, on choisit 2 boulons de classe 6.8.

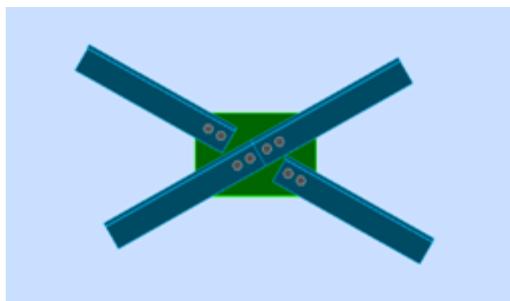


Figure VIII.3 : assemblage cornières-gousset.

Les boulons sont soumis à un effort de cisaillement, se qui fait :

$$F_{V,sd} = \frac{N}{np} = \frac{N}{2}$$

$$F_{V,sd} = \frac{40.58}{2} = 20.29KN$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0.5A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad \text{avec: } \gamma_{Mb} = 1.25$$

D'où on aura :

$$A_s \geq \frac{F_{V,sd} \gamma_{Mb}}{0.5 f_{ub}} = \frac{20.29 \times 10^{-3} \times 1.25}{0.5 \times 600} = 8.4541 \times 10^{-5} \text{ m}^2 .$$

$$A_s \geq 84.54 \text{ mm}^2$$

On choisit 2 boulons de M14 avec une section de $A_s=115\text{mm}^2$.

b.1) La disposition des boulons :

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 15$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 15$$

$$e_1 \geq 18\text{mm}$$

$$e_2 \geq 27.5\text{mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 15$$

$$p_1 \geq 33\text{mm}$$

On prend pour :

$$e_1 = 20\text{mm} \quad e_2 = 30\text{mm} \quad \text{et} \quad p_1 = 40\text{mm}.$$

b.2) Vérification de la pression diamétral :

La vérification à faire est la suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{p,rd} = \frac{2.5\alpha d t_p f_u}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{avec } \gamma_{Mb} = 1.25)$$

Avec :

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

$$\alpha = 0.44$$

$$F_{p,rd} = \frac{2.5 \times 0.44 \times 14 \times 8 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 35.48 \text{KN}$$

$$F_{V,sd} = 20.29 \text{KN} \leq F_{p,rd} = 35.48 \text{KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2 Assemblages des éléments de la poutre au vent:**a) Assemblages des diagonales sur le gousset :**

Les boulons sont sollicités à un effort de cisaillement seul.

L'effort maximal de traction dans les barres est : $N_{max} = 65.63 \text{KN}$

On fait l'assemblage avec 2 boulons ordinaire de classe 6.8 (ordinaire).

L'effort repris par chaque boulon est :

$$F_{V,sd} = \frac{N}{np} = \frac{N}{2 \times 1}$$

$$F_{V,sd} = \frac{65.63}{2} = 32.81 \text{KN}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0.5 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad \text{avec: } \gamma_{Mb} = 1.25$$

$$A_s \geq \frac{F_{V,sd} \gamma_{Mb}}{0.5 f_{ub}}$$

$$A_s \geq 136.70 \text{ mm}^2$$

On choisit 2 boulons M16 avec une section $A_s=157\text{mm}^2$

a.1) La disposition des boulons :

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 18$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 18$$

$$e_1 \geq 21.6\text{mm}$$

$$e_2 \geq 27\text{mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 18$$

$$p_1 \geq 39.6\text{mm}$$

On prend pour :

$$e_1 = 30\text{mm} \quad e_2 = 30\text{mm} \quad \text{et} \quad p_1 = 40\text{mm}.$$

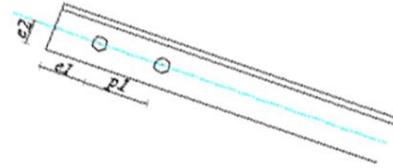


Figure VIII.4 : disposition des boulons.

a.2) Vérification de la pression diamétral :

La vérification à faire est la suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{p,rd} = \frac{2.5\alpha d t_p f_u}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{avec } \gamma_{Mb} = 1.25)$$

Avec :

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

$$\alpha = 0.49$$

$$F_{p,rd} = \frac{2.5 \times 0.49 \times 16 \times 8 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 45.15\text{KN}$$

$$F_{V,sd} = 32.81\text{KN} \leq F_{p,rd} = 45.15\text{KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Assemblage du gousset sur la membrure de la ferme :

On a $N = 65.63\text{KN}$ (Traction)

L'épaisseur du gousset est de 8mm, on fait la fixation du gousset sur la membrure de la ferme avec 6 boulons ordinaire (M16) de classe 6.8 on aura :

$$e_1 = 30mm \quad e_2 = 30mm \quad p_1 = 40mm.$$

b.1) détermination des efforts de cisaillement pour chaque boulon :

L'effort N sera divisé en deux composantes :

$$N_h = N_{max} \cos 45^\circ$$

$$N_v = N_{max} \sin 45^\circ$$

D'où on aura :

$$N_h = N_v = 46.11KN$$

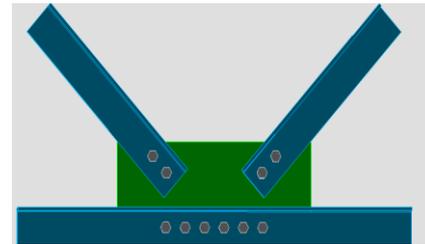


Figure VIII.5: assemblage gousset-membrure

Le cisaillement vertical des boulons est :

$$N_{1h} = \frac{N_h}{np} = \frac{46.11}{3}$$

$$N_{1h} = N_{1v} = 15.37KN$$

$$N_{max} = \sqrt{N_{1h}^2 + N_{1v}^2} = 21.74KN$$

On fait la vérification de la résistance des boulons au cisaillement :

$$N_{max} \leq F_{V,Rd} = \frac{0.5A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \quad \text{avec: } \gamma_{Mb} = 1.25$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0.5 \times 157 \times 10^{-3} \times 600}{1.25} = 37.68KN$$

$$N_{max} = 21.74KN \leq F_{V,Rd} = 37.68KN \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

III.2 Assemblages des ciseaux :

L'effort sollicitant maximal est : $N=47.27KN$

L'assemblage est assuré par 2 boulons ordinaires de classe 6.8. Les boulons sont soumis à un effort de cisaillement.

L'effort repris par chaque boulon est :

$$F_{V,sd} = \frac{N}{np} = \frac{N}{2 \times 1}$$

$$F_{V,sd} = \frac{47.27}{2} = 23.63KN$$

$$A_s \geq \frac{F_{V,sd} \gamma_{Mb}}{0.5 f_{ub}}$$

$$A_s \geq 98.45 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de M14, avec : $A_s=115\text{mm}^2$

a.1) La disposition des boulons :

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 15$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 15$$

$$e_1 \geq 18\text{mm}$$

$$e_2 \geq 27.5\text{mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 15$$

$$p_1 \geq 33\text{mm}$$

On prend pour :

$$e_1 = 20\text{mm} \quad e_2 = 30\text{mm} \quad \text{et} \quad p_1 = 35\text{mm}.$$

a.2) vérification de la pression diamétral :

La vérification à faire est la suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{p,rd} = \frac{2.5\alpha d t_p f_u}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{avec } \gamma_{Mb} = 1.25)$$

Avec :

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

$$\alpha = 0.49$$

$$F_{p,rd} = \frac{2.5 \times 0.49 \times 14 \times 8 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 39.51 \text{KN}$$

$$F_{V,sd} = 23.63 \text{KN} \leq F_{p,rd} = 39.51 \text{KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre IX

Calcul des pieds de poteaux

I. Introduction :

Les platines soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, qui est le cas les lignes 1-1 et 2-2 montré sur la figure suivante :

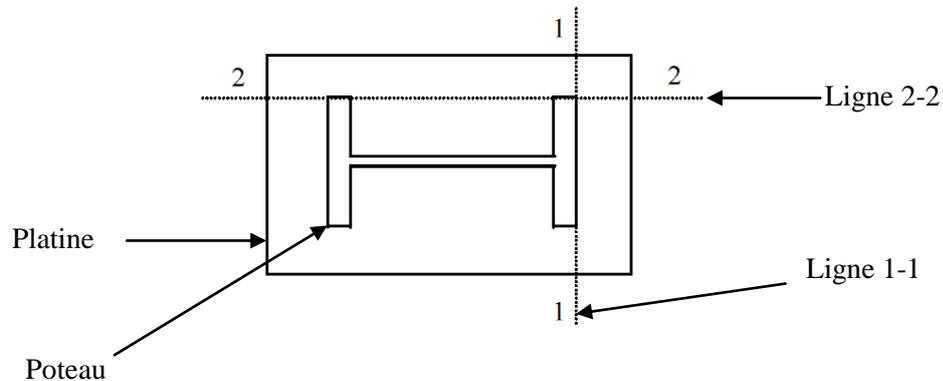


Figure IX.1 : platine des pieds de poteaux.

Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte-à-faux, et il faut vérifier que la section de la tôle située au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

Dans ce cas les calculs consistent à déterminer :

- La surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation.
- L'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée au droit de chaque ligne de pliage.
- Les boulons d'ancrage, en fonction des efforts de traction engendrés soit par un moment en pied (cas des poteaux), soit par un soulèvement au vent.

II. Types de pieds de poteaux :

On a adopté à notre structure deux types de pieds de poteaux :

- Pied de poteau articulé (cas des potelets).
- Pied de poteau encastré (cas des poteaux).

II.1 Pied de poteau articulé :

On a pour le cas des potelets :

On les considère articulé à sa base, la figure suivante :

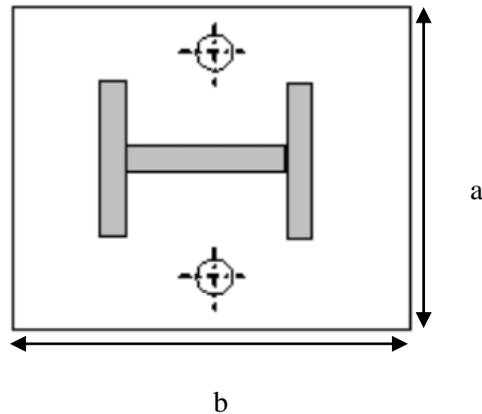


Figure IX.2 : platine de pied de poteau articulé.

- La surface de la platine est déterminée par la condition suivante :

$$\sigma = N_c / (a \cdot b) \leq f_{bu}$$

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$: étant la contrainte du béton.

N_c : Effort de compression sollicitant le potelet.

Dans ce cas $a \cdot b > (19 \times 20) \text{ cm}^2$ qui sont les dimensions du HEA 200.

D'où :

$$a \cdot b > \frac{N_c}{f_{bu}}$$

On a :

$$N_c = 18.41 \text{ KN}$$

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.6 \text{ MPa} \quad \text{pour un } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$a \cdot b > 13 \text{ cm}^2$$

On prend alors $a = b = 25 \text{ cm}$ dimension de la platine.

$$\sigma = \frac{18.41}{25^2} = 0.294 \text{ MPa}$$

- *Epaisseur de la platine :*

$$t \geq u \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}} = 3 \times 10^{-2} \sqrt{\frac{3 \times 0.294}{235}} = 0.18 \text{ cm}$$

On prend $t = 1 \text{ cm}$.

L'effort à droite de la ligne 1-1 est :

$$F = \sigma \cdot b \cdot u$$

$$F = 0.294 \times 25 \times 3 \times 10^{-4} = 2.2 \text{ KN}$$

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \cdot \frac{u}{2} = 2.2 \times \frac{3}{2} = 0.033 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant élastique de la platine est :

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y \quad \text{avec: } W_{el} = \frac{b \cdot t^2}{6} = 4.16 \text{ cm}^3$$

$$M_{el} = 4.16 \times 10^{-6} \times 235 = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M < M_{el}$$

- *Les goujons d'ancrage :*

Les goujons sont sollicités à l'effort normal de traction :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.5r + 3.5l_2)$$

$$N_a > \frac{N_t}{2}$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton qu'on prend $350Kg/m^3$

$$r = 3\phi; \quad l_2 = 2\phi; \quad l_1 = 20\phi.$$

$$N_t = 30.39 \text{ KN}$$

Après simplification de l'inégalité on aura :

$$\phi^2 - 0.4\phi - 1 > 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2.03$$

$$\phi = 1.215 \text{ cm}$$

Prendre $\phi = 15\text{mm}$

II.2 Pied de poteau encastré :

- Les goujons d'ancrage :

L'effort de traction $N'_t = 100.21 \text{ KN}$ sera repris par quatre (04) goujons d'où l'effort qui revient à chaque goujon est $N''_t = 25.05\text{KN}$ et un moment $M = 38.07\text{KN.m}$ qui sera repris par la rangée de boulon tendu telle qu'il est montré sur la figure suivante :

On doit avoir :

$$N_a \geq N_t$$

Où :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.5r + 3.5l_2)$$

$$N_t = \frac{N'_t}{4} + \frac{M}{2h_0} = 25.05 + \frac{38.07}{2 \times 0.37}$$

$$N_t = 76.5\text{KN}$$

$$r = 3\phi; \quad l_2 = 2\phi; \quad l_1 = 20\phi.$$

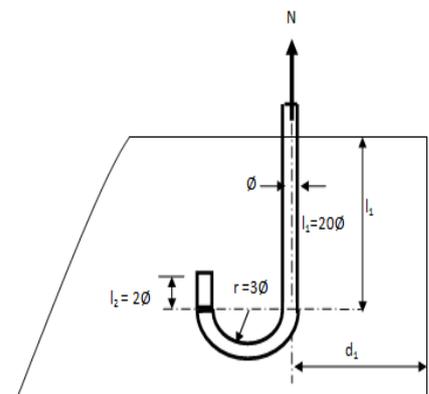


Figure IX.4 : goujon d'ancrage.

Après simplification de l'inégalité, on aura :

$$\emptyset^2 - 2.41\emptyset - 6.04 > 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 5.47$$

$$\emptyset = 3.94 \text{ cm}$$

Prendre :

$$\emptyset = 4 \text{ cm}$$

- Dimension de la platine :

$$a \cdot b > \frac{N_c}{f_{bu}}$$

On a :

$$N_c = \left(\frac{N'_t}{4} - \frac{M}{2h_0} \right) = 25.05 - \frac{38.07}{2 \times 0.37}$$

$$N_c = -26.4 \text{ KN}$$

$$f_{bu} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{pour un } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$a \cdot b > 18.59 \text{ cm}^2$$

La dimension de la platine doit avoir au moins les dimensions suivantes :

$$b = h'' + 2c = 27 + 2 \times 8 = 43 \text{ cm}$$

$$a = b'' + 2c = 28 + 2 \times 8 = 44 \text{ cm}$$

(b'', h'') : Dimension du HEA280.

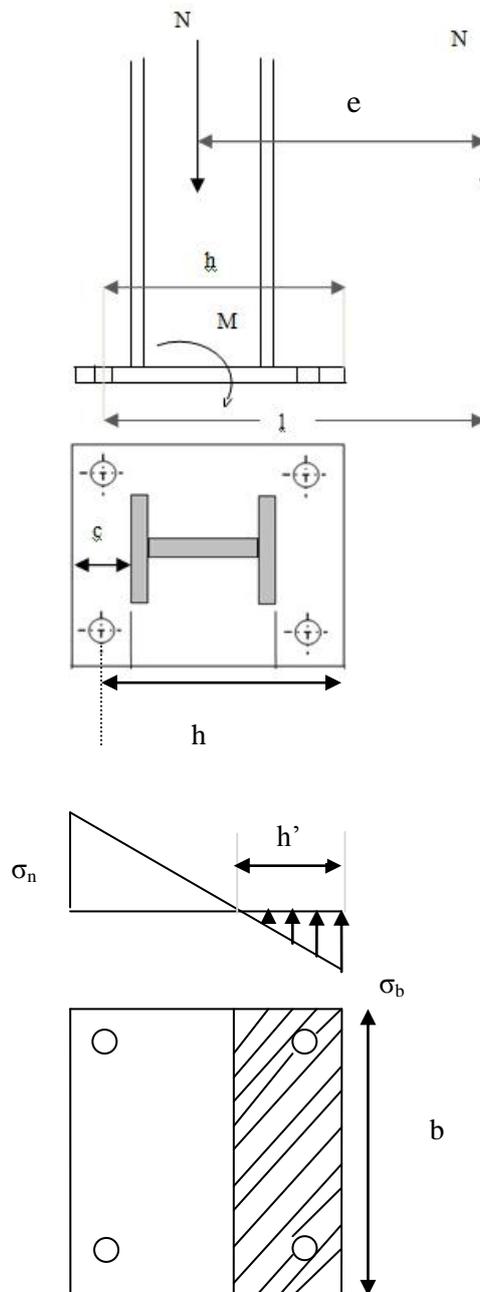


Figure IX.5 : pied de poteau encastré.

On prend alors :

$$a = b = 45 \text{ cm.}$$

$$\sigma = 0.130 \text{ MPa} \leq f_{bu} = 14.6 \text{ MPa}$$

$$t \geq c \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma}{f_y}} = 8 \times 10^{-2} \sqrt{\frac{3 \times 0.130}{235}} = 0.32 \text{ cm}$$

On prend $t = 1 \text{ cm}$.

L'effort à droite de la ligne 1-1 est :

$$F = \sigma \cdot b \cdot c$$

$$F = 0.130 \times 45 \times 8 \times 10^{-1} = 4.68 \text{ KN}$$

Le moment correspondant a pour valeur :

$$M = F \cdot \frac{c}{2} = 4.68 \times \frac{8}{2} \times 10^{-2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant élastique de la platine est :

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y \quad \text{avec: } W_{el} = \frac{b \cdot t^2}{6} = 4.16 \text{ cm}^3$$

$$M_{el} = 4.16 \times 10^{-6} \times 235 = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M < M_{el}$$

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N l - h + \frac{h'}{3}}{A \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{bu}$$

Pour pouvoir vérifier les contraintes σ_a et σ_b , il faut déterminer la distance h' qui est la solution de l'équation suivante :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0 \quad \dots \dots \dots (1)$$

Hypothèse de calcul :

Prendre des boulons dont $d = 40 \text{ mm}$

$$c = 8 \text{ cm}$$

$$h = h'' + \left(c + \frac{c}{2}\right) = 27 + 8 + 4 = 39 \text{ cm}$$

$$l = e + \frac{h''}{2} + \frac{c}{2} = 55.5 \text{ cm}$$

$$A = \pi \frac{d^2}{4} \times 2 = 25.13 \text{ cm}^2$$

D'où : l'équation (1) devient :

$$h'^3 + 49.5h'^2 + 2789.4h' - 108787.77 = 0$$

Qui a pour solution approché $h' = 23.82 \text{ cm}$

D'où :

$$\sigma_a = 28.66 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\sigma_b = 6.05 \text{ MPa} \leq f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

L'effort à droite de la ligne 2-2 est :

$$F = \sigma \cdot b \cdot c$$

$$F = 0.130 \times 45 \times 8.5 \times 10^{-1} = 4.97 \text{ KN}$$

Le moment correspondant à pour valeur :

$$M = F \cdot \frac{c}{2} = 4.97 \times \frac{8.5}{2} \times 10^{-2} = 0.21 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant élastique de la platine est :

$$M_{el} = W_{el} \cdot f_y \quad \text{avec: } W_{el} = \frac{b \cdot t^2}{6} = 4.16 \text{ cm}^3$$

$$M_{el} = 4.16 \times 10^{-6} \times 235 = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M < M_{el}$$

Dans les deux cas l'épaisseur de la platine est vérifiée, donc on maintien l'épaisseur de la platine à 1cm

Chapitre X

Etude de
l'infrastructure

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.

D'après le rapport géotechnique on a :

$$\bar{\sigma} = 1.8 \text{ bars (la contrainte admissible du sol.)}$$

$$D = 1.5 \text{ m (profondeur d'encrage)}$$

I. calcul des fondations sous poteau (HEA280) :

I.1. détermination des sollicitations :

Pour le calcul de fondation on considère deux états limites (ELU, ELS).

On se référant à l'article (10.1.4.1) du RPA99 V2003, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- G+Q+E
- 0.8G+E
- 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 les suivantes :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	0.8G+E	1,35G+1.5S	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	38.96	61.48	54.03
M_y (KN.m)	11.54	42.32	33.6
M_z (KN.m)	2.47	0.29	2.23
V_y (KN)	19.11	1.21	1.07
V_z (KN)	16.27	19.28	18.34

Tableau. X.1 : les sollicitations sous le poteau HEA 280.

I.2. Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau.

a et b : les dimension du poteau.

A et B : dimension de la semelle.

e : hauteur du bord libre.

h_t : hauteur totale, $h_t = d + c$ avec $c = 5$ cm

d : hauteur utile de la semelle donnée par le BAEL91 (chapitre15.III.article 1.2) par la formule suivante :

$$d = \max \left\{ \frac{B - b}{4} ; \frac{A - a}{4} \right\}$$

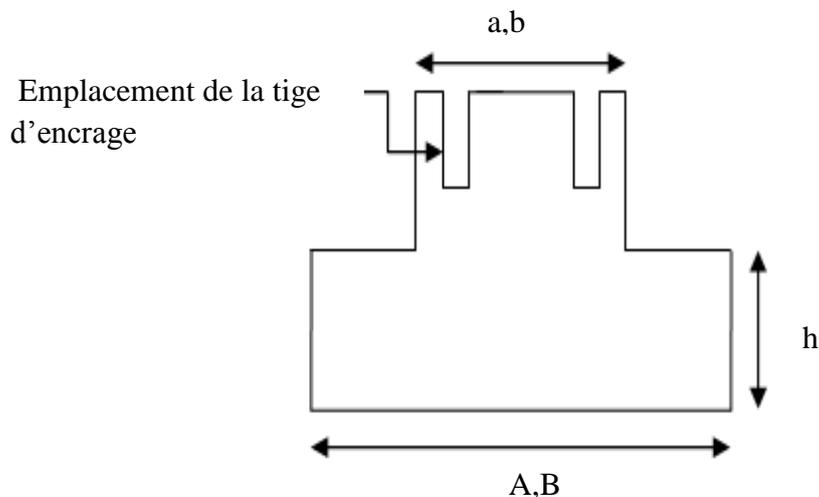


Figure X.1 : les démentions de la fondation.

