

Résumé

Le présent mémoire consiste en l'étude d'un bâtiment en R+9+2SS en béton armé comprenant un ouvrage en charpente métallique au niveau de la toiture, le bâtiment est à usage hôtelier.

L'objectif est donc de dimensionner chaque élément présent dans cet ouvrage qu'il soit en béton armé ou en charpente métallique. Le bâtiment objet de cette étude est implanté à la wilaya d'Alger dans la commune de « Aïn-el-Benian » classé en zone sismique III selon les RPA99/Version 2003.

De ce fait, toutes les phases de conception ont été abordé, que ce soit de l'étude de la toiture en charpente métallique (effets climatiques, prédimensionnement, vérification vis-à-vis des efforts sismiques et assemblages) jusqu'à l'infrastructure en béton armé en passant par la superstructure en béton armé (prédimensionnement, étude dynamique, ferrailage et vérifications nécessaires).

هذه المذكورة تهدف إلى قياس أبعاد العناصر المقاومة لبناء مؤلف من (R + 9 + 2SS) من الخرسانة المسلحة بما في ذلك هيكل معدني على مستوى السطح ، و سيحول المبني إلى فندق .
فإن الهدف هو تصميم من كل عنصر موجود في هذا العمل سواء كان الخرسانة المسلحة أو الهيكل المعدني . و يقع المبني المدروس في ولاية الجزائر العاصمة في بلدية "عين البنيان" المصنفة في المنطقة الزلزالية الثالثة وفقاً ل RPA99 / Version 2003 .

ونتيجة لذلك ، تم التطرق إلى جميع مراحل التصميم ، من تحويل الإطار المعدني (التأثيرات المناخية ، والأبعاد المسبقة ، والتحقق من القوى الزلزالية والتجمعات) إلى الخرسانة المسلحة من خلال البنية الفوقية للخرسانة المسلحة (البعد المسبق ، الدراسة الديناميكية ، التعزيزات والفحوصات الضرورية).

Remerciement

Nous souhaiterions tout d'abord remercier « Allah » notre créateur tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nous souhaiterions présenter nos sincères et profonds remerciements à notre promotrice « M^{me} K.Meguenni » qui nous a épaulé et soutenu faisant de ce travail une expérience mémorable et académiquement enrichissante.

Nous souhaiterions aussi exprimer notre gratitude envers les prestigieux membres du jury qui nous honorent de leurs présences ainsi qu'envers les membres du département de génie civil de l'université de Saad-Dahleb Blida-1 et spécialement au professeurs qui nous ont apporté leur savoir durant cycle de 5ans.

Pour finir, nous remercions chaleureusement nos parents ainsi que nos amis pour leur soutien continu à travers les années nous poussant toujours à avancer de l'avant.

Sommaire

Résumé.....	I
Remerciement.....	II
Sommaire	III
Liste des figures	XII
Liste des tableaux	XVI
Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et généralités :.....	1
I.1. Introduction :	1
I.2. Caractéristiques géométriques de la structure :	1
I.2.1. Dimensions en élévations :.....	1
I.2.2. Dimension en plans :.....	1
I.2.3. Données du site :	3
I.3. Conception :.....	3
I.4. Structure en béton armé :.....	3
I.4.1. Ossature :.....	3
I.4.2. Les planchers :.....	3
I.4.3. Escalier :	4
I.4.4. Maçonneries :	4
I.4.5. Les fondations :	5
I.4.6. Caractéristiques des matériaux :.....	5
I.5. Structure en charpente métallique:	10
I.5.1. Ossature :.....	10
I.5.2. Interaction avec la dalle du plancher terrasse:.....	10
I.5.3. Caractéristique des matériaux :	10
I.5.4. Moyens d'assemblages :.....	10
I.5.5. Indications générales sur l'Eurocode 3 [2] :	10
I.5.6. Classification des sections transversales :.....	10
I.5.7. Classification :.....	11