Critère de non poinçonnement :

$$\sigma_m \leq 2\bar{\sigma} \quad \text{situation accidentelle}$$

$$\sigma_m \leq 1.33\bar{\sigma} \quad \text{situation durable}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{A} \right)$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

On a :

$$a = b = 70 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow A = B.$$

Dimensionnement de la semelle :

Situation accidentelle :

$$\sigma_m \leq 2\bar{\sigma}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{A} \right) \Rightarrow A = B \geq 0.7 \text{ m}$$

Situation durable :

$$\sigma_m \leq 1.33\bar{\sigma}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{A} \right) \Rightarrow A = B \geq 1.25 \text{ m}$$

On choisit $A = B = 1.5 \text{ m}$

$$d = \max \left\{ \frac{A - a}{4} ; \frac{B - b}{4} \right\} = \max \left\{ \frac{150 - 70}{4} ; \frac{150 - 70}{4} \right\}$$

$d = 20 \text{ cm}$. (hauteur ductile)

$$h = d + c = 25 \text{ cm}$$

La hauteur de l'amorce du poteau est :

$$l_1 = 1.5 - 0.25 = 1.25 \text{ m}$$

Le poids de la semelle est :

$$P = 11.25KN$$

Les moments à la base :

$$M_{by} = M_y + T_z(h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y(h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont dans le tableau suivant :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	0.8G+E	1,35G+1.5S	G+0,9(Q+S)
N^{\max} (KN)	50.20	72.73	65.28
M_y (KN.m)	35.94	71.24	61.11
M_z (KN.m)	31.13	3.025	3.83
V_y (KN)	19.11	1.21	1.07
V_z (KN)	16.27	19.28	18.34

Tableau. X.2 : les sollicitations sous la semelle.

I.3. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens A} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right) \leq K\bar{\sigma} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \end{cases} \quad \text{avec : } e_0 = \frac{M_z}{N}$$

$$\text{sens B} \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \leq K\bar{\sigma} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \end{cases} \quad \text{avec : } e_0 = \frac{M_y}{N}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}$$

Avec : $K=2$ situation accidentelle.

$K=1.33$ situation durable.

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	0.70	$0.84 < 3.6$	0	$0.63 < 1,8$
	Sens A	0,62	$0.77 < 3.6$	0	$0.57 < 1,8$
Situation Durable	ELU Sens B	0.97	$1.57 < 2.39$	0	$1.17 < 1,8$
	Sens A	0.04	$0.37 < 2.39$	0.027	$0.28 < 1,8$
	ELS Sens B	0.93	$1.36 < 2.39$	0	$1.02 < 1,8$
	Sens A	0.05	$0.34 < 2.39$	0.023	$0.26 < 1,8$

Tableau. X.3 : vérification des contraintes dans le sol.

I.3. Vérification de la stabilité au renversement :

En se référant à l'article 10.1.5 du RPA 99V2003, dans le cas accidentelle, il faut vérifier :

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375m & \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1.5}{4} = 0.375m & \text{sens B} \end{cases}$$

On a :

$$\text{Sens B : } e_0 = 0.70m$$

$$\text{Sens A : } e_0 = 0.62m$$

La condition n'est pas vérifiée.

On augmente la section de la fondation pour $A=B=2m$.

$$d = \max \left\{ \frac{200 - 70}{4} ; \frac{200 - 70}{4} \right\}$$

$$d = 32.5 \text{ cm.}$$

$$h = d + c = 37.5 \text{ cm}$$

La hauteur de l'amorce du poteau est :

$$l_1 = 1.5 - 0.375 = 1.125 \text{ m}$$

Le poids de la semelle est :

$$P = 37.5 \text{ KN}$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont dans le tableau suivant :

Sollicitation	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	0.8G+E	1,35G+1.5S	G+0,9(Q+S)
N^{max} (KN)	76.46	93.98	91.53
M_y (KN.m)	35.94	71.24	61.11
M_Z (KN.m)	31.13	3.025	3.83
V_y (KN)	19.11	1.21	1.07
V_Z (KN)	16.27	19.28	18.34

Tableau. X.4 : les sollicitations sous la semelle.

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	0.47	0.45<3.6	0	0.33<1,8
		Sens A	0.40	0.42<3.6	0	0.3<1,8
Situation Durable	ELU	Sens B	0.75	0.76<2.39	0	0.56<1,8
		Sens A	0.03	0.24<2.39	0.065	0.196<1.8
	ELS	Sens B	0.66	0.68<2.39	0	0.51<1.8
		Sens A	0.05	0.25<2.39	0.2	0.23<1.8

Tableau. X.5 : vérification des contraintes dans le sol.

$$e_0 = 0.47 \text{ sens B}$$

$$e_0 = 0.40 \text{ sens A}$$

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{2}{4} = 0.5m & \text{sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{2}{4} = 0.5m & \text{sens B} \end{cases}$$

La condition est vérifiée.

I.3. détermination des armatures de la semelle :

On fait la vérification de deux conditions :

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} & \text{sens A} \\ e_0 < \frac{b}{6} & \text{sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} & \text{sens A} \\ e_0 < \frac{B}{24} & \text{sens B} \end{cases}$$

Dans le cas où les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right) \quad \text{sens A}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \quad \text{sens B}$$

Dans le cas ou, l'une de ces deux condition n'est pas vérifié, la section des armatures seront calculées sous un moment :

$$M_1 = (4A + 0.3a - 9e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0.35a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \quad \text{sens A}$$

$$M_1 = (4B + 0.3b - 9e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \quad \text{sens B}$$

a) Situation accidentelle :

Armatures parallèle à « B » :

$$e_0 = 0.47m > \frac{b}{6} = 0.11m$$

$$e_0 = 0.47m > \frac{B}{24} = 0.08m$$

Alors le ferrailage se fait avec M_1 :

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.7 - 9 \times 0.47) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.7}{\frac{2}{2} - 0.47} \right)^2 \frac{76.46}{27} = 22.86KN.m$$

$$A_s = \frac{M_1}{z f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d$$

$$A_s = \frac{22.86}{0.29 \times 348} = 2.26cm^2$$

$$A_s = 2.26cm^2$$

Armatures parallèle à « A » :

$$e_0 = 0.4 > \frac{a}{6} = 0.11m$$

$$e_0 = 0.4 > \frac{A}{24} = 0.08m$$

Calcul de M_1 :

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.7 - 9 \times 0.40) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.7}{\frac{2}{2} - 0.40} \right)^2 \frac{76.46}{27} = 20.66KN.m$$

$$A_s = \frac{M_1}{z f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d$$

$$A_s = \frac{20.66}{0.29 \times 348} = 2.04cm^2$$

$$A_s = 2.04cm^2$$

b) Situation durable (L'ELU)

Armatures parallèle à « B » :

$$e_0 = 0.75 > \frac{b}{6} = 0.11m$$

$$e_0 = 0.75 > \frac{B}{24} = 0.08m$$

Alors le ferrailage se fait avec M_1 :

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.7 - 9 \times 0.75) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.7}{\frac{2}{2} - 0.75} \right)^2 \frac{93.98}{27} = 46.33KN.m$$

$$A_s = \frac{M_1}{z f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d$$

$$A_s = \frac{46.33}{0.29 \times 348} = 4.6 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à « A » :

$$e_0 = 0.03 < \frac{a}{6} = 0.11 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.03 < \frac{A}{24} = 0.08 \text{ m}$$

Alors le ferrailage se fait avec N' :

$$N' = 93.98 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.03}{2}\right) = 98.20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N' \times (A - a)}{8df_{st}}$$

$$A_s = \frac{98.20 \times (2 - 0.7)}{8 \times 0.325 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

c) Situation durable (L'ELS)

Armatures parallèle à « B » :

$$e_0 = 0.66 > \frac{b}{6} = 0.11 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.66 > \frac{B}{24} = 0.08 \text{ m}$$

Alors le ferrailage se fait avec M_1 :

$$M_1 = (4 \times 2 + 0.3 \times 0.7 - 9 \times 0.66) \left(\frac{\frac{2}{2} - 0.35 \times 0.7}{\frac{2}{2} - 0.66} \right)^2 \frac{91.53}{27} = 37.93 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{zf_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d$$

$$A_s = \frac{37.93}{0.29 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèle à « A » :

$$e_0 = 0.04 < \frac{a}{6} = 0.11 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.04 < \frac{A}{24} = 0.08 \text{ m}$$

Alors le ferrailage se fait avec N' :

$$N' = 91.53 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.04}{2}\right) = 97.02 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{97.02 \times (2 - 0.7)}{8 \times 0.325 \times 348} = 1.39 \text{ cm}^2$$

d) Condition de non fragilité :

$$A_A^{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$A_B^{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h$$

$$A_A^{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 200 \times 37.5 = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$A_B^{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 200 \times 37.5 = 9.05 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage se fait avec le A_{min} , on choisit 6HA14

e) La disposition constructive :

Les armatures seront munies des crochets si :

$$l_s > \frac{B}{4} \quad \text{suivant } B$$

$$l_s > \frac{A}{4} \quad \text{suivant } A$$

Avec :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times 0.6 \psi^2 \times f_{tj}}$$

$\psi = 1.5$ *haute adhérence*

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm} < 50 \text{ cm} \quad \text{suivant les deux directions.}$$

Tout les barres doivent être prolongé jusqu'aux extrémités de la semelle, sans avoir des crochets.

f) Conclusion :

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) cm ²	2.26	4.6	3.75	9.05	6HA14	9.24	49,38	30
A_s (A) cm ²	2.04	1.41	1.39	9.05	6HA14	9.24	49,38	30

Tableau. X.6 : les armatures des semelles.

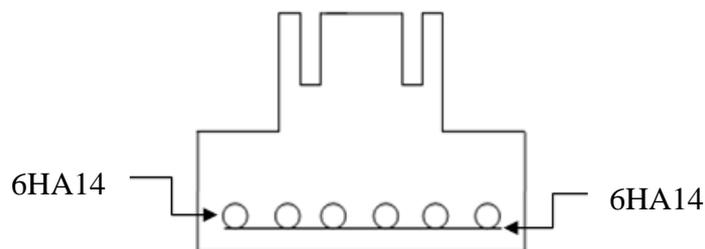


Figure X.2 : schéma de ferrailage de la fondation.

II. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure, qui ont un rôle de rigidifier les semelles, elles sont soumises à un effort de traction.

En se référant à l'article 10.1.1.b du RPA99 V2003, le pré dimensionnement se fait selon la catégorie du site, on a un site de catégorie S2, alors les dimensions sont : 25cmx30cm.

On a dans notre cas des longueurs assez longues, alors on prévoit l'utilisation du plot qui sert comme des appuis pour les longrines.

II.1. le ferrailage :

En se référant à l'article 10.1.1.b du RPA99 V2003, les longrines sont calculées pour résister un effort :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique ($\alpha = 15$).

N : l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

ELU :

$$F = \frac{61.48}{15} = 4.09KN$$

On prend $F = 20KN$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{20}{348} = 0.57cm^2$$

ELS :

$$F = \frac{54.04}{15} = 3.6KN$$

On prend :

$$F = 20KN$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{20}{201} = 0.99cm^2$$

$$A_{min} = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5cm^2$$

Donc on fait le ferrailage avec le $A_{min}=4.5cm^2$

On choisit : 4HA12 avec $A = 4.52cm^2$

II.2. la condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{25 \times 30 \times 2.1}{400} = 3.93cm^2$$

la condition est vérifiée.

II.3. Armatures transversales :

Soit des cadres de $\emptyset 8$, le RPA99 V2003 exige l'espacement :

$$S_t < \min(20cm; 15\emptyset) = 12cm$$

Soit $S_t = 10cm$

II.4. vérification de la flèche :

$$q_s = 0.25 \times 0.3 \times 25 = 1.87KN/m$$

$$I = 5.64 \times 10^{-4}m^4$$

$$f = \frac{5q_s \times l^4}{384EI} \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$f = \frac{5 \times 1.87 \times 10^1 \times 6^4}{384 \times 32000 \times 5.64} = 1.74cm \leq f_{adm} = 3cm$$

La condition est vérifiée.

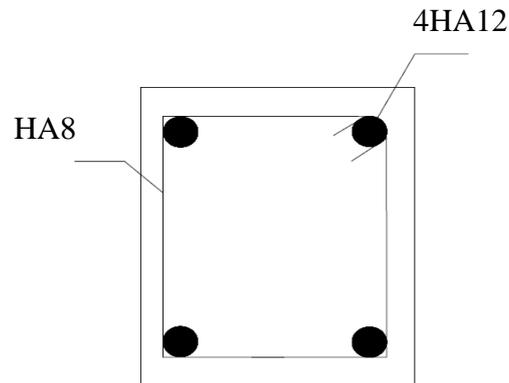


Figure X.3 : schéma de ferrailage des longrines.

III. Ferrailage du fût :

Les fondations sont encrées à $D=1.5\text{m}$, l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol, donc, on prévoit un poteau de section $70\text{cm} \times 70\text{cm}$.

Le fût est soumis à un effort normal, un effort tranchant et un moment, il est sollicité à la flexion composée.

$$N=61.48 \text{ KN}$$

$$M=42.32 \text{ KN.m}$$

$$V=19.28 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.67$$

On a :

$$A = (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.05) \times 0.7 \times 0.7 \times 14.2 \times 10^3$$

$$A = 1.35 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u(d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u(d - 0.5h)$$

$$M_{uA} = 42.32 + 61.48(0.65 - 0.5 \times 0.7) = 60.76 \text{KN.m}$$

$$B = 61.48(0.6) - 60.76 = -23.872 \text{KN.m}$$

On remarque que : $A \geq B$ c'est une section partiellement comprimé.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{60.76 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.017$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.64$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{Z f_{st}} = 2.72 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.96 \text{cm}^2$$

Le RPA99 V2003 exige une section minimale :

$$A_s = 0.8\%bh = 0.008 \times 70 \times 70 = 39.2 \text{cm}^2$$

On fait le ferrailage avec une section de 39.2cm^2 . Donc on choisit 20HA16.

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.49 \text{cm}^2 \quad \text{la condition est verifiée.}$$

Ferrailage transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{19.28 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.65} = 0.0423 \text{MPa}$$

Selon BAEL91 :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{t28}; 4MPa) = 2.5 \quad \text{fissuration est très préjudiciable.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$s_t \leq \min(0.9d; 40cm)$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right)$$

Avec :

A_t : Section transversal d'armatures.

b : Largeur de la section.

h : Hauteur de la section.

s_t : Espacement des armatures.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\begin{cases} s_t = 35cm \\ \phi_t \leq 2cm \\ A_t = 0.12cm^2 \end{cases}$$

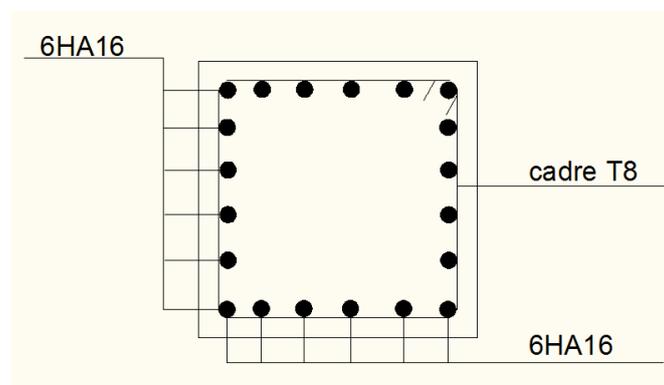


Figure X.4: schéma de ferrailage du fût.

Chapitre XI

Vérification de l'ensemble

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, on doit la vérifier à la stabilité sous les actions du vent.

La structure est soumise à l'action du vent selon trois directions, de plus elle a les mêmes ouvertures, alors on fait notre vérification selon deux sens.

I. Détermination des forces renversantes :

L'action du vent est décomposée en deux composantes :

- Une composante horizontale (F_h).
- Une composante verticale (F_v).

a) Vent sur la façade principale avec dépression intérieure ($C_{pi}=0.1$) :

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	470.16	229.6	107.94	0	0	14	5.11
E	268.63	229.6	61.67	0	21.20	14	5.11
F	377.66	148.68	0	56.15	2.65	14	9.31
G	666.46	297.36	0	198.17	10.6	14	10.23
H	377.66	148.68	0	56.15	18.55	14	9.31
F_{fr}	-	-	0	0	-	-	-
			$F_h=169.61$	-	7.70	14	1.86
			-	$F_v=310.47$	10.6	14	9.89

Tableau XI.1 : vent sur la façade principale

M_r/xx : c'est le moment de renversement par rapport à l'axe X-X

M_r/yy : c'est le moment de renversement par rapport à l'axe Y-Y

$$M_r/xx = 315.47 \text{ KN.m}$$

$$M_r/yy = 3290.98 \text{ KN.m}$$

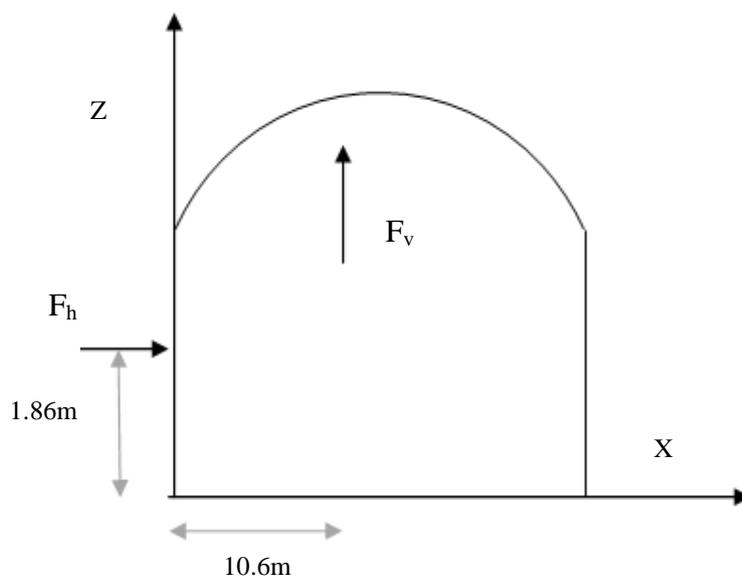


Figure XI.1 : résultante des forces horizontal et verticale sur la façade principale avec $c_{pi}=0.1$

b) Vent sur la façade principale avec dépression intérieure ($C_{pi}=0.8$)

Zone	Qj (N/m ²)	S (m ²)	F _h (KN)	F _v (KN)	Point d'application		
					X (m)	Y(m)	Z(m)
D	0	229.6	0	0	0	14	5.11
E	738.738	229.6	169.614	0	21.20	14	5.11
F	1466.214	148.68	0	217.99	2.65	14	9.31
G	1184.82	297.36	0	352.318	10.6	14	10.23
H	896.02	148.68	0	133.220	18.55	14	9.31
F _{fr}	-	-	0	0	-	-	-
			F_h=169.61	-	21.2	14	5.11
			-	F_v=703.52	6.31	14	9.77

Tableau XI.2 : vent sur la façade principale

$M_{r/xx} = 866.70 \text{ KN.m}$

$M_{r/yy} = 4439.21 \text{ KN.m}$

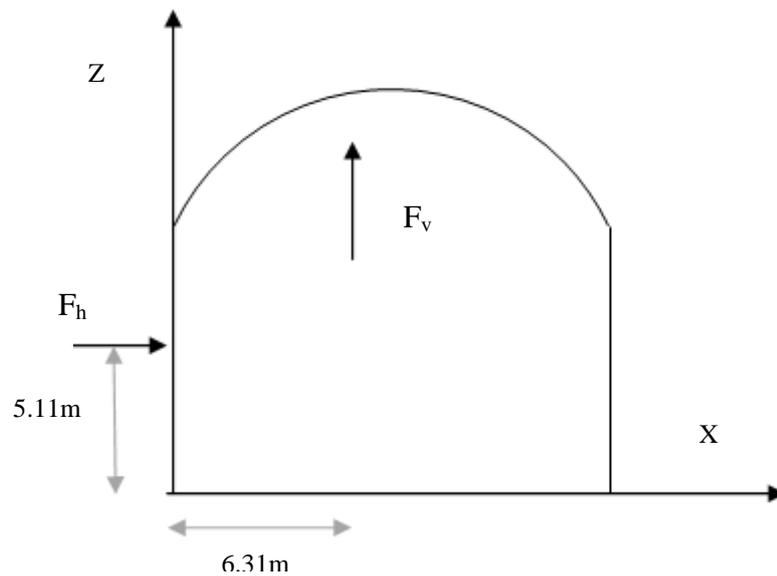


Figure XI.2 : résultante des forces horizontal et verticale sur la façade principale avec $c_{pi}=0.8$

c) Vent sur la façade latérale 2 avec dépression intérieure ($C_{pi}=-0.2$)

Zone	Qj (N/m ²)	S (m ²)	F _h (KN)	F _v (KN)	Point d'application		
					X (m)	Y(m)	Z(m)
D	678.96	216.87	147.25	0	10.6	0	5.11
E	67.89	216.87	14.72	0	10.6	28	5.11
F1	913.35	10.45	0	9.54	2.55	1.02	9.31
F2	913.35	10.45	0	9.54	18.65	1.02	9.31
G1	793.56	10.46	0	8.30	7.66	1.02	10.16
G2	793.56	10.46	0	8.30	12.77	1.02	10.16
H1	329.40	41.86	0	13.78	5.11	6.13	9.83
H2	329.40	41.86	0	13.78	15.3	6.13	9.83
I1	225.59	188.36	0	42.49	5.11	19.11	9.83
I2	225.59	188.36	0	42.49	15.3	19.11	9.83
F _{fr}	-	-	0	0	-	-	-
			F_h=161.97	-	10.6	2.55	5.11
			-	F_v=148.22	10.25	12.34	9.77

Tableau XI.3 : vent sur la façade latérale2

$M_{r/xx} = 827.66 \text{KN.m}$

$M_{r/yy} = 1519.25 \text{KN}$

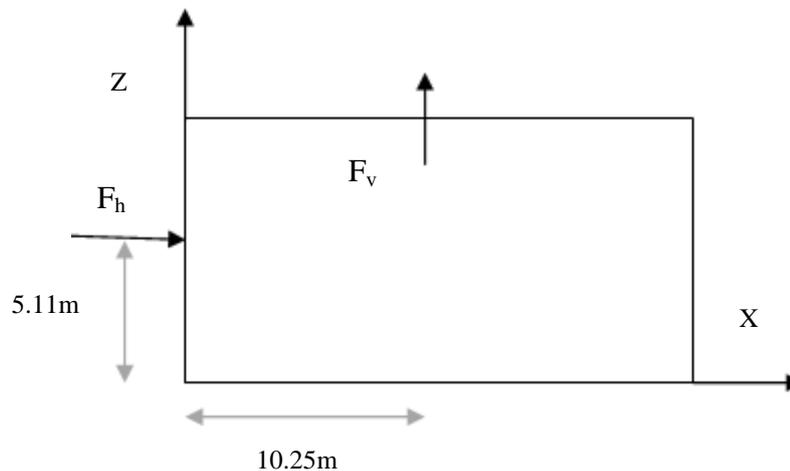


Figure XI.3 : résultante des forces horizontal et verticale sur la façade latérale2 avec $c_{pi} = -0.2$

a) Vent sur la façade latérale 2 avec dépression intérieure ($C_{pi} = 0.8$) :

Zone	$Q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$	$S \text{ (m}^2\text{)}$	$F_h \text{ (KN)}$	$F_v \text{ (KN)}$	Point d'application		
					X (m)	Y(m)	Z(m)
D	0	216.87	0	0	10.6	0	5.11
E	746.85	216.87	161.96	0	10.6	28	5.11
F1	1662.003	10.45	0	17.38	2.55	1.02	9.31
F2	1662.003	10.45	0	17.38	18.65	1.02	9.31
G1	1542.219	10.46	0	16.13	7.66	1.02	10.16
G2	1542.219	10.46	0	16.13	12.77	1.02	10.16
H1	1078.056	41.86	0	45.127	5.11	6.13	9.83
H2	1078.056	41.86	0	45.127	15.3	6.13	9.83
I1	973.245	188.36	0	183.32	5.11	19.11	9.83
I2	973.245	188.36	0	183.32	15.3	19.11	9.83
F_{fr}	-	-	0	0	-	-	-
			$F_h = 161.96$	-	10.6	28	5.11
			-	$F_v = 703.52$	9.06	14.56	9.80

Tableau XI.4 : vent sur la façade latérale2

$$M_{r/xx} = 827.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{r/yy} = 6373.89 \text{ KN.m}$$

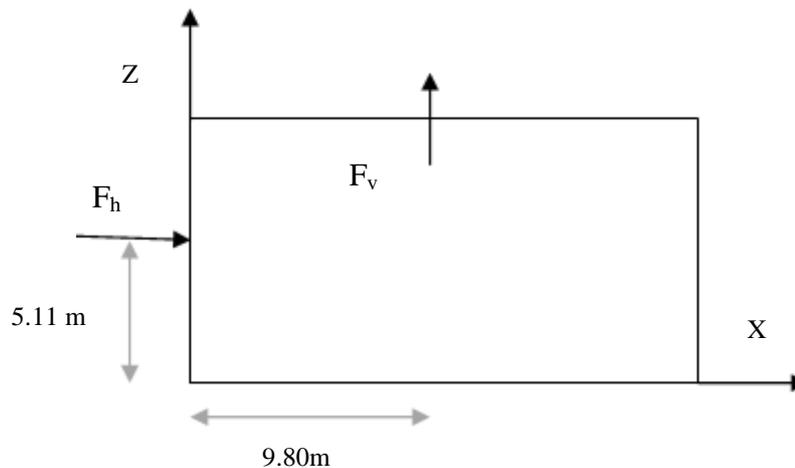


Figure XI.4: résultante des forces horizontal et verticale sur la façade latérale2 avec $c_{pi}=0.8$

II. Cas du 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	77.28	84.51	96.10	1345.08	970.81

Tableau XI.5 : réaction à la base de la structure sous le séisme.