I.5.8. Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique :	12
I.5.9. Principe de calcul :	13
Chapitre II: Evaluation des actions climatiques sur la structure :	15
II.1. Introduction :	15
II.2. Les caractéristiques de l'étage :	15
II.3. Calcul des effets du vent :	18
II.3.1. Données relatives au site :	18
II.3.2. Détermination de coefficient dynamique c_d :	18
II.3.3. Détermination de pression dynamique q_{dyn} :	19
II.3.4. Coefficient de rugosité c_r :	20
II.3.5. Coefficient de topographe c_t :	20
II.3.6. Coefficient d'exposition c_e :	20
II.3.7. Valeur de la pression dynamique :	20
II.3.8. Coefficient de pression extérieur c_{pe} :	21
II.3.9. Coefficient de pression intérieur c_{pi} :	24
II.3.10. Calcul des pressions :	24
II.4. La neige :	26
Chapitre III: Prédimensionnement de l'étage en charpente métallique ...	27
III.1. Calcul des pannes :	27
III.1.1. Introduction :	27
III.1.2. Détermination nombre des pannes et l'espacement :	27
III.1.3. Calcul des charges et surcharges revenant à la panne :..	28
III.1.4. Combinaison des charges :	29
III.1.5. Prédimensionnement :	30
III.1.6. Les nouvelles sollicitations des charges :	31
III.1.7. Combinaison des charges :	32
III.1.8. Vérifications du choix de profilé :	33
III.2. Calcul des pannes sablières :	39
III.2.1. Calcul des charges et surcharges revenant à la panne sablière :	39
III.2.2. Combinaison des charges :	40
III.2.3. Prédimensionnement :	41

III.2.4.	Les nouvelles charges :	42
III.2.5.	Combinaison des charges :	43
III.2.6.	Vérifications du choix de profilé :	44
III.3.	Calcul les lisses de bardages :	46
III.3.1.	Introduction :	46
III.3.2.	Détermination nombre des lisse et l'espacement :	47
III.3.3.	Calcul des charges et surcharges revenants a la lisse la plus chargé (lisse intermédiaire) :	47
III.3.4.	Combinaison des charges :	48
III.3.5.	Prédimensionnement des lisses :	48
III.3.6.	Vérifications du choix de profilé :	49
III.3.7.	Changement de profilé :	50
III.3.8.	Vérifications du nouveau choix de profilé :	51
III.4.	Calcul des potelets :	53
III.4.1.	Introduction :	53
III.4.2.	Dimensionnent des potelets :	54
III.4.3.	Calcul des charges et surcharges revenants au potelet la plus chargé :	54
III.4.4.	Combinaison des charges :	55
III.4.5.	Vérification vis-à-vis au flambement composées	55
III.5.	Calcul des poutres principales :	56
III.5.1.	Les charges influencées sur la poutre :	57
III.5.2.	Combinaison des charges :	58
III.5.3.	Dimensionnements de la poutre :	59
III.5.4.	Vérification du choix de profilé :	59
III.5.5.	Changement de profilé :	61
III.5.6.	Vérifications du nouveau profilé :	62
III.6.	Les poutres secondaires	65
III.6.2.	Evaluation des charges :	65
III.6.3.	Les combinaisons des charges.....	66
III.6.4.	Dimensionnements de la poutre	66
III.6.5.	La vérification de la flèche :	66
III.7.	Les poteaux.....	67

III.7.1.	Définition :	67
III.7.2.	Evaluation des charges :	67
III.7.3.	Combinaison des charges :	68
III.7.4.	Dimensionnement de poteau :	69
III.7.5.	Vérification du profilé :	69
III.8.	Les contreventements :	70
III.8.1.	Introduction :	70
III.8.2.	Rôle des systèmes de contreventement	70
III.8.3.	Efforts du vent sur les longpans	70
III.8.4.	Calcul de la poutre en vent de longpans :	71
III.8.5.	Calcul de la poutre en vent de pignon :	73
III.8.6.	Conclusion.....	77
III.9.	Conclusion :	78
Chapitre IV:	Vérification de l'ossature vis-à-vis des efforts sismiques : .	79
IV.1.	Introduction :	79
IV.2.	Les phénomènes d'instabilité :	79
IV.2.1.	Le flambement :	79
IV.2.2.	Le déversement :	80
IV.3.	Vérification du système de contreventement :	80
IV.3.2.	Vérification du système de contreventement a la traction :	81
IV.3.3.	Vérification de flambements :	83
IV.4.	Vérification des poteaux vis-à-vis au flambement :	88
IV.4.1.	Les caractéristiques de poteau « HEA200 ».....	88
IV.4.2.	Le flambement composé :	89
IV.5.	Vérification des poutres vis-à-vis au déversement :	91
IV.5.1.	Déversement soumise à la flexion et à la compression :	91
IV.5.2.	Déversement soumise à la flexion simple :	92
Chapitre V:	Les assemblages :	94
V.1.	Introduction :	94
V.2.	Classification des assemblages :	94
V.2.1.	Leur rigidité :	94
V.2.2.	Assemblage articulé :	95