CQC : combinaison quadratique complète.

$$M_{R/xx} = M_{xx} + F_z \times Y_G = 2363.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{R/yy} = M_{yy} + F_z \times X_G = 2316.21 \text{ KN.m}$$

III. Les moments stabilisateurs :

- Poids de la couverture : 90.16 KN
- Poids des pannes : 66.36 KN
- Poids des fermes : 123.36KN
- Poids des poteaux : 75.17KN
- Poids du bardage et les lisses : 70.29KN
- Poids des potelets : 44.55KN
- Poids des fondations : 450KN
- Poids des longrines : 354.375KN
- Poids des escaliers et les gradins : 43.58KN

$$M_{ST/xx} = \sum P_i \times Y_i = P_T \times Y_G$$

$$M_{ST/yy} = \sum P_i \times X_i = P_T \times X_G$$

$$M_{st/xx} = 1317.84 \times 14 = 18449.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{st/yy} = 1317.84 \times 10.6 = 13969.10 \text{ KN.m}$$

IV. Conclusion :

	Cpi	Mr/xx (KN.m)	Mr/yy (KN.m)	$M_{st/xx}$ (KN.m)	$M_{st/yy}$ (KN.m)
Cas du vent	V1	0.1	315.47	3290.98	
		0.8	866.70	4439.21	18449.76
	V2	-0.2	823.66	1519.25	
		0.8	827.61	6373.89	13969.10
Cas du séisme				0.8 $M_{st/xx}$	0.8 $M_{st/yy}$
			2363.74	2316.21	14759.80

Tableau XI.6 : vérification au renversement de la structure.

On remarque que tous les moments stabilisateurs sont supérieures aux moments de renversement, se qui fait qu'il n'y a pas risque au renversement et la stabilité est assurée.

Partie B

Chapitre I

Prédimensionnement

I. Introduction :

Le pré-dimensionnement se fait pour avoir les sections des différents éléments de l'ouvrage, ainsi ils pourront reprendre sollicitations dues aux charges et surcharges, pour cela on tiendra compte les recommandations du *BAEL 91*, *RPA 99 Version 2003* et le *CBA93*.

La transmission des charges se fait comme suite :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II. Prédimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure, ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventement.

II.1 Planchers :

Ce sont des aires horizontales séparant les différents niveaux de bâtiment, ils ont une rigidité importante dans leur plan horizontal ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Pour notre structure, nous avons opté des planchers en corps creux pour les étages courants et RDC.

II.1.2 Plancher à corps creux :

II.1.2.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a) **Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

b) **Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le deuxième critère, qui est le critère où se présentent plusieurs appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Les figures qui suivent montre la dispositions des poutrelles pour les planchers terrasse et étages courant respectives.

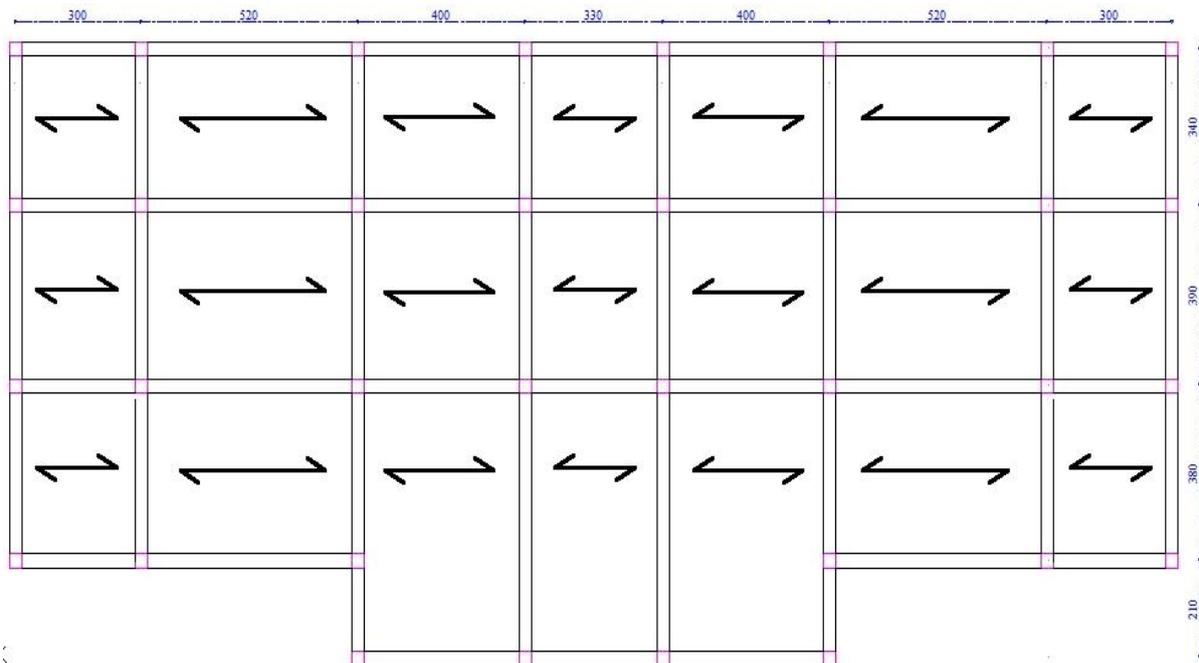


Figure I.1 : poutrelles pour plancher terrasse inaccessible.

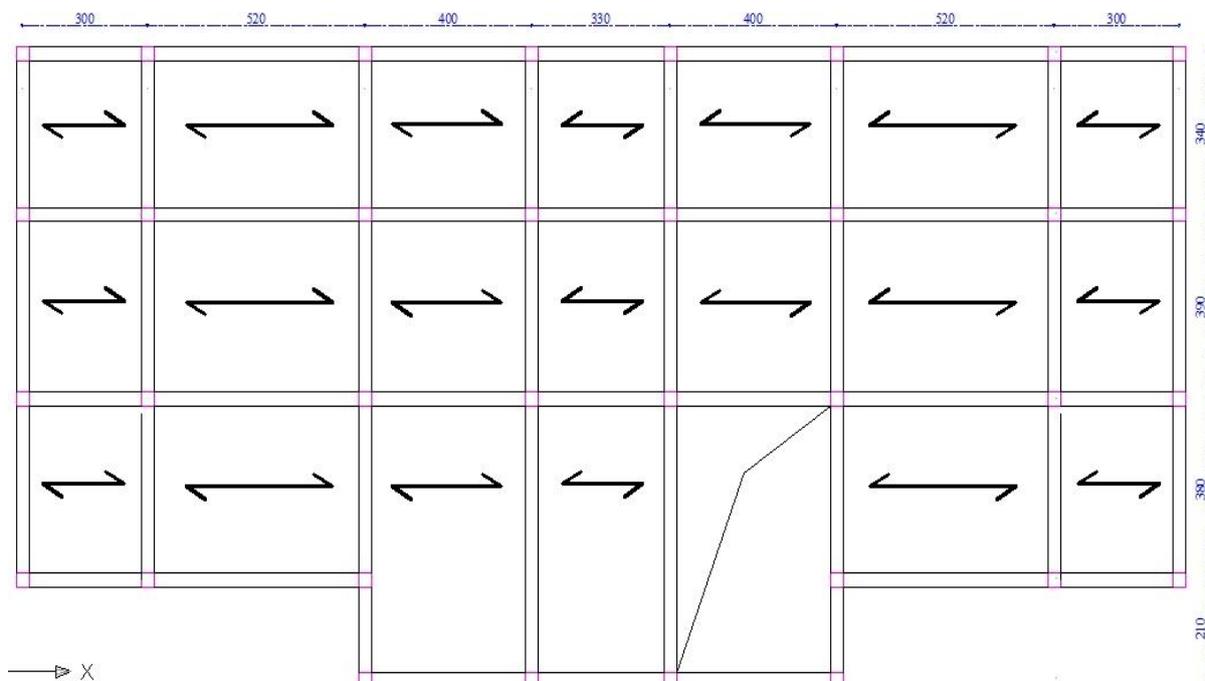


Figure I.2 : poutrelles pour plancher à étage courant.

II.1.2.2 Dimensionnement :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{l}{22.5} \quad [V].$$

Avec : L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{490}{22.5} = 21.77 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur $h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 25 \text{ cm}$, ($h_{cc} = 20 \text{ cm}$) et

($h_{ddc} = 5 \text{ cm}$)

Où :

h_{cc} : Hauteur de dalle du corps creux.

h_{ddc} : Hauteur de la dalle de compression.

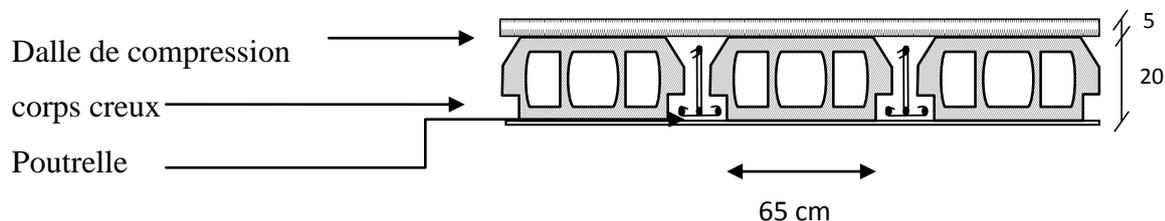


Figure I.3 Plancher à corps creux.

II.2. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

b : largeur efficace de la dalle.

$$b_0 = (0.4 \sim 0.6) \times h_t$$

$$b_0 = 0.4 \times 25 = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) \dots \dots (1)$$

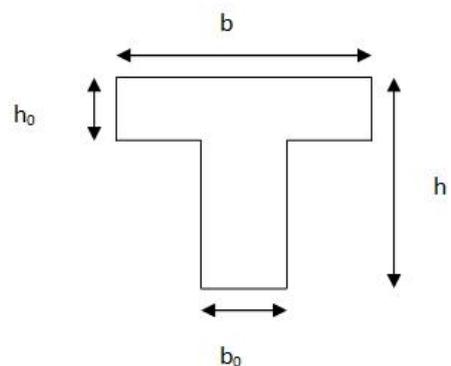


Figure I.4 Dimension de la poutrelle.

l_x : Distance entre nus d'appuis de deux éléments calculés (65 cm).

l_y : Distance minimale entre deux nus appuis (deux poutre principales).

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min (32.5; 30)$$

$b \leq 70 \text{ cm}$ Prendre : $b = 65 \text{ cm}$.

II.3 Estimation des charges sur les différents types de plancher :

II.3.1 Sur plancher terrasse :

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravions roulé de protection	5	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente (15%)	10	22	2,20
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Plancher à corps creux	(20+5)	14,25	3,56
Charge permanente totale				G = 7,44
Surcharge d'exploitation				Q = 1,00

Tableau I.1 : Estimation des charges sur plancher terrasse.

II.3.2 Sur plancher d'étage courant :

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	20	0,40
	Dalle en corps creux	(20+5)	14,25	3,56
	Cloison de séparation	10	9	0,90
Charge permanente totale				G = 6,06
Surcharge d'exploitation				Q = 2,50

Tableau I.2 : Estimation des charges sur plancher d'étage courant.

III. Prédimensionnement des éléments structuraux :

Ce sont les éléments qui assurent le contreventement de notre structure.

III.1 Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires.

III.1.2 Les poutres principales (P.P) :

Ce sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur Prédimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du *BAEL 91* suivante :

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10}$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 5.60m$).

D'où :

$$\frac{560}{15} < h_t < \frac{560}{10}$$

Donc : $37.33 \leq h_t \leq 56 \text{ cm}$

Soit $h_t = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99 Version 2003* (Article : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20\text{cm} & \text{On a } b = 30\text{cm.} & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \\ h \geq 30\text{cm} & \text{On a } h = 40 \text{ cm.} & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} & \text{On a } h / b = 40 / 30 = 1.33 & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA99* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des planchers, des poutres principales dont les dimensions sont les suivantes :

$$h = 40 \text{ cm} ; \quad b = 30 \text{ cm.}$$

III.1.3 Les poutres secondaire (P.S) :

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prés dimensionnés selon la condition de flèche du *BAEL 91*.

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10}$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 4.90m$).

D'où :

$$\frac{490}{15} < h_t < \frac{490}{10}$$

Donc : $32.66 \leq h_t \leq 49 \text{ cm}$

Soit $h_t = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99version2003* (*Article : 7.5.1*) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20cm & \text{On a } b = 30cm & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \\ h \geq 30cm & \text{On a } h = 35cm & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \\ \frac{h}{b} \leq 4cm & \text{On a } h / b = 35 / 30 = 1.16 & \longrightarrow \text{Vérfifié.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA99* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des planchers, des poutres secondaires dont les dimensions suivantes :

$$h = 35 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm.}$$

III.2 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'*ELU*.

Les dimensions de la section transversale des poteaux, selon le *RPA99 Version 2003* (Article 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- $Min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.
- $Min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$.

En premier temps on supposera les dimensions du poteau (30x30) cm, qui satisfait les exigences de l'article 7.4.1 du RPA, et on fixera définitivement les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du *RPA99 Version 2003* citées ci dessus.

III.2.1 Descente de charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure.

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est celui de la cage d'escalier.

✓ Les surfaces afférentes :

Niveau 3 (terrasse) :

$$S_p = 15.17 \text{ m}^2$$

$$S_{ce} = 0 \text{ m}^2$$

Niveau 2 :

$$S_p = 12.02 \text{ m}^2$$

$$S_{ce} = 3.23 \text{ m}^2$$

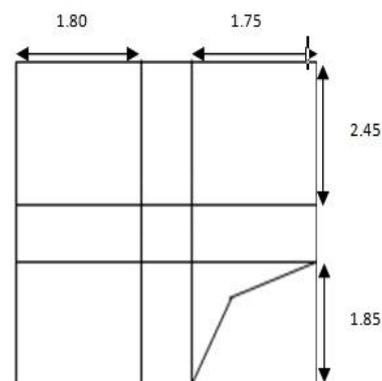


Figure I.5 surfaces afférentes

Niveau 1 :

$$S_p = 12.02 \text{ m}^2$$

$$S_{ce} = 3.23 \text{ m}^2$$

✓ **Poids propre des poutres :**

$$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.80 + 1.75) = 10.65 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (1.85 + 2.45) = 11.28 \text{ KN}$$

$$G_{Tpoutres} = (11.28 + 10.65) \times 3 = 65.79 \text{ KN}$$

✓ **Poids propre poteau :**

RDC :

$$G_{pot} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.08 = 9.18 \text{ KN}$$

N1 :

$$G_{pot} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.42 = 9.94 \text{ KN}$$

N2 :

$$G_{pot} = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 4.08 = 9.18 \text{ KN}$$

$$G_{T,poteaux} = 9.18 + 9.94 + 9.18 = 28.30 \text{ KN}$$

✓ **Charges sur plancher :**

Niveau 3 (Terrasse) :

$$G = 7.44 \times 15.17 = 112.90 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 15.17 = 15.75 \text{ KN}$$

Niveau 2 :

$$G = 6.06 \times 12.02 + 0.25 \times 25 \times 3.23 = 93.02 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 12.02 + 2.5 \times 3.23 = 38.12 \text{ KN}$$

Niveau 1 :

$$G = 6.06 \times 12.02 + 0.25 \times 25 \times 3.23 = 93.02 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 12.02 + 2.5 \times 3.23 = 38.12 \text{ KN}$$

Niveau 0 :

$$G = 0.25 \times 25 \times 3.23 = 20.18 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 3.23 = 8.078 \text{ KN}$$

D'où :

$$G_T = 112.90 + 93.02 \times 2 + 20.18 + 65.79 + 28.30 = 411 \text{ KN}$$

$$Q_T = 15.17 + 38.12 \times 2 + 8.075 = 99.50 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \times G_T + 1.5 \times Q_T = 1.35 \times 411 + 1.5 \times 99.50$$

$$N_u = 704.1 \text{ KN}$$

III.2.2 Vérification à la compression simple :

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\frac{N_u}{B} < 0.6f_{c28} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{0.6f_{c28}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

$$B \geq 0.046 \text{ m}^2$$

Or, $B = 0.3 \times 0.3 = 0.09 \text{ m}^2$ condition vérifiée.

III.2.1 Vérification à la stabilité (flambement) :

La condition suivante doit être vérifiée :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{article B. 8.2.1 du CBA93}$$

$$B_r : \text{section réduite de poteau} \quad \Rightarrow \quad B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$$

A_s : section des armatures calculées

α : coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2\right]} & 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6(50/\lambda) & 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

l_f : Longueur de flambement : $l_f = (0,7 \cdot l_0)$. CBA93 (Article : B.3.3).

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

λ est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

I: Moment d'inertie: $I = h \cdot b^3 / 12$.

L_0 : Langueur du poteau.

$$L_f = 0,7 \times 4,42 = 3,09m.$$

$$B = 0,3 \times 0,3 = 0,09m^2.$$

$$I = \frac{0,3^4}{12} = 6,75 \times 10^{-4} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{6,75 \times 10^{-4}}{0,09}} = 0,086 m$$

$$\lambda = \frac{3,09}{0,086} = 35,97$$

$$0 \leq \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{35,97}{35}\right)^2} = 0,7$$

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} = \frac{704 \times 10^{-3}}{0,7 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]}$$

$$B_r \geq 0,045 m^2$$

$$\text{Or, } B_r = (0,3 - 0,02)^2 = 0,0784 > 0,045$$

Pas de risque de flambement.

Chapitre II

Etude des planchers

I. Différents types de poutrelles :

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

Tableau II.1 : types de poutrelles.

II. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues.

- Plancher terrasse inaccessible :** $G = 7.44 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_G = 7.44 \times 0.65 = 4.83 \text{ KN/ml}$

$q_Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$
- Plancher étage courant :** $G = 6.06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$q_G = 6.06 \times 0.65 = 3.93 \text{ KN/ml}$

$q_Q = 2.5 \times 0.65 = 1.62 \text{ KN/ml}$

III. Calcul de sollicitation :**III.1 Méthode utilisée :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique la méthode forfaitaire qui est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens.

✓ Condition d'application :

Il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.
- Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

✓ Exposée de la méthode :

Soit une poutre (Poutrelle) continue soumise à une charge q .

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient d'importance.

○ Moment sur appuis :

- **Appuis de rive :** Les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15M_0)$.

- **Appuis intermédiaires :**

Poutres à deux travées :



Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$

Poutres à plus de deux travées :

$M_a = -0,5M_0$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$M_a = -0,4M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que : M_0 le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$$

○ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0 \\ 1,05 \cdot M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

○ **Evaluation des efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode *RDM* :

$$\text{Compte tenu de la continuité : } V_u = V_{u0} + (M_i - M_{i-1}) / L_i$$

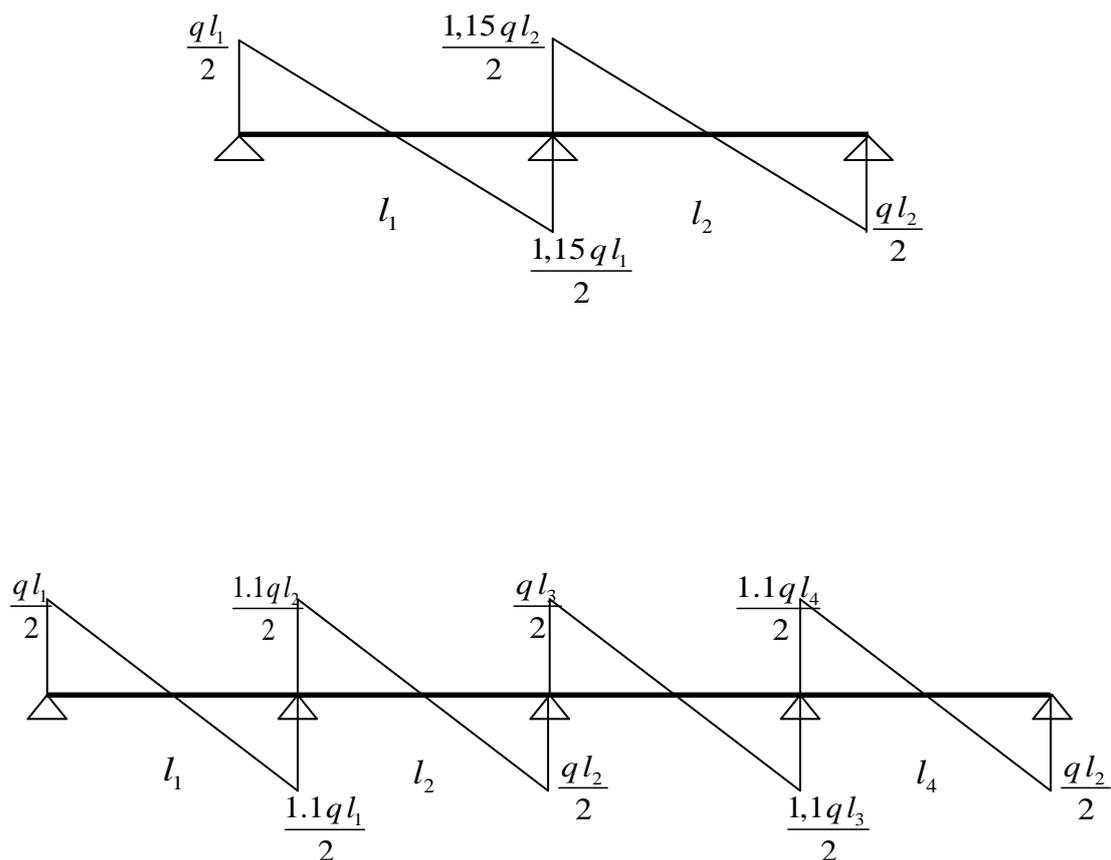


Figure II.1 Evaluation des efforts tranchants.

III.2 Calcul des sollicitations selon les types de poutrelles :

1) Type 1

Terrasse :

$$\alpha = 0.118$$

Travée	M_0 (KN.m)		M_{appuis} (KN.m)			$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	
	Sous G	Sous Q	appuis	Sous G	Sous Q	Sous G	Sous Q
A-B	5.43	0.73	A	0	0	3.35	0.45
B-C	16.32	2.19	B	-8.16	-1.09	9.79	1.31
C-D	9.66	1.3	C	-6.53	-0.87	4.99	0.67
D-E	6.57	0.88	D	-3.86	-0.52	3.39	0.45
E-F	9.66	1.3	E	-3.86	-0.52	4.99	0.67
F-G	16.32	2.19	F	-6.53	-0.87	9.79	1.31
G-H	5.43	0.73	G	-8.16	-1.09	3.35	0.45
			H	0	0		

Tableau II.2 : moments sur la poutrelle de type 1(terrasse).

Travée	V_i	Valeur de V (KN)	
		Sous G	Sous Q
A-B	V_A	7.24	0.97
	V_B	-7.96	-1.09
B-C	V_B	13.81	1.85
	V_C	-12.55	-1.69
C-D	V_C	9.66	1.3
	V_D	-9.66	-1.3
D-E	V_D	7.96	1.07
	V_E	-7.96	-1.07
E-F	V_E	9.66	1.3
	V_F	-9.66	-1.3
F-G	V_F	12.55	1.69
	V_G	-13.81	-1.85
G-H	V_G	7.96	1.07
	V_H	-7.24	-0.97

Tableau II.3 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 1(terrasse).

Etage courant :

$\alpha = 0.292$

Travée	M_0 (KN.m)		M_{appuis} (KN.m)			$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	
	Sous G	Sous Q	appuis	Sous G	Sous Q	Sous G	Sous Q
A-B	4.42	1.82	A	0	0	2.45	1.17
B-C	13.28	5.47	B	-6.64	-2.73	6.87	3.28
C-D	7.86	3.24	C	-5.31	-2.19	3.68	1.75
D-E	5.34	2.20	D	-3.14	-1.29	2.50	1.19
E-F	7.86	3.24	E	-3.14	-1.29	3.68	1.75
F-G	13.28	5.47	F	-5.31	-2.19	6.87	3.28
G-H	4.42	1.82	G	-6.64	-2.73	2.45	1.17
			H	0	0		

Tableau II.4 : moments sur la poutrelle de type 1 (étage courant).

Travée	V_i	Valeur de V (KN)	
		Sous G	Sous Q
A-B	V_A	5.08	2.43
	V_B	-5.59	-2.68
B-C	V_B	9.69	4.46
	V_C	-8.81	-4.22
C-D	V_C	6.67	3.25
	V_D	-6.78	-3.25
D-E	V_D	5.59	2.69
	V_E	-5.59	-2.68
E-F	V_E	6.78	3.25
	V_F	-6.78	-3.25
F-G	V_F	8.81	4.22
	V_G	-9.69	-4.64
G-H	V_G	5.59	2.68
	V_H	-5.08	-2.43

Tableau II.5 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 1 (étage courant).

2) Type 2 :

Terrasse : $\alpha = 0.118$

Travée	M_0 (KN.m)		M_{appuis} (KN.m)			$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	
	Sous G	Sous Q	appuis	Sous G	Sous Q	Sous G	Sous Q
A-B	9.66	1.3	A	0	0	7.72	1.04
B-C	6.57	0.88	B	-4.83	-0.65	3.39	0.45
C-D	9.66	1.3	C	-4.83	-0.65	7.72	1.04
			D	0	0		

Tableau II.6 : moments sur la poutrelle de type 2(terrasse).

Travée	V_i	Valeur de V (KN)	
		Sous G	Sous Q
A-B	V_A	9.66	1.3
	V_B	-10.62	-1.43
B-C	V_B	8.76	1.17
	V_C	-8.76	-1.17
C-D	V_C	10.32	1.43
	V_D	-9.66	-1.3

Tableau II.7 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 2(terrasse).

3) Type 3 :

Étage courant :

 $\alpha = 0.292$

Travée	M_0 (KN.m)		M_{appuis} (KN.m)			$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	
	Sous G	Sous Q	appuis	Sous G	Sous Q	Sous G	Sous Q
A-B	4.42	1.82	A	0	0	2.45	1.17
B-C	13.28	5.47	B	-6.64	-2.73	8.46	3.48
C-D	7.86	3.24	C	-5.31	-2.19	4.35	1.77
D-E	5.34	2.20	D	-3.14	-1.29	4.24	1.74
			E	0	0		

Tableau II.8 : moments sur la poutrelle de type 3(étage courant).

Travée	V_i	Valeur de V (KN)	
		Sous G	Sous Q
A-B	V_A	5.89	2.43
	V_B	-6.48	-2.68
B-C	V_B	11.23	4.46
	V_C	-10.21	-4.22
C-D	V_C	7.86	3.25
	V_D	-7.86	-3.25
D-E	V_D	7.13	2.69
	V_E	-6.48	-2.68

Tableau II.9 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 3(étage courant).

4) Type 4 :

Etage courant :

$$\alpha = 0.292$$

Travée	M_0 (KN.m)		M appuis (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)			
	Sous G	Sous Q		Sous G	Sous Q		
A-B	13.28	5.47	A	0	0	10.45	4.30
B-C	4.42	1.82	B	-7.97	-3.28	2.84	1.17
			C	0	0		

Tableau II.10 : moments sur la poutrelle de type 4(étage courant).

Travée	V_i	Valeur de V (KN)	
		Sous G	Sous Q
A-B	V_A	10.21	4.42
	V_B	-11.75	-4.85
B-C	V_B	6.77	2.80
	V_C	-5.89	-2.43

Tableau II.11 : efforts tranchant sur la poutrelle de type 4(étage courant).

III.3 Calcul des sollicitations maximales combinées à l'ELU et à l'ELS selon les types de poutrelles :

On a :

$$\begin{cases} M_u^t = 1.35M_G^t + 1.5M_Q^t \\ M_u^a = 1.35M_G^a + 1.5M_Q^a \end{cases}$$

$M_u^t ; M_u^a$: Moment ultime en travées et en appuis respectivement.

$$M_s^t = M_G^t + M_Q^t$$

$$M_s^a = M_G^a + M_Q^a$$

$M_s^t ; M_s^a$: moment à l'état limite de service en travées et en appuis respectivement.

$$V_u^{max} = 1.35V_G^{max} + 1.5V_Q^{max}$$

$$V_s^{max} = V_G^{max} + V_Q^{max}$$

$V_u^{max} ; V_s^{max}$: effort tranchant maximal à l'ELU et à l'ELS respectivement.

Planchers	Types	ELU		ELS	
		M_u^t (KN.m)	M_u^a (KN.m)	M_s^t (KN.m)	M_s^a (KN.m)
Terrasse	1	15.18	-12.65	11.10	-9.25
	2	10.63	-7.49	8.76	-5.48
Etage courant	1	13.14	-12.41	10.15	-9.37
	3	16.64	-11.26	11.94	8.04
	4	20.55	-15.67	14.75	-11.21

Tableau II.12 : Moments maximaux combinés à l'ELU et à l'ELS.

Planchers	Types	ELU	ELS
		$V_u^{max} (KN)$	$V_s^{max} (KN)$
Terrasse	1	21.41	15.66
	2	16.48	12.05
Etage courant	1	19.77	14.15
	3	21.85	15.69
	4	23.12	16.59

Tableau II.13 : efforts tranchants maximaux combinés à l'ELU et à l'ELS

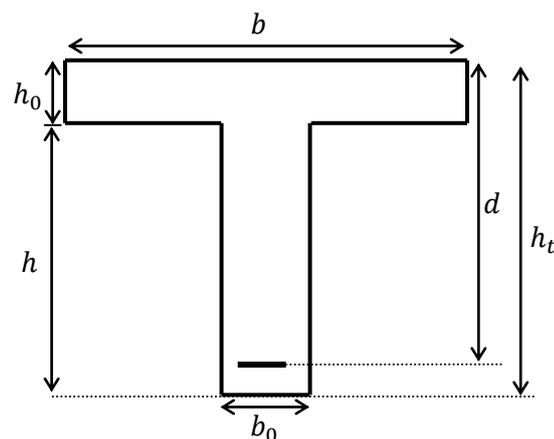
IV. Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle type (1) sur huit appuis du plancher étage courant qui est sollicité par :

$$\begin{aligned}
 M_{Travée}^{Max} &= 13.14 KN.m \\
 ELU : M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -1.304 KN.m (rive) \\ -12.41 KN.m (int) \end{cases} \\
 V^{Max} &= 19.77 KN \\
 ELS : M_{Travée}^{Max} &= 10.15 KN.m \\
 ELS : M_{Appuis}^{Max} &= \begin{cases} -0.93 KN.m (Rive) \\ -9.37 KN.m (int) \end{cases}
 \end{aligned}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned}
 b &= 65 cm \\
 h_0 &= 5 cm \\
 h &= 20 cm \\
 h_t &= 25 cm \\
 b_0 &= 10 cm \\
 d &= 23 cm
 \end{aligned}$$



Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

1) Calcul à l'ELU :

A. Armatures longitudinales :

a. En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.23 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 94.60 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 13.14 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{13.14 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.0269$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont

pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0269}}{0.8} = 0.0340$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.23(1 - 0.4 \times 0.0340) = 0.226 \text{ m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{13.14 \times 10^{-3}}{0.226 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.67\text{cm}^2 < A_{Min} \Rightarrow$ On ferraille avec A_{Min} tel que :

$$A_s = 3HA10 = 2.36\text{cm}^2$$

b. En appuis :

• **Appuis de rives :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.25)\text{m}$.

$$M_{Rive}^a = -1.304\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.304 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.017$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}}{0.8} = 0.021$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.23(1 - 0.4 \times 0.021) = 0.22\text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1.304 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 0.17\text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 1HA10 = 0.79\text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

• **Appuis intermédiaires :**

$$M_{Interne}^a = -12.41 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.25) \text{ m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.160$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A ».

$\xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.160}}{0.8} = 0.22$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.23(1 - 0.4 \times 0.22) = 0.20 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{12.41 \times 10^{-3}}{0.22 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 1HA12 + 1HA10 = 1.92cm^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times 2.1}{400} = 0.27cm^2$$

$A_s = 2.26cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$V_u = 19.77KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19.77 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.23} = 0.85MPa$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13f_{c28}; 4MPa] = 3.25MPa$$

$\tau_u = 0.85MPa < \bar{\tau} = 3.25MPa$ Condition vérifiée.

• **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [19.77 - \frac{12.41}{0.9 \times 0.23}] \times 10^{-3} = -1.15cm^2 \Rightarrow A_l \geq -1.15cm^2$$

Aucune vérification à faire.

• **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{v_u(b-b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.77 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.23 \times 0.65 \times 0.05} = 0.80MPa < \bar{\tau} = 3.25MPa$$

B. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}; \phi_{LMin}; \frac{b}{10}\right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.71cm^2$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

$K = 1$: Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires).

D'où :

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,56}{10 \times (0,8 - 0,3 \times 1 \times 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 105 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_c}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0,56 \times 400}{0,4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 56 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Terrasse :**

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A cm ²	Choix de section
1	Travée	0.031	0.039	0.22	1.92	2HA12+1HA8=2.76	0.27	0.56	Etrier HA6
	App int	0.168	0.23	0.20	1.74	1HA12+1HA10=1.92	0.27		
	App rive	0.016	0.021	0.228	0.15	1HA10=0.79	0.27		
2	Travée	0.021	0.027	0.227	1.34	2HA12+1HA8=2.76	0.27		
	App int	0.099	0.131	0.217	0.98	1HA12=1.13	0.27		
	App rive	0.029	0.037	0.226	0.28	1HA10=0.79	0.27		

Tableau II.14 : ferrailage des poutrelles de la terrasse.

- Etage courant :

Type	Position	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A cm ²	Choix de section
3	Travée	0.034	0.043	0.22	2.11	2HA12+1HA8=2.76	0.27	0.56	Etrier HA6
	App int	0.149	0.204	0.21	1.53	2HA10=1.57	0.27		
	App rive	0.020	0.026	0.22	0.19	1HA10=0.79	0.27		
4	Travée	0.042	0.053	0.22	2.62	2HA12+1HA10=3.05	0.27	0.56	Etrier HA6
	App int	0.208	0.295	0.20	2.20	2HA12=2.26	0.27		
	App rive	0.05	0.066	0.22	0.5	1HA10=0.79	0.27		

Tableau II.15 : ferrailage des poutrelles de l'étage courant.

2) Vérification à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

$$M_{Travée}^{Max} = 10.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -0.93 \text{ KN.m (Rive)} \\ -9.37 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- En travée :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow$$

$$H = \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.23 - 0.05)$$

$\Rightarrow H = 2.02 \times 10^{-4} > 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b * h_0$)

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15 \times A + (b - b_0) h_0) y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.36 + (65 - 10) \times 5) y - 15 \times 2.36 \times 23 - (65 - 10) \times \frac{5^2}{2} = 0 \Rightarrow y = 4.49 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 3.705^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(3.705 - 5)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (23 - 3.705)^2 \Rightarrow I = 14090.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.15 \times 3.705 \times 10^{-3}}{12745.43} = 3.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

▪ **En appuis :**

• **Appuis intermédiaires :**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 2.36) \times y - 15 \times 2.36 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 9.5 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 7.701^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (23 - 7.701)^2 \Rightarrow I = 9035.87 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.37 \times 7.701 \times 10^3}{5262.801} = 9.90 \leq 15MPa$$

• Appuis de rive :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{10 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79) \times y - 15 \times 0.79 \times 23 = 0 \Rightarrow y = 6.2 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 6.47^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (23 - 6.47)^2 \Rightarrow I = 4138.33 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.93 \times 6.47 \times 10^3}{3237.90} = 1.41 \leq 15MPa \quad \text{Vérfiée.}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Etage	Type	Position	$M_{service}$	A_s	y	I	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Observation
			$Kn.m$	cm^2	cm	cm^4	Mpa	Mpa	
Terrasse	1	travée	11.10	2.76	4.8	16109.43	3.32	15	vérifiée
		App inter	9.25	2.26	9.5	9035.87	9.78	15	vérifiée
		App rive	0.92	0.79	6.3	4138.33	1.4	15	vérifiée
	2	travée	8.76	5.48	0.93	16109.43	2.62	15	vérifiée
		App inter	9.37	1.13	7.3	5474.73	7.30	15	vérifiée
		App rive	1.64	0.79	6.3	4138.33	1.41	15	vérifiée
Etage courant	3	travée	11.94	2.76	4.81	1619.43	3.57	15	vérifiée
		App inter	9.37	1.57	8.32	6994.85	5.52	15	vérifiée
		App rive	1.64	0.79	6.29	4138.33	2.49	15	vérifiée
	4	travée	14.75	3.05	5.03	17531.01	4.23	15	vérifiée
		App inter	11.21	2.26	9.55	9035.87	11.85	15	vérifiée
		App rive	1.33	0.79	6.29	4138.33	2.02	15	vérifiée

Tableau II.16 : vérification des poutrelles à l'ELS.

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dans le cas où, l'une de ces conditions n'est pas satisfaite le BAEL91 préconise de calculer :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij} \leq f_{adm}$$

Avec :

f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

f_{adm} : la flèche admissible ($f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5cm$) pour les portées supérieures à 5m.

On a :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{520} = 0.048$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.048$$

La première condition n'est pas vérifiée. Il faut vérifier la flèche :

On fait la vérification pour un type 1 de poutrelle (terrasse) :

$$y = 4.8 \text{ cm.}$$

$$I = 16109.43 \text{ cm}^4.$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}.$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}.$$

$$A_s = 2.76 \text{ cm}^2.$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 25 + 15 \times 2.76 = 1666.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1666.4} \times \left(\frac{65 \times 25^2}{2} + 15 \times 2.76 \times 23 \right) \Rightarrow 12.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = 25 - 12.76 \Rightarrow V_2 = 12.23 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (12.23^3 + 12.76^3) + 15 \times 2.76 \times (12.23 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 93031.17 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.76}{10 \times 23} = 0.012$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.012 \times (2 + 3 \times \frac{10}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3.55$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.42$$

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 4.81 = 3.12 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 7.44 = 4.83 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (7.83 + 1) = 5.73 \text{ KN / m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{4.83 \times 5.2^2}{8} = 12.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{3.12 \times 5.2^2}{8} = 7.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{5.73 \times 5.20^2}{8} = 14.52 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{7.90 \times (0.23 - 0.048) \times 10^5}{16109.43} \Rightarrow \sigma_{js} = 133.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{12.24 \times (0.23 - 0.048) \times 10^5}{16109.43} \Rightarrow \sigma_{gs} = 207.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{14.52 \times (0.23 - 0.048) \times 10^5}{16109.43} \Rightarrow \sigma_{ps} = 246.06 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 207.3 + 2.1} = 0.69$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 133.8 + 2.1} = 0.56$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.012 \times 246.06 + 2.1} = 0.73$$

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 93031.17}{1 + 1.98} = 34340.36 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 93031.17}{1 + 2.44} = 29748.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 93031.17}{1 + 2.59} = 28505.37 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 16109.43}{1 + 0.97} = 51946.33 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{7.90 \times 5.20^2}{10 \times 32264.2 \times 34340.36} \times 10^7 = 0.19 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{12.24 \times 5.2^2}{10 \times 32264.2 \times 29748.33} \times 10^7 = 0.34 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv_g}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{12.24 \times 5.20^2}{10 \times 10721.4 \times 51946.33} \times 10^7 = 0.59 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{14.52 \times 5.20^2}{10 \times 32264.2 \times 28505.37} \times 10^7 = 0.42 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf :

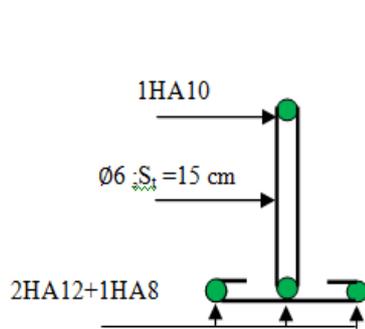
$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.59 + 0.42 - 0.34 - 0.19 = 0.48 \text{ cm}$$

$$0.48 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{520}{1000} + 0.5 = 1.2 \text{ cm}$$

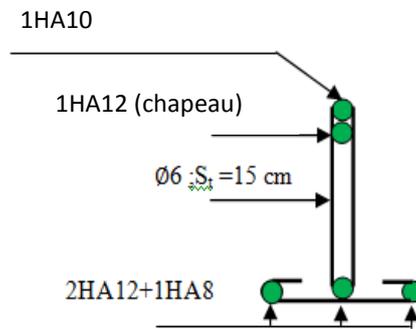
Donc la condition de flèche est vérifiée.

• Les schémas de ferrailage :

1) La terrasse : les deux types ont le même ferrailage :



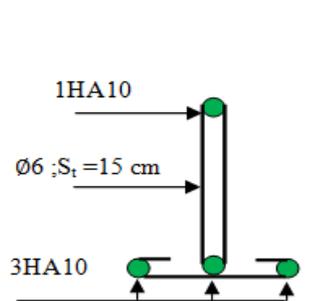
En travée.



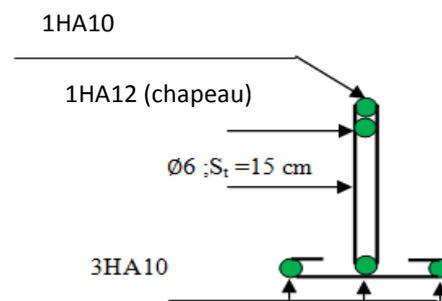
En appui.

2) Etage courant :

Type1 :

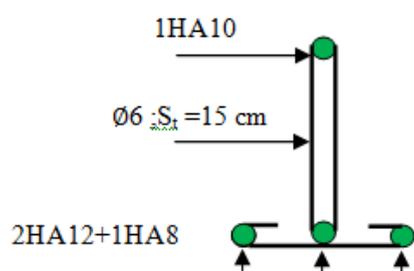


En travée.

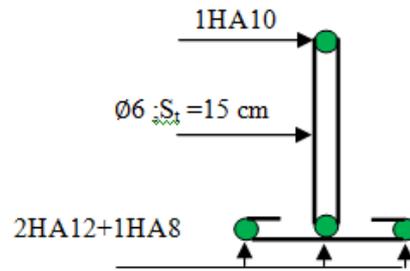


En appui.

Type3 :



En travée.



En appui.

Type4 :

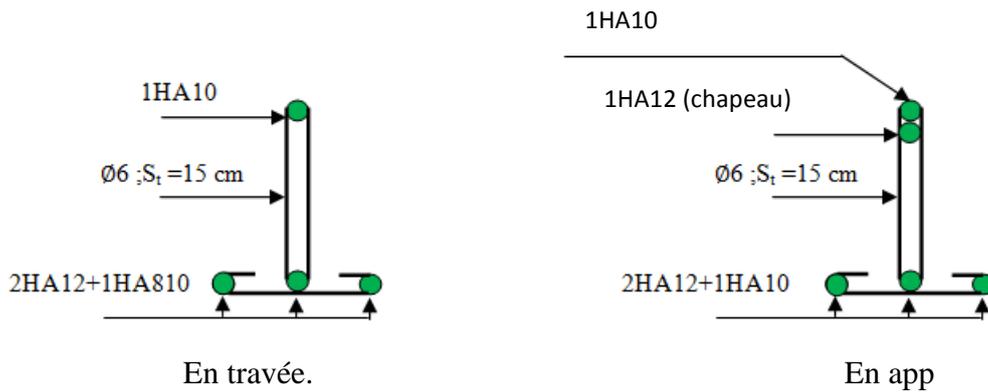


Figure II.2 ferrailage des poutrelles.