V.2.3.	Assemblage semi-rigide :	95
V.2.4.	Assemblage Rigide :	96
V.3.	Les modes d'assemblage	96
V.3.1.	Le rivetage :	96
V.3.2.	Le boulonnage :	96
V.4.	La soudure :	98
V.5.	Calcul des assemblages boulonnés :	99
V.5.2.	Assemblage boulonné poteau platine (poutre) principal 1 :	99
V.5.3.	Assemblage boulonné poteau platine (poutre) principal 2 :	109
V.5.4.	Assemblage boulonné de console (les balcon 1) :	114
V.5.5.	Assemblage boulonné de console (balcon 2) :	118
V.5.6.	Assemblage de la poutre secondaire	122
V.5.7.	Assemblages des diagonales de stabilité :	127
V.6.	Assemblage soudés	129
V.6.1.	Méthode de calcul :	129
V.6.2.	Assemblage poutre platine	129
V.6.3.	Calcul de l'épaisseur de la soudure :	130
V.6.4.	Assemblages soudées gousset-contreventements :	132
V.7.	Etude de tige d'ancrage	134
V.7.1.	Introduction :	134
V.7.2.	Les types de la base de poteau :	135
V.7.3.	Dimensionnement de la platine	135
V.7.4.	Choix des cordonne de la soudure.....	135
V.7.5.	Calcul des goujons d'ancrage.....	136
V.7.6.	Dimensionnement des tiges d'ancrages :	143
V.7.7.	Conclusion :	143
V.8.	Récapitulatif des éléments en charpente métallique :	144
Chapitre VI:	Prédimensionnement des éléments en béton armé.....	147
VI.1.	Introduction	147
VI.2.	Prédimensionnement des dalles :	147
VI.2.1.	Plancher courant :	148
VI.2.2.	Dalle de balcon :	149

VI.2.3.	Conclusions :.....	149
VI.2.4.	Evaluation des charges et surcharges :.....	149
VI.3.	Pré dimensionnement des portiques :.....	150
VI.3.1.	Pré dimensionnement des poutres :.....	150
VI.4.	L'acrotère :	154
VI.4.1.	Charges permanentes :	154
VI.5.	Prédimensionnement des poteaux :	155
VI.5.1.	Principe :	155
VI.5.2.	Etapas de pré dimensionnement (calcul) :.....	155
VI.5.3.	Loi de dégression :	155
VI.5.4.	Dimensionnement des poteaux :	156
VI.5.5.	E. Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » :...	157
VI.5.6.	F. Calcul les charges et surcharges revenant au poteau :	158
VI.6.	Prédimensionnement des voiles:	168
Chapitre VII:	Dimensionnement et ferrailage des éléments secondaires	170
VII.1.	Introduction	170
VII.2.	Acrotère	170
VII.2.2.	Evaluation des charges :.....	171
VII.2.3.	Calcul des efforts :.....	172
VII.2.4.	Ferrailage de l'acrotère :	172
VII.2.5.	Vérification de la section d'acier selon « <i>BAEL 91 Modifié 99</i> » :	173
VII.2.6.	Armatures de répartitions :.....	173
VII.2.7.	Vérification à l'E.L.S :	173
VII.2.8.	Vérification de l'effort tranchant :	175
VII.3.	Plancher en dalle pleine :	177
VII.3.1.	Evaluation des charges :.....	177
VII.3.2.	Vérification a L'ELU :	177
VII.3.3.	Ferrailage de la dalle :	178
VII.3.4.	Condition de non fragilité	179
VII.3.5.	Vérification à L'ELS	179
VII.3.6.	Schémas de ferrailages :.....	184
VII.4.	Balcons :.....	185