V. Ferrailage de la dalle de compression :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Puisque } b = 65 \text{ cm. } (50 < b < 80 \text{ cm}).$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

On choisit :

$$5 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles } \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

$$3 \text{ HA } 6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles } \Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} < 44 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

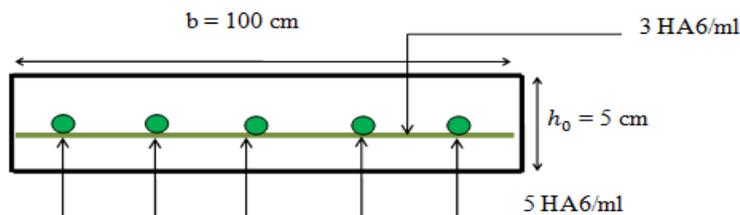


Figure II.3 ferrailage de la dalle de compression.

Chapitre III

Etude sismique

I. Calcul de la force sismique totale :

En se référant à l'article 4.2.3 de RPA version 2003, la force sismique totale V doit être calculée comme suite :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99 V2003, en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Dans notre cas, on est dans la zone **IIa** et un groupe d'usage **2**.

Alors on aura : **A** = 0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie du site, de facteur d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99 V2003 : $T_1=0.15s$ $T_2=0.40s$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où ξ est le pourcentage d'amortissement critique, il est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, sa valeur est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003.

On a une structure en béton, et dans ce cas $\xi = 7\%$.

D'où on aura : $\eta = 0.88$

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

suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

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

$$h_N = 12.58\text{m}$$

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 99V2003.

Pour notre cas on a le contreventement assuré portique autostables:

$$C_T = 0.085$$

Donc : $T = 0.56\text{s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.4}{0.56} \right)^{2/3} = 1.75$$

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 V2003, en fonction du système de contreventement.

La structure est contreventée par portiques autostables avec présence de maçonnerie rigide :

$$\mathbf{R} = 3.5$$

Q : c'est le facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la constriction. Il est donné par la formule (4-4) du RPA99 V2003 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q : C'est la valeur de la pénalité donnée par le tableau (4.4) du RPA V2003.

Critère q	q
Condition minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1

Tableau III.1 : Pénalité à retenir.

$$Q = 1 + (0.05 + 0.1)$$

$$Q = 1.15$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum W_i$$

Avec : W_i est le poids total pour chaque niveau.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 V2003.

On a une salle omnisport se qui fait de prendre $\beta = 0.2$

D'où : $W = 1273.12 \text{ tonnes}$

La résultante de l'effort sismique à la base est :

$$V_x = V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.15}{3.5} \times 12731.2 = 1098.06 \text{ KN}$$

- **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 réponse de calcul :

Le spectre de réponse est représenté par le spectre de calcul RPA99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Les coefficients A, η , R, T_1 , T_2 , Q : ont été déjà déterminés.

$$Q = 1,15 \quad A = 0,15 \quad \eta = 0,88 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s \quad R = 3,5$$

L'allure du spectre sera comme suit :

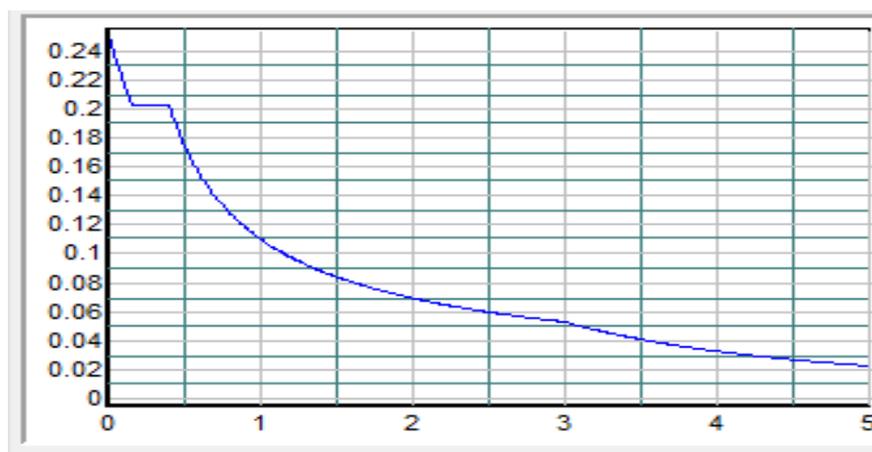


Figure III.1 : spectre de réponse de calcul RPA99V2003.

b) Nombre de mode de vibration à considérer :

En se référant au 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.

Remarque : Pour satisfaire la condition du RPA99V2003: $T_{\text{dyn}} < 1.3T_{\text{RPA}}$, on a augmenté la section des poteaux à la base et le premier niveau à **(40x40) cm²** et les poteaux du niveau 2 à **(35x35) cm²**.

II. Résultats de calculs :

a) Pourcentage de participation de masse :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.47	0.68	0.03	82.06	0.03	82.06
2	1.66	0.6	83.22	82.23	83.19	0.17
3	1.85	0.54	85.36	84.23	2.14	2
4	4.84	0.21	85.37	96.26	0	12.03
5	5.25	0.19	96.76	96.26	11.39	0
6	5.88	0.17	96.78	96.37	0.02	0.11
7	8.09	0.12	96.78	99.63	0	3.25
8	8.33	0.12	99.72	99.63	2.94	0.01
9	9.37	0.11	99.74	99.74	0.02	0.11
10	15.85	0.06	99.74	99.75	0	0.01

Tableau III.2 : pourcentage de la masse participante.

Le pourcentage de la participation de la masse est supérieur à 90% pour les deux premier modes selon les deux directions, donc les dix modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

b) Les réponses modales de la structure :

• Déformation modale :

Les déformations de la structure suivant les deux modes de vibration sont illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : translation suivant Y-Y, période $T=0.68$ s.

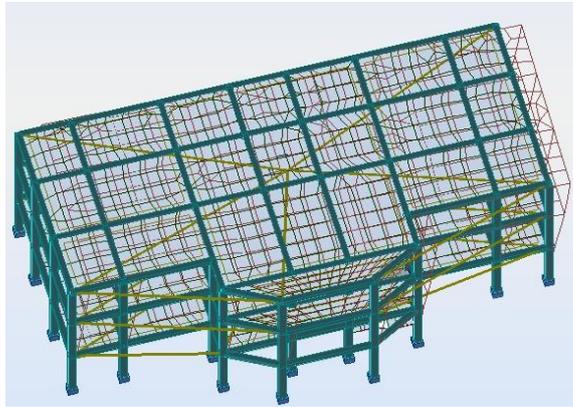


Figure III. 2 : mode de déformation 1

Mode 2 : translation suivant X-X, période $T=0.60$ s

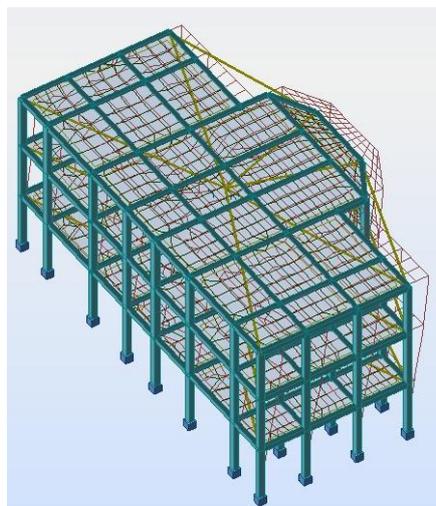


Figure III. 3 : mode de déformation 2

Mode 3 : Rotation de l'ensemble de la structure $T=54$ s

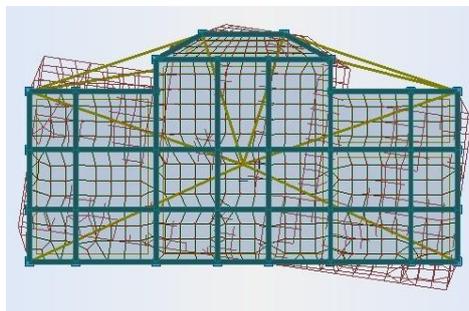


Figure III.4 : mode de déformation 3

- **Les combinaisons de calcul :**

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calculs adoptés selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

ELU	ELA	ELS
$1,35G + 1,5 Q$	$G+Q+1.2E_x$	$G+Q$
	$G+Q-1.2E_x$	
	$G+Q+1.2E_y$	
	$G+Q-1.2E_y$	
	$G+Q+E_x$	
	$G+Q-E_x$	
	$G+Q+E_y$	
	$G+Q-E_y$	
	$0.8G+E_x$	
	$0.8G-E_x$	
	$0.8G+E_y$	
	$0.8G-E_y$	

Tableau III.3 : combinaison d'action à prendre en considération.

- **Vérification de l'effort sismique à la base :**

En se référant à l'article 4.3.6 du RPA 99 V2003, 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.

$$V_{st}^x = V_{st}^y = 1098.06KN \Rightarrow 0.8V_{st}^x = 0.8V_{st}^y = 878.44KN$$

$$V_{dyn}^x = 1336.93KN$$

$$V_{dyn}^y = 1215.28KN$$

D'où :

$$V_{dyn}^x > 0.8V_{st}^x \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{dyn}^y > 0.8V_{st}^y \quad \text{condition vérifiée.}$$

III. Vérification des déplacements :

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

Niveau	$\delta_{ek}(cm)$		R	$\delta_k(cm)$	
	X-X	Y-Y		X-X	Y-Y
3	1.6	1.8	3.5	5.6	6.3
2	1.2	1.3	3.5	4.2	4.55
1	0.5	0.5	3.5	1.75	1.75

Tableau III.4 : déplacement horizontal de chaque niveau.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas passer 1% de la hauteur d'étage.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad [4.4.3 \text{ RPA}]$$

Niveau	Δ_k		$h_e(\text{cm})$	$1\%h_e(\text{cm})$	Observations
	X-X	Y-Y			
(3-1)	1.4	1.75	408	4.08	$\Delta_k < 1\%h_e$
(2-1)	2.45	2.8	442	4.42	$\Delta_k < 1\%h_e$
(1-0)	1.75	1.75	408	4.08	$\Delta_k < 1\%h_e$

Tableau III.5 : déplacements relatifs.

IV. Calcul du joint sismique entre les deux bâtisses :

Deux constructions voisines doivent être séparées par un joint sismique déterminé de la manière suivante :

$$d_{min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 \text{ mm.}$$

$$d_{min} = 15 + (42 + 28) = 85 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm.}$$

Prendre un joint sismique de 10 cm entre les deux blocs.

Chapitre IV

Etude des éléments structuraux

I. Etude des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux avec la descente de charges et en tenant compte des exigences du RPA99V2003, nous à donnée une section de poteau à la base de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$, ce pendant pour avoir la période globale de la structure inférieur à 1.3 la période de l'RPA, il nous a fallu augmenter la rigidité de la structure. Pour cela on augmenter la section des poteaux du RDC et du premier niveau à $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ et celle du deuxième niveau à $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

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) $G+Q+1.2E_x$ RPA v2003 (Art 5.2)
- 4) $G+Q+1.2E_y$
- 5) $0,8G+E_x$
- 6) $0,8G+E_y$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

I.1- Les recommandations du RPA 99 V2003 :**• Les armatures longitudinales :**

En se référant à l'article 7.4.2.1 du RPA99 V2003 :

- 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 25cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Pour notre cas on a deux type de poteau, leurs ferrailage exigé par le RPA99V2003 est résumé dans le tableau suivant :

Les différents poteaux	A : Section du poteau (cm ²)	$A_{\min}(\text{cm}^2)=0,8\%A$	$A_{\max}(\text{cm}^2)=4\%A$ Zone courante	$A_{\max}(\text{cm}^2) = 6\%A$ Zone nodale
Poteau type1	40×40 (cm ²)	12.8	64	96
Poteau type2	35×35 (cm ²)	9.8	49	73.5

Tableau IV.1 : ferrailage des poteaux exigé par le RPA99V2003

• **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 :

- $A^{\min} = 0,3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A^{\min} = 0,8\% (t \times b_1)$ 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 .

I.2- Ferrailage des poteaux :

a- Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations maximales tirées à parire du logiciel **ROBOT**, et le ferrailage est fait à l'aide du logiciel **ROBOT expert (béton armé)** et cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone IIa.

Les Résultats de ferrailage des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

	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)
Poteau (40x40)	1002.29	13.71	3.2	136.46	463.72	4.2	12.8	4T16+4T14=14.2
		11.71	3.2	114.75	424.43	3.2		
Poteau (35x35)	318.96	50.43	2.8	74.03	88.21	4.9	9.8	4T14+4T12=10.68
		40.57	2.8	53.75	137.38	2.8		

Tableau IV.2 : ferrailage longitudinal des poteaux.

a- Armature transversale :

Les poteaux		
Section (cm)	40×40	35x35
ϕ_l^{\max} (cm)	1.6	1.4
ϕ_l^{\min} (cm)	1,4	1.2
l_f (cm)	285.6	285.6
λ_g	7.14	8.16
$t_{zonenodale}$ (cm)	10	10
$t_{zonedcourante}$ (cm)	15	15
V_u (KN)	110.74	29.84
A^t (cm ²)	1.97	0.62
A_{\min}^t (cm ²)zone nodale	1,05	0.9
A_{\min}^t (cm ²)zone courante	1.8	1.35
$A_{adoptee}^t$ (cm ²)	2.01	2.01
Nombre de barres	4T8	4T8

Tableau IV.3 : ferrailage transversal des poteaux.

Conformément aux règles du RPA 99 V2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $\left(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max} \right)$. Ce qui est vérifiée dans notre cas

I.3- Vérifications :

a) vérification à la stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA (Art B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Le poteau 40x40 :

$$L = 4.08 \text{ m} ; N^{\max} = 1002.29 \text{ KN.}$$

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

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 4.08 = 2,85 \text{ m} \quad (\text{longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12A}} = \sqrt{\frac{0,4 \times 0,4^3}{12 \times 0,4 \times 0,4}} = 0,182 \text{ m} \quad (\text{rayon de giration})$$

$$D'ou \quad \lambda = \frac{2,85}{0,182} = 15,61 \Rightarrow \alpha = 0,81$$

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} = \frac{1002.29 \times 10^{-3}}{0,81 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]}$$

$$B_r = 0.056 \text{ m}^2$$

$$\text{Or : } B_r = 0.1444 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

Le poteau 35x35 :

$L = 4.08 \text{ m}$; $N^{\max} = 318.96 \text{ KN}$.

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} = \frac{318.96 \times 10^{-3}}{0.75 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$$

$$B_r = 0.019 \text{ m}^2$$

$$\text{Or : } B_r = 0.108 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement.

a) 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 :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc};$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')}$$

$$v' = h - v$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats de la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	Section	D	A	v	v'	I _{gg}	N _{ser}	M _{ser}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}
	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(m ⁴)	(KN)	(KN.m)	(MPa)	(MPa)
Poteau type1	40×40	35	14,2	22.05	17.94	0,0027	469.33	51.24	5.396	15
Poteau type2	35×35	31	10.68	19.11	15.89	0.00128	157.01	38.97	5.96	15

Tableau IV.4 : résultats de calcul de contrainte de compression du béton.

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

b) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que:}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99v2003 (Art 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les vérifications aux sollicitations tangentielles sont résumées dans le tableau suivant :

	Section	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ	τ̄ _{adm}
	(cm ²)						(MPa)	(MPa)
Poteaux	40×40	2,85	7.14	0,075	38	110.74	0,771	1,875
	35×35	2.85	8.16	0.075	33	29.84	0.258	1.875

Tableau IV.5 : résultats de calcul de contrainte tangentielle du béton.

Schéma de ferrailage :

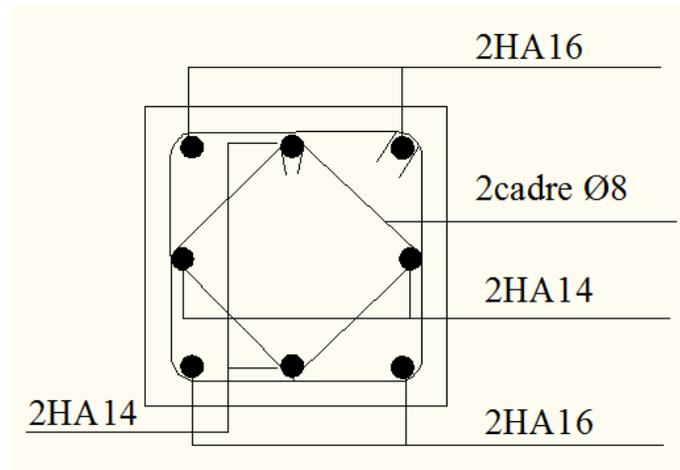


Figure IV.1 : disposition du ferrailage des poteaux (40x40).

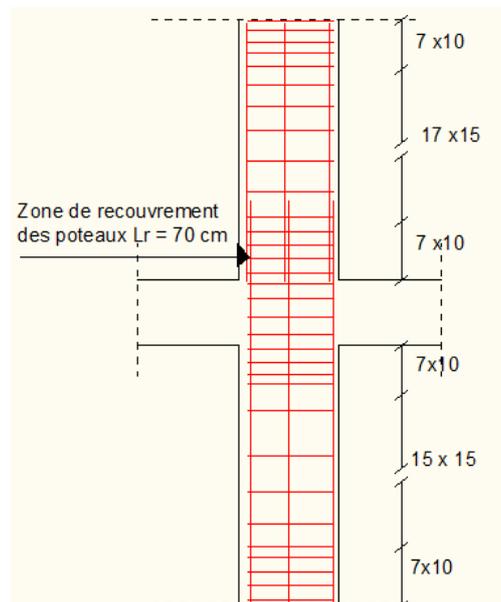


Figure IV.2 : vue en élévation du ferrailage des poteaux (40x40).

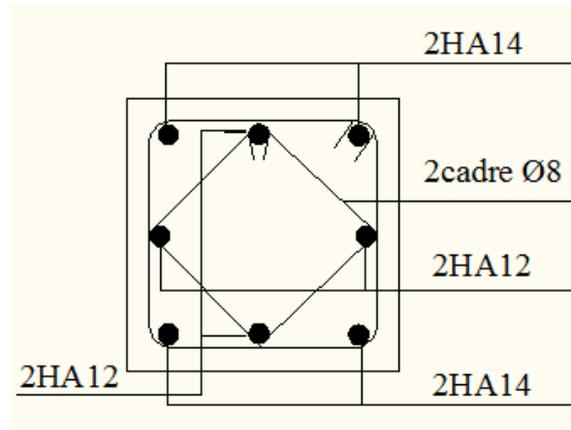


Figure IV.3 : ferrailage des poteaux (35x35).

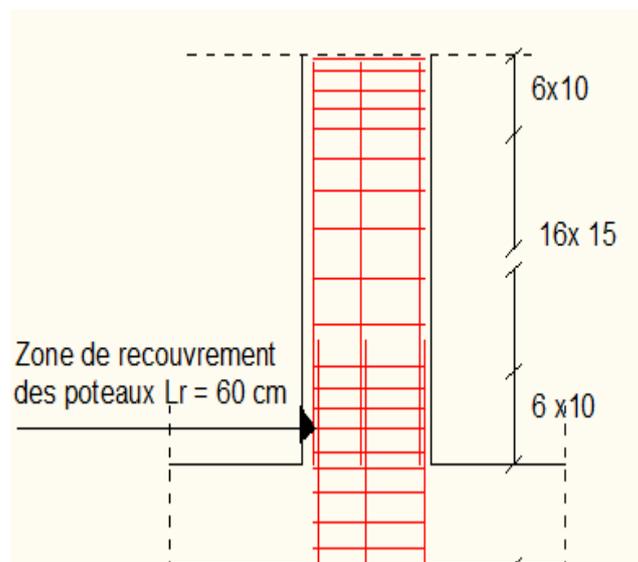


Figure IV.4 : vue en élévation du ferrailage des poteaux (35x35).

II. Etudes des poutres :

Les poutres seront ferrillées avec les sollicitations maximales tirées du logiciel **ROBOT**, sous les combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 qui sont :

- 1,35 G+1,5 Q
- G + Q RPA99 (Article 5.2)
- 0,8 G + Ex
- 0,8 G + Eys

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination la section des armatures longitudinale. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux type de poutre (poutre principales et poutres secondaires), Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrillage avec le respect des pourcentages d'aciers données par le RPA 99 en zone IIa.

II.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%, $A_l^{\min} = 0,5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone 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.

II.1.1- ferrailages des poutres :**a) Les poutres principales (30x40) :****a.1) les armatures longitudinales :**

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel **ROBOT**, le ferrailage est fait avec **ROBOT expert (BA)**, 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)
40x30	Appui	131.79	126.95	9.7	6	3T16 + 3T14 = 10.65
	Travée	89.18		6.4		2(3T12)= 6.78

Tableau IV.6 : ferrailage longitudinale des poutres principales.

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r > 40\Phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

a.2) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(1,6 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi \leq \min(1,6 ; 1,14 ; 3) = 1,14 \text{ cm}$$

Donc on prend cadre $\phi = 8 \text{ mm}$ + étrier $\rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

a.3) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,3} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0,9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} = 35 \text{ cm}$$

BAEL 91 (Art H.III.3)

$$S_{t3} \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{126,95 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow S_{t3} \leq 43,7 \text{ cm}$$

Et d'après le **RPA99/version 2003** :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{On adopte un espacement de 15 cm pour la zone courante}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min(10 ; 14,4)$$

On adopte un espacement de 10 cm pour la zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

$$A^{\min} = 0,003 \times S_t \times d = 0,003 \times 15 \times 37,5 = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,68 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

II.1.2- Vérifications :**a) Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,35 \text{ cm}^2$$

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 :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ tel que } \bar{\tau} = \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (\text{F.P.N}) \text{ BAEL91 (Art H.III.1)}$$

Les résultats de la vérification des contraintes tangentielles sont résumés dans le tableau suivant :

Section	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
30×40	126.95	1.12	3,25

Tableau IV.7 : vérification de la contrainte tangentielle de la poutre principale.

$$\tau_u = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

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)
30×40	10.65	0.13179	3.6	-7,57

Tableau IV.8 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Dans tous les cas la condition est vérifiée.

d) Vérification à l'ELS :

• L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

On a $M_{ser} = 70.18KN.m$

• Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$y = 15.36cm$$

$$I = 114544.97cm^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,07018}{0.0014544} \times 0,1536 = 9.41MPa$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 9.41MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

la condition est vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service. Nous allons évaluer la flèche selon les règles du BAEL 91(Article B.6.5) et du CBA 93.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$(1) \Rightarrow \frac{40}{590} > \frac{1}{16} \quad \text{Vérifiée}$$

$$M_t = 38,94 \text{ KN.m}$$

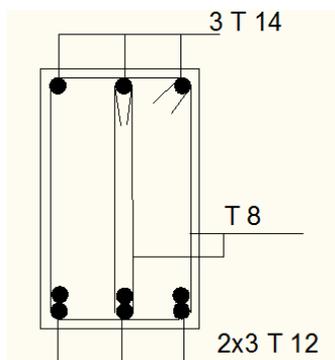
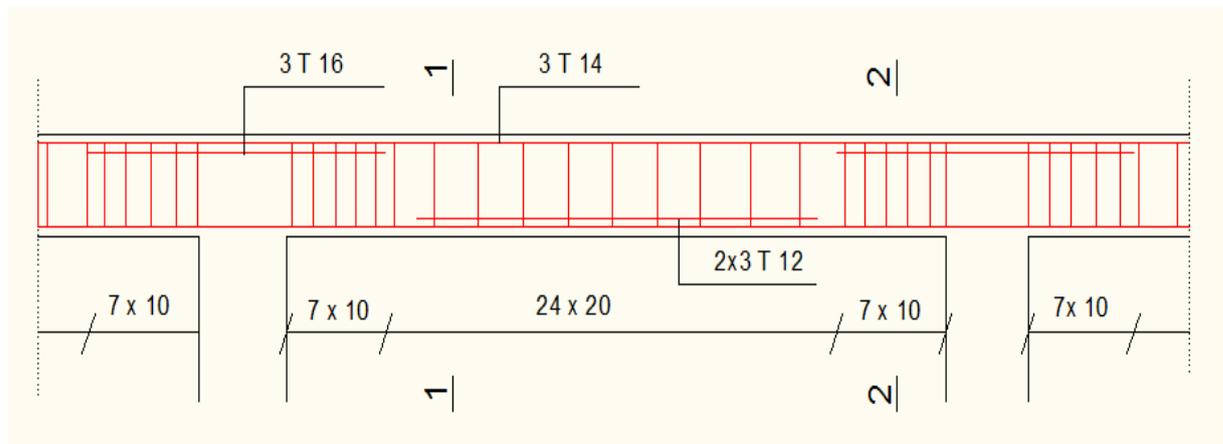
$$G = 23.43 \text{ KN/ml} ; G_0 = 25 \times 0,40 \times 0,30 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 23.43 + 3 = 26.43 \text{ KN/m}$$

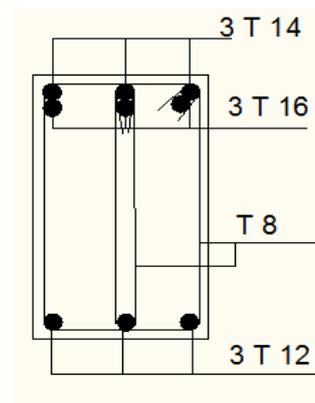
$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{26.43 \times 5,9^2}{8} = 115 \text{ KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow \frac{40}{590} = 0,067 > \frac{70.18}{10 \times 115} = 0,06 \quad \text{Vérifiée}$$

$$(3) \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,375} = 0,009 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Vérifiée}$$

Schéma du ferrailage :

En travée.



En appuis.

*Figure IV.5: ferrailage des poutres principales***b) Les poutres secondaires (30x35):****b.1) les armatures longitudinales :**

Le ferrailage longitudinal adopté est celui obtenu par les sollicitations les plus défavorables extraites du logiciel **ROBOT**, et cela après comparaison du ferrailage obtenue avec **ROBOT expert (BA)** et le ferrailage minimum donné par le RPA99V2003.

Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
30×35	Appui	9.61	28.53	1.1	5.25	3T12 + 3T10 = 5.75
	Travée	15.68		1.4		3T12+3T10= 5.75

Tableau IV.9 : ferrailage longitudinale des poutres secondaires.

b.2) les armatures transversal :

section	(30x35)
φ	8 mm
A _t	2.06 cm ²
S _t (zone nodal)	8.5cm
S _t (zone de recouvrement)	15cm
A _{min}	1.46 cm ²

Tableau IV.10 : ferrailage transversal des poutres secondaires.

II.1.3- Vérifications :

Condition de non fragilité	A = 5.75 cm ²	A _{min} = 1.17 cm ²	Ok
Contraintes tangentielle	τ _u = 0.29 MPa	τ̄ _u = 3.25 MPa	Ok

Tableau IV.11 : vérification de la condition de non fragilité et de la contrainte tangentielle.

• Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

section	A _l (cm ²)	M _u ^a (MN.m)	Ap rive (cm ²)	Ap inter (cm ²)
30×35	5.75	0.00961	0.27	-7,57

Tableau IV.12 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

• **Vérification à l'ELS** : on a $M_{ser} = 5.25 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$y = 11.09 \text{ cm}$$

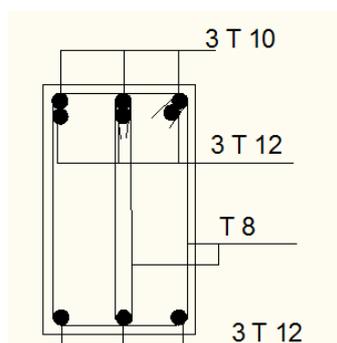
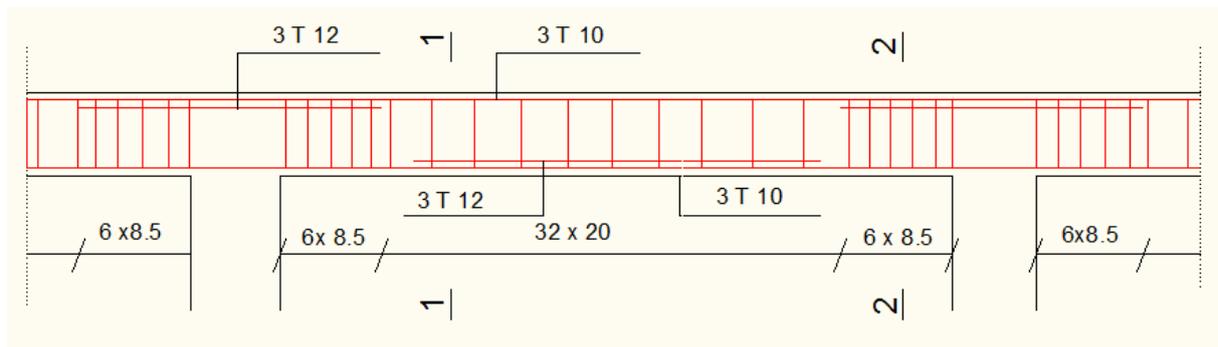
$$I = 53175.35 \text{ cm}^4$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

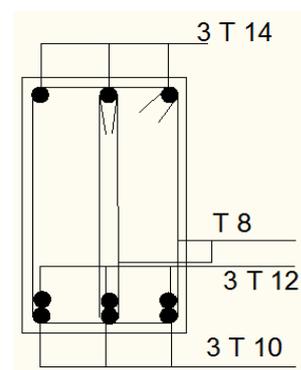
$$\sigma_{bc} = \frac{0,00525}{0,00053175} \times 0,1109 = 1.10 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée

Schéma de ferrailage :



En appuis.



En entravées.

Figure IV.6: ferrailage des poutres secondaires.

Chapitre V

Etude des escaliers

I. Escaliers :

L'escalier est un élément qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont généralement réalisés en béton armé.

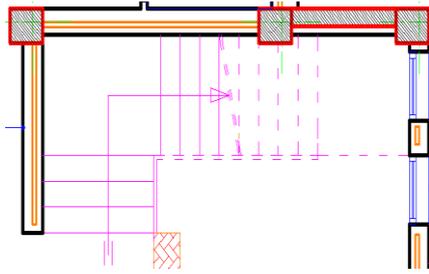


Figure V.1 : vue en plan d'escaliers.

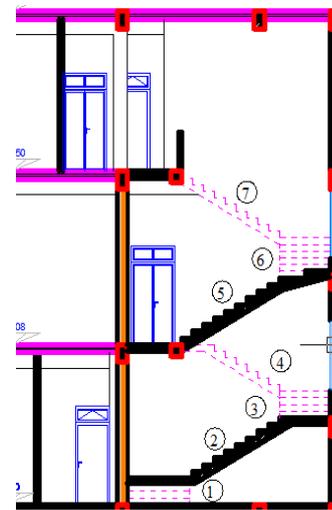


Figure V.2 : vue en élévation d'escaliers.

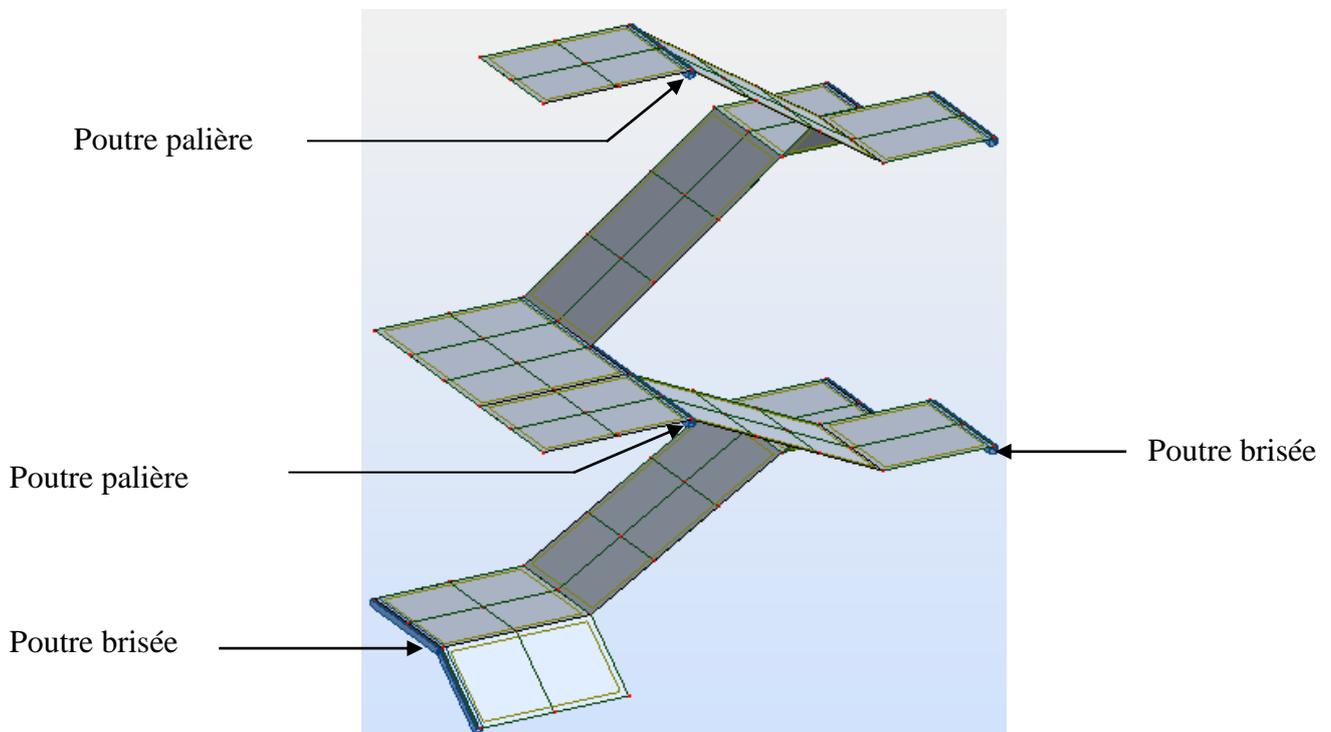


Figure V.3 : vue en 3D des escaliers.

II. Etude d'escalier type 1 :

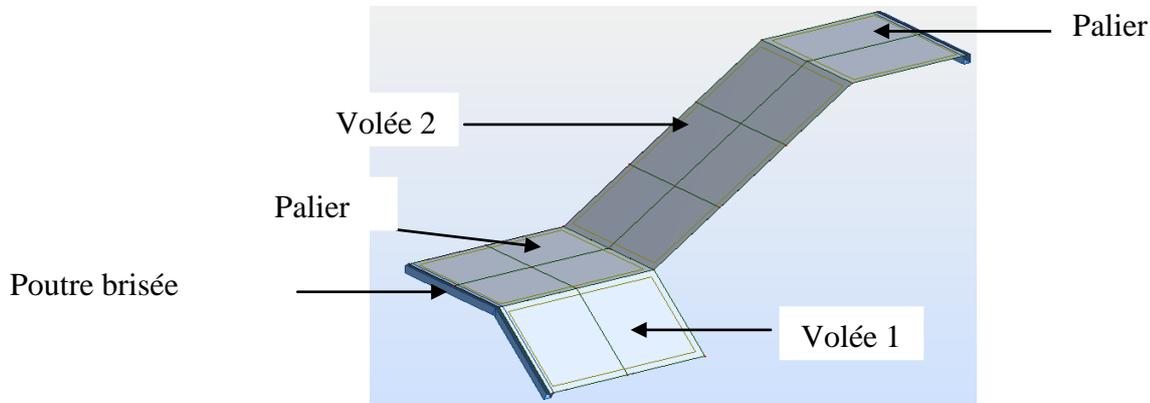


Figure V.4 : vue en 3D du type 1.

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL**

$$60 < 2h + g < 65$$

II.1 Dimensionnement de l'épaisseur type 1 :

Avec :

h : hauteur de la contre marche.

g : appelé le giron, qui est largeur de la marche.

- **Volée 1 :**



Figure V.5 : schéma statique de la volée 1.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} \\ \\ g = \frac{L}{n-1} \end{array} \right. \dots\dots(01)$$

n : Nombre de contre marche.

H : Hauteur de la volée.

L : Longueur de la volée.

g: Le giron

Soit : $g + 2h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (02)$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$.

Donc :

$$64n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0.$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 68 + 90) n + 2 \times 90 = 0.$$

$$64n^2 - 290 n + 180 = 0$$

$$n = 3.780$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{68}{3.78}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 64 - 2 \times 17 = 30 \text{ cm}$$

Soit : 3marches et 4 contre marches.

- **Volée 2 :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches}$$

$$n' = n - 1 = 8 \text{ marches}$$

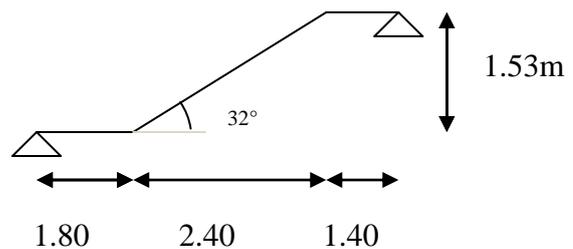


Figure V.6 : schéma statique de la volée 2.

II.2 Dimensionnement de l'épaisseur de la volée 2 :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$L = 1.8 + \frac{2.4}{\cos 32^\circ} + 1.40 = 6.00 \text{ m}$$

$$\frac{600}{30} < e < \frac{600}{20} \Rightarrow 20 < e < 30$$

Prendre :

$$e = 25 \text{ cm}$$

Remarque : pour des raisons de mise en œuvre on adopte $e = 25 \text{ cm}$ pour la volée 1.

II.3 Estimation des charges sur la volée :

Eléments	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G _i (KN/m ²)
Poids propre paillasse	25	0.29	7.36
Mortier de pose	Marche	0.015	0.3
	Contre marche	0.0085	0.17
Revêtement	Horizontal	0.02	0.44
	Vertical	0.01	0.24
Enduit sous face	14	0.017	0.24
Poids des marches	22	0.085	1.87
G =			10.62 (KN/m²)

Tableau V.1 : charge sur volée.

II.4 Estimation des charges sur le palier :

Eléments	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G _i (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0.25	6.25
Mortier de pose	20	0.015	0.3
Revêtement	22	0.02	0.44
Enduit en plâtre	14	0.015	0.21
G =			7.2 (KN/m²)

Tableau V.2 : charge sur palier.

On prend Q charges d'exploitation sur les escaliers $Q=2.5 (KN/m^2)$

II.5 Combinaison d'action :

	$P^v (KN/m^2)$	$P^p (KN/m^2)$
ELU (1.35G+1.5Q)	18.08	13.47
ELS (G+Q)	13.12	9.7

Tableau V.3 : combinaison d'actions.

Avec :

P^v : Charges sur la volée.

P^p : Charges sur palier.

II.6 Les schémas statiques à prendre :

a) Volée 1 :

$$q_u = 18.08 \times 1ml = 18.08 \text{ KN/ml}$$

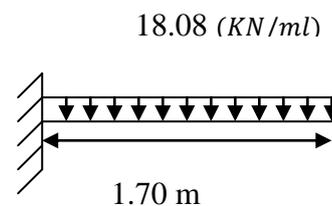
$$M_a^u = \frac{-ql^2}{2} = 18.08 \times \frac{1.7^2}{2}$$

$$M_a^u = -26.12 \text{ KN.m}$$

$$V_u = ql = 18.08 \times 1.7 = 30.37 \text{ KN}$$

$$M_a^s = 13.12 \times \frac{1.7^2}{2}$$

$$M_a^s = -18.95 \text{ KN.m}$$



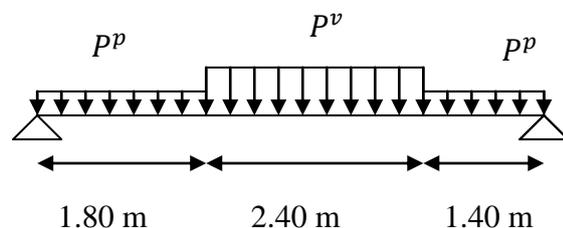
b) Volée 2 :

$$q_{u,eq} = \frac{18.08 \times 2.4 + 13.47 \times 3.2}{5.6}$$

$$q_{u,eq} = 15.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{s,eq} = \frac{13.12 \times 2.4 + 9.7 \times 3.2}{5.6}$$

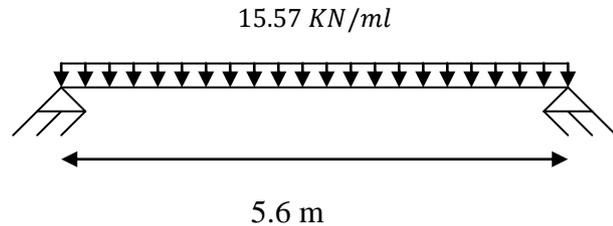
$$q_{s,eq} = 11.16 \text{ KN/m}^2$$



D'où :

$$q_u = 15.57 \times 1ml = 15.57 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 11.16 \times 1ml = 11.16 \text{ KN/ml}$$



$$M_0^u = 15.57 \times \frac{5.6^2}{8} = 61.03 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 0.85M_0 = 51.87 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0.5M_0 = -30.51 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = 11.16 \times \frac{5.6^2}{8} = 43.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 0.85M_0 = 37.17 \text{ KN.m}$$

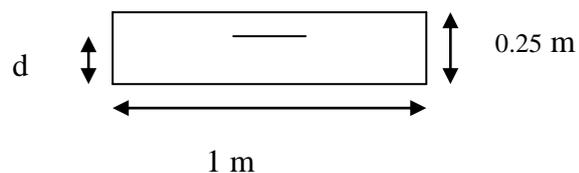
$$M_a^s = -0.5M_0 = -21.81 \text{ KN.m}$$

II.7 Ferrailage des volées 1 et 2 :

La section à ferrillée est (b x h) = (1m x 0.25m)

a) Volée 1 :

A l'encastrement :



$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{26.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.226$$

$$A_a = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifié.

On prend 5HA10=3.93cm²

$$S_t < \min(3.e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Prendre : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8=1.51cm²

$S_t=45 \text{ cm}$

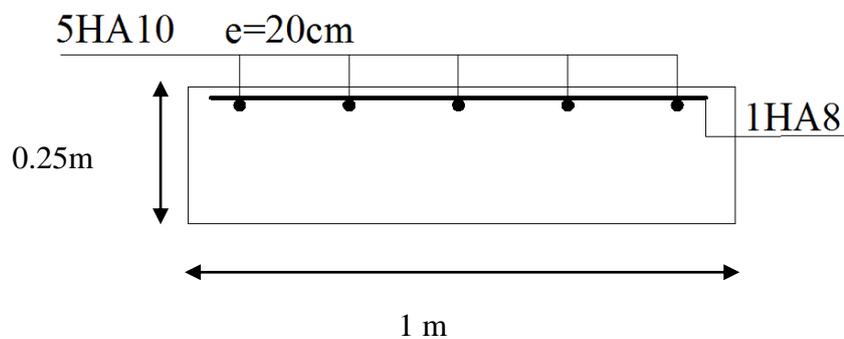


Figure V.7 : schéma de ferrailage de la volée 1.

- Vérification à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c8}}{\gamma_b}$$

$$V_u = q_u \times l = 18.08 \times 1.7 = 30.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23} = 0.133 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

b) Volée 2 :

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{51.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.069$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.089$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.221$$

$$A_t = \frac{51.87 \times 10^{-3}}{0.221 \times 348} = 6.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifié.

On prend 5HA14=7.70cm²

$$S_t < \min(3.e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Prendre : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8=1.51cm²

St=45 cm

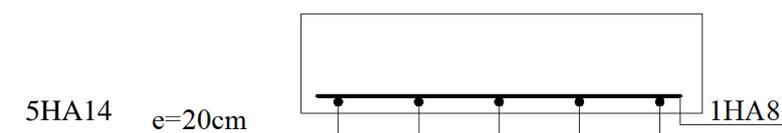


Figure V.8 : schéma de ferrailage de la volée 2 en travée.

- **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{30.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.225$$

$$A_a = \frac{30.51 \times 10^{-3}}{0.225 \times 348} = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{min}$ condition vérifié.

On prend 5HA10=3.93cm²

$$S_t < \min(3.e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Prendre : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.985 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10=2.36cm²

St=45 cm.

- **Vérification à l'ELU :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0.07f_{c8}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 15.57 \times \frac{5.6}{2} = 43.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{43.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.23} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

II.8 conclusion partielle :

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Volée 1	En appui	-26.12	0.034	0.043	0.226	3.32	2.70	5HA10 = 3.93
Volée 2	En travée	51.87	0.069	0.089	0.221	6.73	2.70	5HA14 = 7.70
	En appui	-30.51	0.04	0.051	0.225	3.89	2.70	5HA10 = 3.93

Tableau V.4 : conclusion partielle.

II.9 Vérification à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Volée 1	Appuis	18.95	27737.58	4.87	3.33	15
Volée 2	Travées	37.17	48683.27	6.53	4.99	15
	Appuis	21.81	27737.58	4.87	3.83	15

Tableau V.5 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

Volées	$h(m)$	$L(m)$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	Observation
Volée 1	0.25	1.70	0.14	0.06	0	1.70×10^{-3}	0.0105	ok
Volée 2	0.25	5.6	0.04	0.06	0.11	3.34×10^{-3}	0.0105	non

Tableau V.6 : Vérification des exigences du BAEL91.

- Analyse des résultats :

La volée 1, ne nécessite aucune vérification à la flèche car les exigences du BAEL 91 citées ci-dessus sont toutes satisfaites.

Par contre la volée 2, nécessite une vérification à la flèche.