VII.4.1.	Evaluation et combinaison des charges :.....	185
VII.4.2.	Calcul des efforts internes :.....	186
VII.4.3.	Calcul des armatures :.....	186
VII.4.4.	Vérifications :.....	187
VII.5.	Les escaliers :.....	189
VII.5.1.	Pré dimensionnement des escaliers :.....	189
VII.5.2.	Combinaison de charges :.....	191
VII.5.3.	Calcul des ferrailages :.....	191
VII.5.4.	Ferrailage en travée :.....	192
VII.5.5.	Armature de répartition :.....	192
VII.5.6.	Vérifications :.....	193
VII.5.7.	Schémas de ferrailage :.....	198
VII.5.8.	Etude de la poutre palière :.....	198
Chapitre VIII:	Etude dynamique en zone sismique :.....	204
VIII.1.	Introduction :.....	204
VIII.2.	Caractéristique dynamique :.....	204
VIII.3.	Etude sismique :.....	205
VIII.3.1.	Modélisation de la rigidité :.....	206
VIII.3.2.	Modélisation de la masse :.....	206
VIII.4.	Choix de la méthode de calcul :.....	206
VIII.4.1.	La méthode statique équivalente.....	206
VIII.4.2.	La méthode modale spectrale.....	207
VIII.4.3.	La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :.....	208
VIII.4.4.	Résultante des forces sismiques :.....	209
VIII.5.	Résultats de l'analyse dynamique.....	214
Chapitre IX:	Ferrailages des éléments principaux.....	238
IX.1.	Introduction :.....	238
IX.2.	Ferrailage des poteaux :.....	238
IX.2.1.	Introduction :.....	238
IX.2.2.	Combinaison d'action :.....	239
IX.2.3.	Recommandations du RPA99/ Version 2003:.....	239
IX.2.4.	Méthode de calcul :.....	240

IX.2.5.	Choix des armatures :.....	242
IX.2.6.	Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :.....	242
IX.2.7.	Vérification de l'effort tranchant :	244
IX.2.8.	Ferraillage transversal des poteaux :	244
IX.2.9.	Schémas de ferrailages :.....	246
IX.3.	Ferraillage des poutres :.....	251
IX.3.1.	Introduction :.....	251
IX.3.2.	Recommandation du «RPA99/Version 2003» ;.....	251
IX.3.3.	Calcul du ferraillage :.....	251
IX.3.4.	Ferraillage et choix :.....	255
IX.3.5.	Vérifications :.....	256
IX.3.6.	Calcul des armatures transversales :.....	258
IX.3.7.	Calcul des armatures de peau :.....	259
IX.3.8.	Calcul de D^{exacte} :	259
IX.3.9.	Recouvrement des armatures longitudinales.....	259
IX.3.10.	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :	259
IX.3.11.	V.3.10. Arrêt des barres	260
IX.3.12.	Schémas de ferrailages :.....	262
IX.4.	Ferraillage des bouts de voiles :	263
IX.4.1.	Généralités :.....	263
IX.4.2.	Introduction au ferraillage des voiles :.....	264
IX.4.3.	Justifications sous sollicitations normales.....	265
IX.4.4.	Ferrailages des bouts de voiles selon axe Y _Y :.....	279
IX.4.5.	Aciers horizontaux :	297
IX.4.6.	Schémas de ferrailages :.....	300
Chapitre X:	Ferraillage de l'infrastructure :.....	310
X.1.	Introduction :	310
X.2.	Etude du voile périphérique:.....	310
X.2.1.	Introduction :.....	310
X.2.2.	Prédimensionnement	310
X.2.3.	Évaluation des charges	311
X.2.4.	Effort dans la dalle :	312

X.2.5.	Voile de deuxième sous-sol :.....	313
X.2.6.	Voile périphérique du premier sous-sol :	318
X.2.7.	Schémas de ferrailage des voiles périphériques :.....	322
X.3.	Etude des fondations.....	323
X.3.1.	Introduction :	323
X.3.2.	Choix du type de fondations :	324
X.3.3.	Choix du type de fondations :	324
X.3.4.	Radier Nervuré :.....	325
X.3.5.	Calcul des contraintes :	328
X.3.6.	Ferrailage du radier :	332
X.3.7.	Ferrailage des nervures :	338
X.3.8.	Ferrailage du Débord.....	341
Chapitre XI:	Conclusion générale :	344