Ce qu'il faut vérifier est :

$$\Delta f < f_{adm} = \frac{560}{1000} + 0.5 = 1.06 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

Le procédé de calcul est explicité dans le chapitre poutrelles, et les résultats de calcul pour la volée 2 sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$E_i(\text{MPa})$	$E_v(\text{MPa})$	$I_0(\text{cm}^4)$	$\sigma_{js}(\text{MPa})$	$\sigma_{gs}(\text{MPa})$	$\sigma_{ps}(\text{MPa})$	μ_j	μ_g
6.53	48683.2	32456.59	10818.86	533567.	171.09	195.92	290.52	0.16	0.22
	7			2				3	2

μ_p	$f_{ijser}(\text{mm})$	$f_{igser}(\text{mm})$	$f_{vgser}(\text{mm})$	$f_{ipser}(\text{mm})$	$f(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$
0.386	0.91	1.24	2.42	2.63	2.90	10.6

Tableau V.7 : résultats de calculs des paramètres de la flèche.

On a :

$$f = 2.90\text{mm} < \Delta f = 10.6\text{mm}$$

La condition de flèche est vérifiée.

III. Etude de l'escalier type 2 :

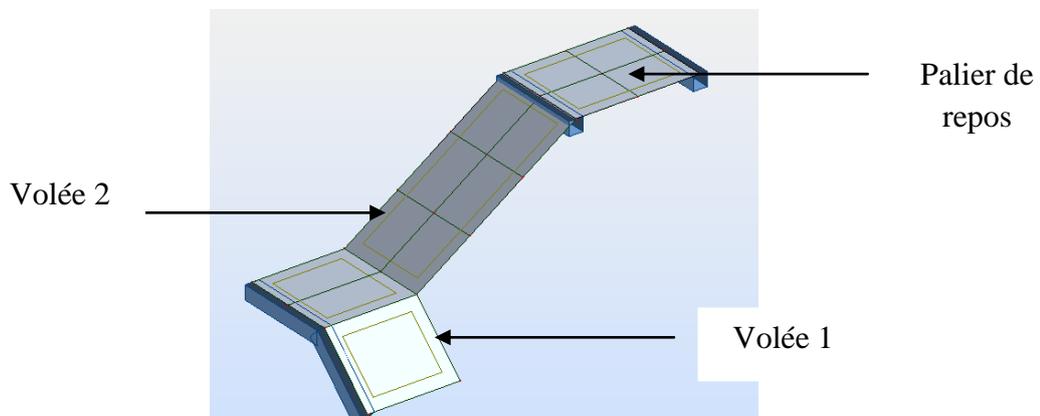


Figure V.9 : vue en 3D du type 2.

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$n = 9 \quad \text{contre marches}$$

$$n' = 8 \quad \text{marches}$$

III.1 Dimensionnement de l'épaisseur de la volée 2:

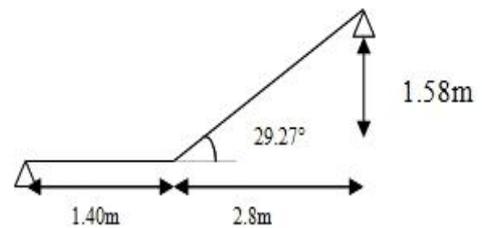
$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$L = \frac{2.8}{\cos 29.27^\circ} + 1.40 = 4.6 \text{ m}$$

$$\frac{460}{30} < e < \frac{460}{20} \Rightarrow 15.33 \text{ cm} < e < 23 \text{ cm}$$

Prendre :

$$e = 19 \text{ cm} .$$

**III.2 Estimations de la charge:**

$$G_v = 8.7 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.7 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P^v = 15.49 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{\grave{a} l'ELU}) \text{ Charges sur la volée.}$$

$$P^p = 11.44 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{\grave{a} l'ELU}) \text{ Charges sur palier.}$$

$$P^v = 11.2 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{\grave{a} l'ELS})$$

$$P^p = 8.2 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{\grave{a} l'ELS})$$

III.3 Détermination des sollicitations:**a) la volée 1 :**

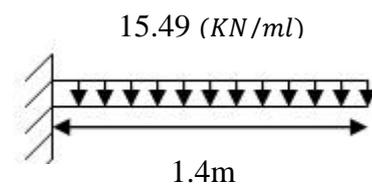
$$q_u = 15.49 \times 1 \text{ ml} = 15.49 \text{ KN/ml}$$

$$M_a^u = \frac{-q l^2}{2} = 15.49 \times \frac{1.4^2}{2}$$

$$M_a^u = -15.18 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q l = 15.49 \times 1.4 = 21.68 \text{ KN}$$

$$M_a^s = 11.2 \times \frac{1.4^2}{2}$$



$$M_a^s = -10.97 \text{ KN.m}$$

b) la volé 2 :

$$q_{u,eq} = \frac{15.49 \times 3.2 + 11.44 \times 1.4}{4.6}$$

$$q_{u,eq} = 14.25 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{s,eq} = \frac{11.2 \times 3.2 + 8.2 \times 1.4}{4.6}$$

$$q_{s,eq} = 10.28 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$q_u = 14.25 \times 1 \text{ ml} = 14.25 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 10.28 \times 1 \text{ ml} = 10.28 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^u = 14.25 \times \frac{4.6^2}{8} = 37.71 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 0.85M_0 = 28.28 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0.5M_0 = -18.85 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = 10.28 \times \frac{4.6^2}{8} = 27.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 0.85M_0 = 23.11 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5M_0 = -13.59 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 32.77 \text{ KN}$$

$$V_s = 23.64 \text{ KN}$$

III.4 Ferrailage:

a) la volé1 :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
En appui	15.18	0.052	0.06	0.166	3.75	2.05	5HA10=3.93

Tableau V.8 : ferrailage de la volée 1.

b) La volée 2 :

$$M_0^u = 14.25 \times \frac{4.6^2}{8} = 37.71 \text{KN.m}$$

$$M_t^u = 0.85M_0 = 28.28 \text{KN.m}$$

$$M_a^u = -0.5M_0 = -18.85 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
En travée	28.28	0.068	0.049	0.1639	4.95	2.05	5HA12=5.65
En appui	-18.85	0.045	0.058	0.1660	3.25	2.05	5HA10= 3.93

Tableau V.9 : ferrailage de la volée2.

L'espacement :

$$S_t < \min(3.e ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

Prendre : $S_t = 20 \text{ cm}$.

On prend le même espacement pour les deux volés.

Armature de répartition :

a) La volée 1

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8=1.51cm²

b) La volée 2

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8=1.51cm²

St=45 cm

En appuis :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8=1.51cm²

St=45 cm

III.5 Vérification:

- **Vérification à l'ELU :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c8}}{\gamma_b}$$

a) La volée 1 :

$$V_u = 21.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21.68 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ les armatures transversales sont pas necessaire.

b) La volée 2 :

$$V_u = 32.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{32.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ les armatures transversales sont pas necessaire.

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 5.65 + 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.58 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 32.77 \times 10^{-3}}{400} = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

a) La volée 1 :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	Mser (KN.m)	I (cm⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En appuis	10.94	12093.40	3.93	3.56	15

Tableau V.10 : résultats de calculs de la contrainte de béton pour la volée 1.

b) La volée 2 :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

	Mser (KN.m)	I (cm⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	20.4	16275.60	4.6	5.75	15
En appuis	13.6	13577.54	4.17	4.18	15

Tableau V.11 : résultats de calculs de la contrainte de béton pour la volée 2.

Calcul de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

a) La volée 1 :

$$\frac{h}{L} = 0.12$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.135$$

$$\frac{M^t}{10 \times M_o} = 0$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} < \frac{h}{L} = 0.135$$

$$\frac{A^t}{b \times d} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors pas de calcul de la flèche.

a) La volée 2 :

$$\frac{h}{L} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors on fait le calcul de la flèche, les résultats sont dans le tableau suivant :

$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$E_i(\text{MPa})$	$E_v(\text{MPa})$	$I_0(\text{cm}^4)$	$\sigma_{js}(\text{MPa})$	$\sigma_{gs}(\text{MPa})$	$\sigma_{ps}(\text{MPa})$	μ_j	μ_g
4.6	16275.60	32456.59	10818.86	305600	122.17	146.60	210.90	0.01	0.09

μ_p	$f_{ijser}(\text{mm})$	$f_{igser}(\text{mm})$	$f_{vgser}(\text{mm})$	$f_{ipser}(\text{mm})$	$f(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$
0.250	0.22	0.39	0.91	0.92	9.2	1.22

Tableau V.12 : résultats de calculs de flèche de la volée 2.

III.6 Etude du palier de repos :

Dans notre cas le palier de repos s'appuie sur quatre appuis.

$$G = 5.7 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

On aura donc :

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.44 \text{ KN/m}^2$$

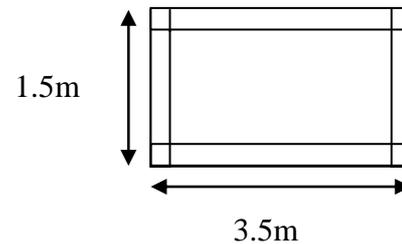
$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.42 \geq 0.4$$

Alors les moments sont calculés comme suit :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times PL_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \rho = 0.42 \text{ alors on aura : } \mu_x = 0.1075, \mu_y = 0.2500$$



Calcul à l'ELU :

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 4.14 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 1.035 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 4.14 = 3.52 \text{ KN.m} \\ M'_y = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 1.035 = 0.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -1.242 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_{oy} = -1.242 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_x = \frac{pL_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_y = \frac{pL_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_x = 8.29 \text{ KN}$$

$$V_y = 5.94 \text{ KN}$$

Ferraillage :

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{19}{10} = 1.9 \text{ cm}$$

$$d_x = e - c \Rightarrow d_x = 19 - 2 = 17 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \phi_x$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 * e) \text{ m}^2$.

Selon L_x :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.52 \times 10^{-3}}{1 \times (0.17)^2 \times 14.2} = 0.0085 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.010 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{3.52 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.010) \times 0.17} = 0.10 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 14; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

• Vérification des valeurs minimales :

$$e = 19 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \times b \times e \times \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 19 \times \frac{3 - 0.42}{2}$$

$$A_x \geq 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t = 0.1 \leq A_{Min}$$

Alors le ferrailage se fait avec le A_{Min}

Soit : 4HA8=2.01 cm^2

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{1 \times (0.17)^2 \times 14.2} = 0.003 \\ \alpha = 0.0037 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.03 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On prend $A_x^a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Selon L_y :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.003 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.0032 \\ \Rightarrow A_y^t = 0.03 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \text{Min}(4 \times e; 45 \text{ cm}) = \text{Min}(4 \times 14; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification des valeurs minimales :

$$e = 19 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x \geq \rho_0 \times b \times e \times \frac{3 - \rho}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 19 \times \frac{3 - 0.42}{2}$$

$$A_x \geq 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t = 0.1 \leq A_{Min}$$

Alors le ferrailage se fait avec le A_{Min}

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.19} = 0.11 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	Localisation	M (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)/ml	A _{min} (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	3.52	0.10	1.96	4HA8=2.01
	En appuis	-1.242	0.03	1.96	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	0.88	0.02	1.96	4HA8=2.01
	En appuis	-1.242	0.03	1.96	4HA8=2.01

Tableau V.13 : ferrailage du palier de repos.

- **Vérification à l'ELS :**

$$\begin{cases} M_{ox} = 1.32 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.33 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 1.32 = 1.12 \text{KN.m} \\ M'_y = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 0.33 = 0.28 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_{ox} = -0.396 \text{KN.m} \\ -0.3 \times M_{oy} = -0.396 \text{KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

	Mser (KN.m)	I (cm⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Selon x-x	1.12	6807.02	2.9	0.48	15
Selon y-y	0.28	6807.02	2.9	0.12	15
En appuis	0.396	6807.02	2.9	0.17	15

Tableau V.14 : vérification de la contrainte de béton pour le palier de repos.

Vérification de la flèche :

Selon x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = 0.12$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.12$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.12$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Selon y-y :

$$\frac{h}{L} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors on fait le calcul de la flèche, les résultats sont dans le tableau suivant :

y(cm)	I(cm ⁴)	E _i (MPa)	E _v (MPa)	I ₀ (cm ⁴)	σ _{js} (MPa)	σ _{gs} (MPa)	σ _{ps} (MPa)	μ _j	μ _g
2.9	6807.02	32456.5	10818.86	58854	7.17	9.09	13.08	0	0

μ _p	f _{ijser} (mm)	f _{igser} (mm)	f _{vgser} (mm)	f _{ipser} (mm)	f(mm)	Δf(mm)
0	0.01	0.017	0.05	0.024	7	0.04

Tableau V.15 : résultats de calculs de flèche pour le palier de repos.

III.7 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

- **Pré dimensionnement :**

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

- **Vérification :**

D'après le **RPA99 Version 2003**, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On opte pour une section de } (30 * 35) \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à la flexion simple :**

Les charges revenant à la poutre palière sont :

Poids propre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \Rightarrow G = 2.625 \text{ KN / ml}$

Réactions (poids transmis par la volée+ poids transmis par le palier) :

$$\text{A l'ELU : } R_B = 32.77 + 8.29 = 41.06 \text{KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } R_B = 23.64 + 5.94 = 29.58 \text{KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations :

✓ ELU :

$$q_u = 1.35 \times 2.625 + 41.06 = 44.63 \text{KN/ml}$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{44.63 \times 3.50^2}{8} = 68.33 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 68.33 = 58.08 \text{KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.4 \times 68.33 = 27.33 \text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 68.33 \times \frac{3.50}{2} = 78.10 \text{KN}$$

✓ ELS :

$$q_s = 29.55 + 5.94 + 2.625 = 38.145 \text{KN/ml}$$

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{38.14 \times 3.50^2}{8} = 49.30 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 49.30 = 41.91 \text{KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.4 \times 49.30 = 19.72 \text{KN.m}$$

Le ferrailage :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	58.08	0.125	0.16	0.30	5.42	1.20
En appui	27.33	0.052	0.067	0.32	2.44	1.20

Tableau V.16 : ferrailage de la poutre palière.

✓ **Vérifications à L'ELU :**

Contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{78.10 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.78 \text{MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.78 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales :

On adopte $S_t = 15 \text{cm}$

$$A_t \geq b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj}) / 0.8 \times 400 = 0.3 \times 0.15 \times (0.78 - 0.3 \times 2.1) / 0.8 \times 400$$

$$A_t \geq 0.210 \text{cm}^2$$

• **Calcul à la torsion :**

Le moment de torsion $M_T = 3.52 \text{KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B.

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750\text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse :

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110\text{cm}$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot e}$$

$$\tau_t = \frac{3.52 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 0.45\text{MPa}$$

On fait la vérification suivante :

$$\tau = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_u^2} \leq \tau_{adm}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement due à la flexion.

$$\tau_{adm} = \min(0.1 f_{c28}; 3\text{MPa})$$

$$\tau = \sqrt{0.45^2 + 0.78^2} = 0.9 \leq 2.5\text{MPa} \quad \text{pas de répture par cisaillement.}$$

Ferraillage :

Calcul des armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{3.52 \times 10^{-3} \times 1.10 \times 1.15}{2 \times 0.075 \times 348} = 0.85\text{cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

On fixe l'espacement comme suit :

En travée $S_t = 20\text{cm}$

$$A_r = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{3.52 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 348} = 0.13 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Donc la section d'armature transversale totale à prendre est :

$$A_r = 0.13 + 0.2 = 0.33 \text{ cm}^2. \text{ On opte pour un cadre } \Phi 6 \text{ et un épingle } \Phi 6 \text{ cm}^2.$$

Pour les armatures longitudinales totales à prendre en travée et en appuis sont :

- En travée : $A_r = 5.42 + 0.425 = 5.845 \text{ cm}^2$ on choisit 6HA12 = 6.79 cm^2
- En appui : $A_r = 2.44 + 0.425 = 2.865 \text{ cm}^2$ on choisit 3HA12 = 3.39 cm^2

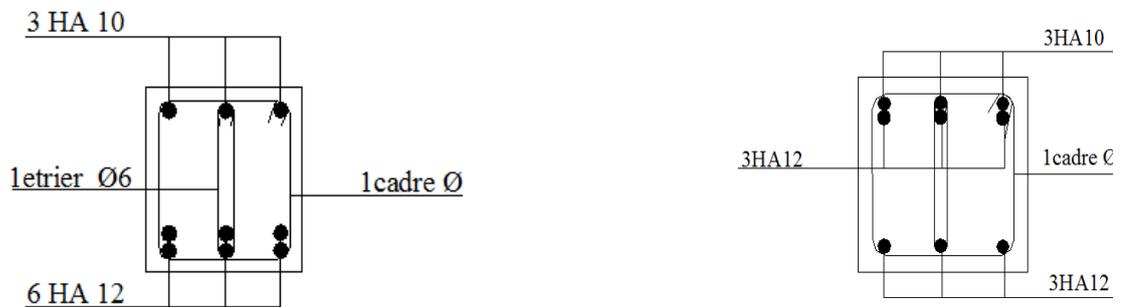


Figure V.10 : schéma de ferrailage de la poutre palière.

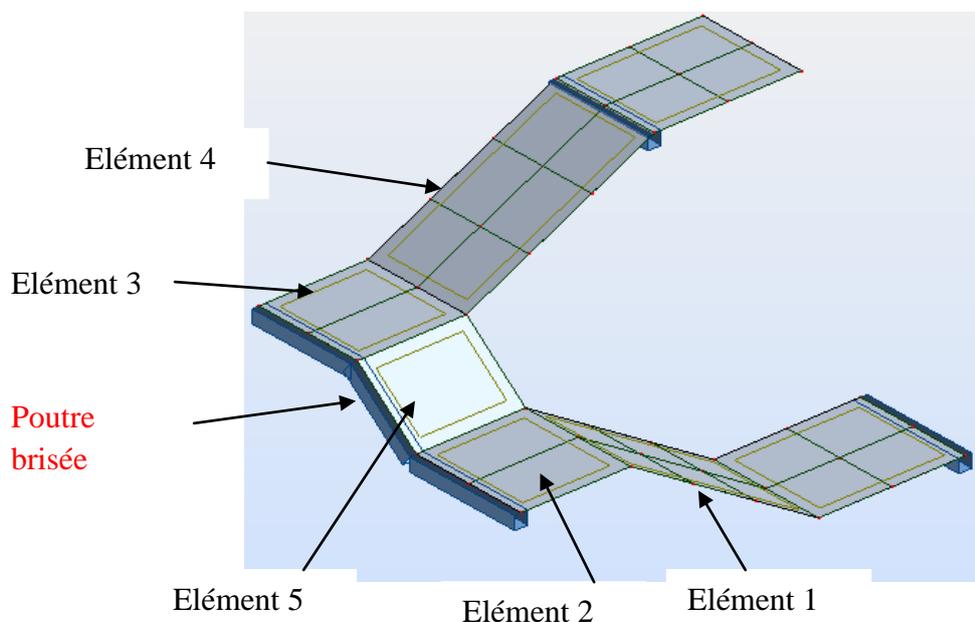
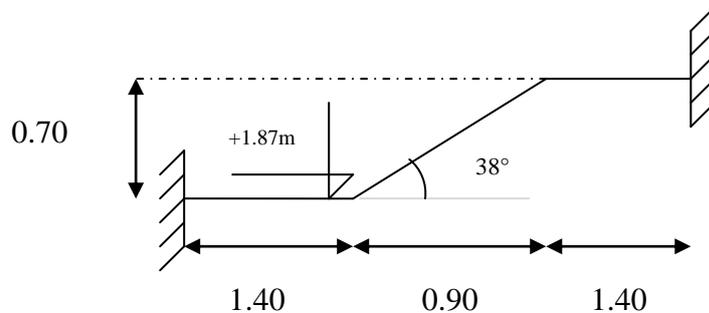
IV Etude de la poutre brisée :

Figure V.11 : schéma de ferrailage de la volée 2 en travée.

La poutre reprend la charge et surcharge dus au élément (2, 3, 5) et $\frac{1}{2}$ de la charge est surcharge des éléments (1 et 4)

a) Le schéma statique :

On a :



$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$L = 1.40 + \frac{0.90}{\cos 38^\circ} + 1.40 = 3.95 \text{ m}$$

$$\frac{395}{15} < h < \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 < h < 39.5$$

On prend : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

b) Les charges repris par la poutre brisée :

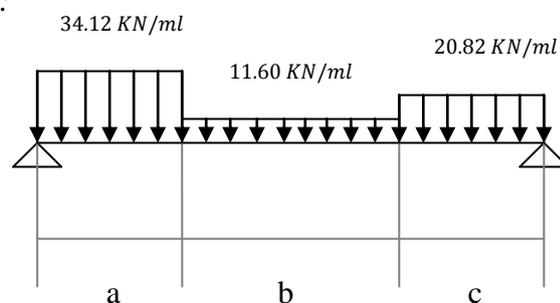
- Son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/ml}$$

- Le poids du mur sur la poutre :

$$g_1 = 20 \times 0.3 \times (4.08 - 1.87) = 11.05 \text{ KN/ml}$$

- Les charges transmises par les volées :



Tronçon a :

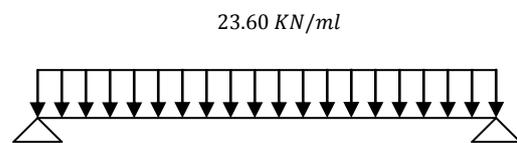
$$q = (1.35 \times 25 \times 0.25 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{5.6}{2} = 34.12 \text{ KN/ml}$$

Tronçon b :

$$q = (1.35 \times 1.4 \times 25 \times 0.19 + 1.5 \times 2.5 \times 1.4) = 11.60 \text{ KN/ml}$$

Tronçon c :

$$q = (1.35 \times 25 \times 0.19 + 1.5 \times 2.5) \times \frac{4.1}{2} = 20.82 \text{ KN/ml}$$



$$q_{eq} = \frac{34 \times 1.4 + 11.60 \times 0.9 + 20.82 \times 1.4}{3.70} = 23.60 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$q_u = 1.35 \times (11.05 + 2.62) + 23.60 = 42.05 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^u = 42.05 \times \frac{3.7^2}{8} = 71.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 0.85M_0 = 61.07 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0.5M_0 = -35.90 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{ql}{2} = 41.05 \times \frac{3.70}{2} = 77.80 \text{ KN}$$

c) Ferrailage de la poutre :

La poutre sera ferrillée à la flexion simple en travée et en appui :

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_I calculée (cm ²)	$A_{I \text{ min}}$ (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	61.07	0.13	0.174	0.306	5.70	1.26	3HA14+3HA10=6.98
En appui	-35.98	0.077	0.10	0.316	3.27	1.26	3HA12=3.39

Tableau V.17 : ferrailage à la flexion de la poutre brisée.

$$t < \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 0.33; 40)$$

$$t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{0.4 \times 0.33 \times 0.2}{400} = 0.66 \text{ cm}^2$$

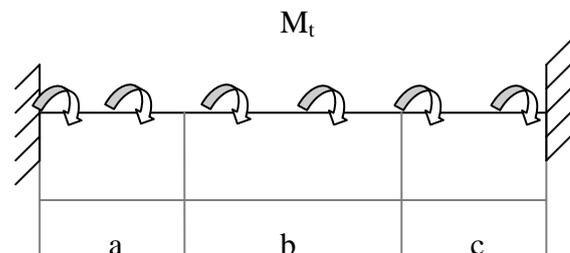
- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{77.80 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ La condition est vérifiée

d) Calcul à la torsion :



Le moment de torsion « M_t », n'est autre que le moment de la flexion de la paillasse au niveau de l'appui.

Donc :

Tronçon a :

$$M_t = 30.51 \text{KN.m}$$

Tronçon b :

$$M_t = 15.18 \text{KN.m}$$

Tronçon c :

$$M_t = 18.85 \text{KN.m}$$

$$M_{t,eq} = \frac{30.51 \times 1.4 + 15.18 \times 0.9 + 18.85 \times 1.4}{3.70} = 22.36 \text{KN/ml}$$

Le moment de torsion est maximal au niveau des encastremets :

$$M_T = M_{t,eq} \times \frac{l}{2} = 22.36 \times \frac{3.7}{2} = 41.3 \text{KN}$$

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \times \omega \times e}$$

Avec :

$$e = \frac{\emptyset}{6} ; \quad \text{où} \quad \emptyset = \min(b; h) = 30 \text{ cm}$$

$$\omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

$$\omega = 0.075 \text{ m}^2$$

$$\tau_T = \frac{41.3 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 5.50 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{où} \quad \tau = \sqrt{\tau_T^2 + \tau_u^2}$$

$$\tau = \sqrt{5.50^2 + 0.78^2} = 5.55 \text{ MPa}$$

$$\tau \gg \bar{\tau}$$

Il y'a risque de rupture par cisaillement, donc on doit augmenter la section du béton.

On prend alors une section de $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$

Les nouveaux résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

$g_1(\text{KN/ml})$	$p_u(\text{KN/ml})$	$V_u(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\tau_T(\text{MPa})$
4.5	44.61	82.52	0.47	2.29

Tableau V.18 : résultats du nouveau calcul.

$$\tau = \sqrt{2.29^2 + 0.47^2} = 2.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.33 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

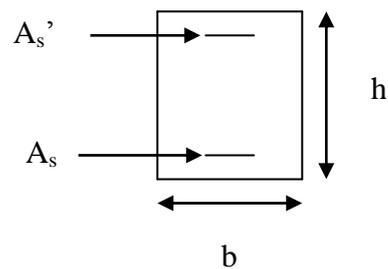
La condition est vérifiée, pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Ferraillage à la torsion :**

$M_T(\text{KN.m})$	U(m)	$\omega(\text{m}^2)$	$f_e(\text{MPa})$	$A_l(\text{cm}^2)$	t(cm)	$A_t(\text{cm}^2)$
41.3	1.46	0.132	400	6.56	20	0.89

Tableau V.19 : ferraillage à la torsion.

Remarque : la section d'armature longitudinale calculée à la torsion sera disposée équitablement en A_s et A_s' .



e) **Conclusion pour la poutre brisée :**

- *Armatures longitudinale :*

$$A_l = A_{l,flexion} + A_{l,torsion}$$

En appui :

$$A_a = 3.27 + \frac{6.56}{2} = 6.55 \text{ cm}^2$$

6 HA12 = 6.78 cm² en double nappe

On dispose 3HA12 filante et 3HA12 en chapeau.

En travée :

$$A_t = 5.70 + \frac{6.56}{2} = 8.98 \text{ cm}^2$$

6 HA14 = 9.24 cm²

On dispose 3HA14 filante et 3HA14 en renfort.

- *Armature transversal :*

$$A_t = A_{t,flexion} + A_{t,torsion}$$

$$A_t = 0.66 + 0.89 = 1.55 \text{ cm}^2$$

un cadre Ø8 + étrier Ø8 = 2 cm²

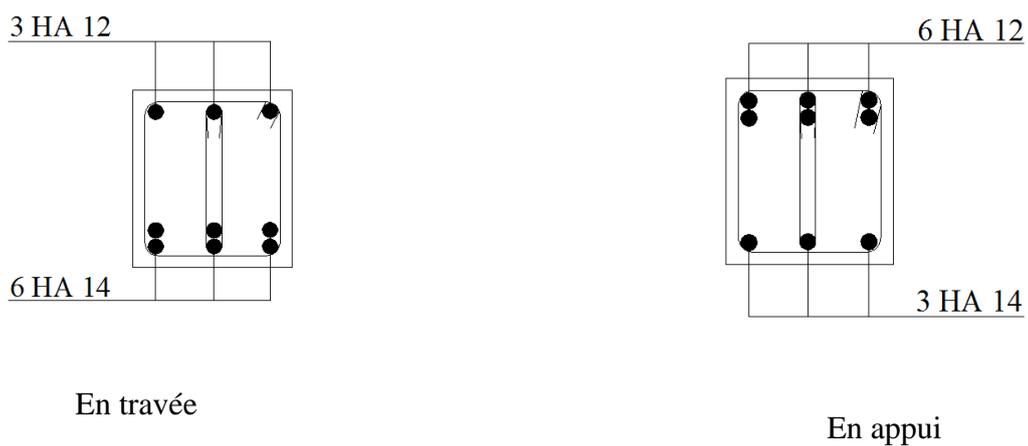


Figure V.12: schéma de ferrailage de poutre brisée.

Chapitre VI

Etude infrastructure

I. Calcul des fondations:

I.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:

$$G + Q + E$$

$$0,8G + E \quad (\text{RPA99 V2003 Article.10.1.4.1})$$

$$0,8G - E$$

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous:

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	$G+Q-1.2E_y$	$1.35G+1.5Q$	$G+Q$
N^{\max} (KN)	808.57	1002.95	730.7
M_y (KN.m)	19.85	13.92	10.24
M_z (KN.m)	77.33	13.76	10.16
V_y (KN)	40.59	7.34	5.61
V_z (KN)	9.4	21.17	15.42

Tableau VI.1 : sollicitations à la base du poteau (40X40).

I.2 Pré dimensionnement de la semelle :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du poteau, les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a*b$) avec ($a=b$), donc les semelles seront carrés ($A*B$) avec ($A=B$)

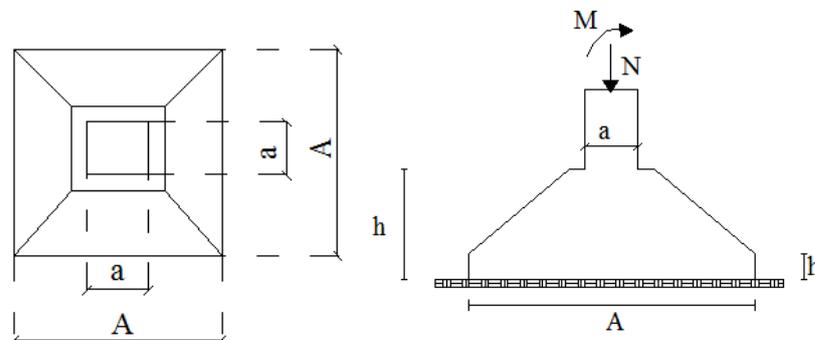


Figure VI.1 : semelle isolée sous poteau (40X40).

a : dimension du poteau considéré.

A : dimension de la semelle.

$$h \geq \frac{A - a}{4} + c$$

$c = 5 \text{ cm}$ Étant l'enrobage des armatures. (BAEL91. Ch15)

$\frac{A-a}{4}$: appelé hauteur utile de la semelle.

Critère de non poinçonnement:

$\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation accidentelle (RPA99V2003)

$\sigma_M < 1,33\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante:

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) < 2\sigma_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

$$e = \frac{M}{N}$$

$$\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad (a = b) \Rightarrow (A = B).$$

D'où :

$$(1) \Rightarrow \sigma_M = \frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6e}{A} \right) < 2\sigma_{sol}$$

a) En situation accidentelle:

$$(1) \Rightarrow A^3 - \frac{A.N}{2\sigma_{sol}} - \frac{6.N.e}{2\sigma_{sol}} \geq 0$$

$$A^3 - A \frac{808.57 \times 10^{-3}}{2 \times 0.18} - \frac{6 \times 808.57 \times 10^{-3} \times 0.09}{2 \times 0.18} \geq 0$$

$$A^3 - 2.24A - 1.21 \geq 0$$

$$A \geq 1.73m$$

b) En situation durable:

$$A^3 - A \frac{1002.95 \times 10^{-3}}{1.33 \times 0.18} - \frac{6 \times 1002.95 \times 10^{-3} \times 0.01}{1.33 \times 0.18} \geq 0$$

$$A^3 - 4.15A - 0.25 \geq 0$$

$$A \geq 2.07m$$

On choisit pour toutes les semelles de poteaux (40x40) des semelles carrées isolée de côté $A = 2.10m$.

$$h \geq \frac{2.1 - 0.4}{4} + 0.05 = 0.475 \text{ cm}$$

Prendre $h = 50cm$

La hauteur de l'amorce du poteau est :

$$l_1 = 1.5 - 0.50 = 1m$$

Le poids de la semelle est :

$$P = 2.10^2 \times 0.5 \times 25 = 55.125KN$$

Les moments à la base :

$$M_{by} = M_y + T_z(h + l_1)$$

$$M_{bz} = M_z + T_y(h + l_1)$$

Les sollicitations à la base de la semelle sont dans le tableau suivant :

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q-1.2Ey	1.35G+1.5Q	G+Q
N^{\max} (KN)	863.69	1058.07	785.82
M_y (KN.m)	33.95	45.67	33.37
M_z (KN.m)	138.21	24.77	18.57
V_y (KN)	40.59	7.34	5.61
V_z (KN)	9.4	21.17	15.42

Tableau. VI.2 : les sollicitations sous la semelle.

I.3. Vérification des contraintes :

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes:

$$\text{sens } A \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6e_0}{A} \right) \leq K\bar{\sigma} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A^2} \left(1 - \frac{6e_0}{A} \right) \end{array} \right.$$

$$\text{avec : } e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}$$

Avec : K=2 situation accidentelle.

K=1.33 situation durable.

Les contraintes sont regroupées dans le tableau suivant :

Cas de	Sens	e ₀ (m)	σ _{max} (bar)	σ _{min} (bar)	σ _{moy} (bar)
chargement					
Situation accidentelle	Sens M _y	0.03	2.12<3.6	1.79	2.1>1,8
	Sens M _z	0.16	2.8<3.6	1.06	2.36>1,8
Situation Durable	ELU Sens M _y	0.04	2.67>2.39	2.12	2.53>1,8
	Sens M _z	0.02	2.53>2.39	2.26	2.46>1.8
ELS	Sens M _y	0.04	1.98<2.39	1.57	1.87>1.8
	Sens M _z	0.02	1.88<2.39	1.68	1.83>1.8

Tableau.VI.3 : vérification des contraintes dans le sol.

On remarque que les contraintes moyennes sous la fondation sont supérieurs à la contrainte admissible du sol, d'où l'obligation d'augmenter la surface des semelles

On prend : A = 2.8m.

$$h \geq \frac{2.8 - 0.4}{4} + 0.05 = 65 \text{ cm}$$

D'où les nouvelles sollicitations sous la semelle sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Sollicitations	Situation accidentelle	Situation durable	
		ELU	ELS
	G+Q-1.2Ey	1.35G+1.5Q	G+Q
N^{\max} (KN)	935.98	1129.66	857.43
M_y (KN.m)	33.95	45.67	33.37
M_z (KN.m)	138.21	24.77	18.57
V_y (KN)	40.59	7.34	5.61
V_z (KN)	9.4	21.17	15.42

Tableau. VI.4 : les sollicitations sous la semelle.

Les nouvelles 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 M_y	0.03	1.27<3.6	1.11	1.23<1,8
	Sens M_z	0.14	1.55<3.6	0.83	1.37<1,8
Situation Durable	ELU Sens M_y	0.04	1.56<2.39	1.31	1.45<1,8
	Sens M_z	0.02	1.50<2.39	1.37	1.45<1,8
	ELS Sens M_y	0.03	1.16<2.39	1.02	1.12<1,8
	Sens M_z	0.02	1.14<2.39	1.04	1.11<1,8

Tableau. VI.5 : vérification des contraintes dans le sol.

I.4. Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 \leq \frac{A}{4}$$

On a :

$$\text{Sens } M_z : e_0 = 0.14m$$

$$\text{Sens } M_y : e_0 = 0.03m$$

Or :

$$\frac{A}{4} = \frac{2.8}{4} = 0.7m$$

La condition est vérifiée.

II. Détermination des armatures de la semelle:

$$(1) \begin{cases} e_0 < \frac{a}{6} & \text{sens } M_z \\ e_0 < \frac{a}{6} & \text{sens } M_y \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 < \frac{A}{24} & \text{sens } M_z \\ e_0 < \frac{A}{24} & \text{sens } M_y \end{cases}$$

$$(1) \begin{cases} 0.14 > \frac{0.4}{6} = 0.06 & \text{sens } M_z \\ 0.03 < \frac{0.4}{6} = 0.06 & \text{sens } M_y \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} 0.14 > \frac{2.80}{24} = 0.11 & \text{sens } M_z \\ 0.03 < \frac{2.8}{24} = 0.11 & \text{sens } M_y \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, d'où le ferrailage des semelles se fera sous la sollicitation :

$$M_1 = (4A + 0.3a - 9e_0) \left(\frac{\frac{A}{2} - 0.35a}{\frac{A}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \quad \text{sens } M_z$$

$$M_1 = (4B + 0.3b - 9e_0) \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \frac{N}{27} \quad \text{sens } M_y$$

a) **Situation accidentelle :**

Sens M_z :

$$e_0 = 0.14m > \frac{0.4}{6} = 0.06m$$

$$e_0 = 0.14 > \frac{2.8}{24} = 0.11m$$

$$M_1 = (4 \times 2.8 + 0.3 \times 0.4 - 9 \times 0.14) \left(\frac{\frac{2.8}{2} - 0.35 \times 0.4}{\frac{2.8}{2} - 0.14} \right)^2 \frac{935.98}{27 \times 10^3} \quad \text{sens } M_z$$

$$M_1 = 348.73 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z f_{st}}$$

$$z = 0.9 \times d$$

$$A_s = \frac{348.73 \times 10^{-3}}{0.54 \times 348} = 18.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18.53 \text{ cm}^2$$

Sens M_y :

$$e_0 = 0.03m < \frac{0.4}{6} = 0.06m$$

$$e_0 = 0.03 < \frac{2.8}{24} = 0.11m$$

$$M_1 = (4 \times 2.8 + 0.3 \times 0.4 - 9 \times 0.03) \left(\frac{\frac{2.8}{2} - 0.35 \times 0.4}{\frac{2.8}{2} - 0.03} \right)^2 \frac{935.98}{27 \times 10^3} \quad \text{sens } M_y$$

$$M_1 = 324.01 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{324.01 \times 10^{-3}}{0.54 \times 348} = 17.24 \text{ cm}^2$$

b) Situation durable (ELU) :**Sens M_z :**

$$e_0 = 0.02 < \frac{0.4}{6} = 0.06m$$

$$e_0 = 0.02 < \frac{2.8}{24} = 0.11m$$

Alors le ferrailage sous la sollicitation N' :

$$N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right)$$

$$N' = 1129.66 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.02}{2} \right) = 1163.54KN$$

$$A_s = \frac{1163.54 \times 10^{-3} \times (2.8 - 0.4)}{8 \times 0.6 \times 348} = 16.71cm^2$$

Sens M_y :

$$e_0 = 0.04 < \frac{0.4}{6} = 0.06m$$

$$e_0 = 0.04 < \frac{2.8}{24} = 0.11m$$

$$N' = 1129.66 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.04}{2} \right) = 1197.43KN$$

$$A_s = \frac{1197.43 \times 10^{-3} \times (2.8 - 0.4)}{8 \times 0.6 \times 348} = 17.20cm^2$$

c) Situation durable (ELS) :**Sens M_z :**

$$e_0 = 0.02 < \frac{0.4}{6} = 0.06m$$

$$e_0 = 0.02 < \frac{2.8}{24} = 0.11m$$

$$N' = 857.43 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.02}{2}\right) = 883.15KN$$

$$A_s = \frac{883.15 \times 10^{-3} \times (2.8 - 0.4)}{8 \times 0.6 \times 348} = 12.68cm^2$$

Sens M_y :

$$e_0 = 0.03 < \frac{0.4}{6} = 0.06m$$

$$e_0 = 0.03 < \frac{2.8}{24} = 0.11m$$

$$N' = 857.43 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.03}{2}\right) = 896.01KN$$

$$A_s = \frac{896.01 \times 10^{-3} \times (2.8 - 0.4)}{8 \times 0.6 \times 348} = 12.87cm^2$$

d) Condition de non fragilité :

$$A_A^{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h$$

$$A_A^{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 2.8 \times 0.65 = 21.97cm^2$$

On a le A_A^{min} est supérieur aux sections d'armatures calculées dans toutes les situations, d'où le ferrailage de la semelle se fera avec la section de la condition de non fragilité.

Dans ce cas on choisit : 11HA16 = 22.12cm² dans les deux sens.

e) **Disposition constructive :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times 0.6 \psi^2 \times f_{tj}}$$

$\psi = 1.5$ *haute adhérence*

$$l_s = \frac{1.6 \times 400}{2.4 \times 1.5^2 \times 2.1} = 56.53 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 70 \text{ cm} \quad \text{suivant les deux directions.}$$

Tout les barres doivent être prolongé jusqu'aux extrémités de la semelle, sans avoir des crochets.

f) **Conclusion :**

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Armatures	Situation accidentelle	Situation		A_{min} (cm^2)	Nombre De barre	A_s (cm^2)	l_s (cm)	S_t (cm)
		ELU	ELS					
$A_s (M_z) \text{ cm}^2$	18.53	16.71	12.68	21.97	11HA16	22.16	56.53	25
$A_s (M_y) \text{ cm}^2$	17.24	17.20	12.87	21.97	11HA16	22.16	56.53	25

Tableau. VI.6 : les armatures des semelles.

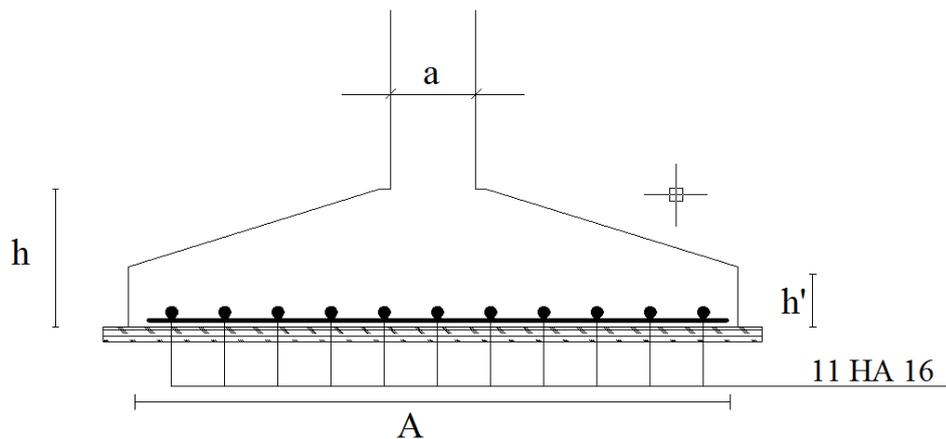


Figure VI.2 : ferrailage de la semelle.

III Calculs des longrines :

On a un sol appartenant au site S_2 , on doit prendre des longrines supérieur ou égale à

(25cm X 30cm) [RPA99V2003]

On choisit alors des longrines de (30x30)

Elles sont calculées et ferrillées à la traction sous une force F, telle que :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = \frac{1002.95}{15} = 66.86 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{f_{st}} = \frac{66.86 \times 10^{-3}}{348} = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Soit :

On choisit : 6HA12 avec $A = 6.79 \text{ cm}^2$

III.1 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq \frac{30 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.93 \text{ cm}^2$$

la condition est vérifiée.

III.2. Armatures transversales :

Soit forfaitairement des cadres de $\emptyset 8$ et un étrier $\emptyset 6$

Le RPA99 V2003 exige l'espacement :

$$S_t < \min(20 \text{ cm}; 15\emptyset) = 18 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

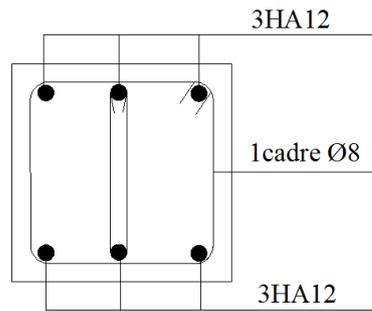


Figure VI.3 ferraillage des longrines.

III.3 Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot l^4}{384 EI} \leq f_{adm} = \frac{l_{max}}{200}$$

$$q_s = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$I = 6.75 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 32000 \text{ MPA}$$

$$f = \frac{5 \times 2.25 \times 5.9^4}{384 \times 32000 \times 6.75} = 1.64 \text{ mm} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{5.90}{200} = 2.95 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Conclusion

L'étude de ce projet nous à permis d'acquérir de nouvelles connaissance concernant le domaine charpente métallique et béton, et elle nous a permit aussi de nous familiarisé avec les différents règlements en vigueur utilisée soit en charpente soit en béton ainsi de fixer d'autre connaissance déjà acquises dans le domaine.

La complexité des calculs en génie civil font inévitablement appel aux services d'outils numériques, et nous avons pu constater que le logiciel ROBOT était d'une efficacité irréprochable, en nous faisant gagner en temps, en précision, et en fiabilité

Par ailleurs cette étude nous à permis d'arriver à certaines conclusion qui sont :

- ✓ Dans les structures métalliques les actions climatiques (vent et neige) sont les plus défavorables, du cout une bonne étude au vent est essentielle.*
- ✓ Dans la structure en béton armé l'action sismique est la plus pondérant.*
- ✓ Le flambement des éléments ne dépend pas automatiquement du chargement, souvent les plus élancé donnent des sections de profilé les plus important.*
- ✓ La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, pour avoir les meilleurs résultats possibles.*

BIBLIOGRAPHIE

- [I] M.LANDAWSKY et B. LEMOINE. « Concevoir et construire en acier ». 2005.
- [II] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani*. Office des publications universitaires, 2009.
- [III] Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habita, 1999.
- [IV] Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- [V] Calcul des Eléments Résistants d'une Construction Métallique. *Lahlou Dahmani*. Office des publications universitaires, 2009.
- [VI] Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. *Jean Morel*. Eyrolles Paris, Septième tirage, 2008 .
- [VII] Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989.
- [VIII] B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- [IX] Eurocode 3 « calcul des structures en acier » et document d'application national-partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. Décembre 1992.
- [X] DTR B C- 2. 44 ; Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 », *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- [XI] DTR B C- 2. 41 ; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA93 », *Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger*
- [XII] DTR B C-2.33.1 ; « Règles de calcul de fondation superficielle ; Edition 1992 ».

Annexes

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

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Avec : $\alpha = \rho$