Liste des figures

Figure.I.1.	Façade principale.....	2
Figure.I.2.	Vue de coté.....	2
Figure.I.3.	Coupe escalier en béton armé.....	4
Figure.I.4.	Diagramme contrainte-déformation à l'E.L.U.	6
Figure.I.5.	Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.S.	7
Figure.I.6.	Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'E.L.U.....	9
Figure.I.7.	Classification des sections transversales.	11
Figure.I.8.	Comportement des sections transversales.	13
Figure.II.1.	Type de profilé utilisé	16
Figure.II.2.	Vue en 3d de l'étage.....	16
Figure.II.3.	Vue en élévation du bâtiment coté long-pans	17
Figure.II.4.	Vue en élévation du bâtiment coté pignon :.....	17
Figure.II.5.	Configuration de la toiture	18
Figure.II.6.	Vent en long-pan	19
Figure.II.7.	Vent au pignon	19
Figure.II.8.	Vent V1 sur paroi verticale	21
Figure.II.9.	Zones d'actions sur toiture	22
Figure.II.10.	Vent v1 sur toiture.....	23
Figure.II.11.	Vent V2 sur toiture.....	23
Figure.III.1.	Disposition et nombre de pannes	27
Figure.III.2.	Surcharges d'entretien sur pannes.....	28
Figure.III.3.	Charges et angle appliqué sur les pannes	30
Figure.III.4.	Schéma statique des efforts selon les 2 axes.....	34
Figure.III.5.	Rajout d'appui a mi-travée de la panne.....	36
Figure.III.6.	Disposition des liernes	37
Figure.III.7.	Nombre et espacement des lisses	47
Figure.III.8.	Schémas des chargements climatiques sur lisses	48
Figure.III.9.	Dispositions des charges au déversement	52
Figure.III.10.	Répartition des charges sur potelet.....	54
Figure.III.11.	Surcharge d'entretien sur poutre secondaire	65

Figure.III.12.	Répartition des efforts du vent sur le bardage longpans	71
Figure.III.13.	Efforts agissant sur poutre de long-pan	71
Figure.III.14.	Les efforts de traction dans les tronçons de liernes.....	72
Figure.III.15.	Efforts en pignon agissant sur la structure	74
Figure.III.16.	Effort P décomposé	75
Figure.IV.1.	Phénomène de flambement	79
Figure.IV.2.	Phénomène de déversement	80
Figure.V.1.	Comportement des différents types d'assemblages.....	94
Figure.V.2.	Assemblage articuler entre une poutre et deux solives	95
Figure.V.3.	Assemblage semi-rigide entre un poutre et poteau	95
Figure.V.4.	Assemblage rigide entre 2 solive et poutre principal	96
Figure.V.5.	Exemples d'assemblages boulonnés	96
Figure.V.6.	Les dispositions des poutres	99
Figure.V.7.	Assemblage poteau poutre.....	100
Figure.V.8.	Disposition des boulons de la poutre principale 1	102
Figure.V.9.	Disposition des boulons de la poutre principal 1	103
Figure.V.10.	Disposition des boulons de la poutre principale de balcon	115
Figure.V.11.	Disposition des boulons de la poutre principal 2	119
Figure.V.12.	Disposition des boulon de la poutre secondaire	123
Figure.V.13.	L'attache de la diagonale 2UPN240 avec le poteau.....	127
Figure.V.14.	Les longueurs utiles des cordons de la soudure	129
Figure.V.15.	Schéma d'assemblage goussets-contreventements	132
Figure.V.16.	Connexion poteau – fondation par platine d'ancrage.....	134
Figure.V.17.	Vue en plans de la base de poteau	135
Figure.V.18.	Distributions des contraintes	136
Figure.V.19.	Pied de poteau	138
Figure.V.20.	Dimensions des tige d'ancrage.....	139
Figure.V.21.	Disposition des boulons D'ancrage.....	140
Figure.V.22.	Diagramme des contraintes	141
Figure.V.23.	les dimensions de tige d'ancrage.....	143
Figure.VI.1.	Exemple d'armatures de dalles.....	148
Figure.VI.2.	Dimensions de l'acrotère.....	154

Figure.VI.3.	Poteau central.	158
Figure.VI.4.	Poteau de rive	159
Figure.VI.5.	Poteau d'angle.	159
Figure.VI.6.	Schéma du voile	168
Figure.VII.1.	Schémas statique et dimensions de l'acrotère	171
Figure.VII.2.	Disposition des files d'armatures	172
Figure.VII.3.	Schéma de ferrailage de l'acrotère (coupe verticale)	176
Figure.VII.4.	Schéma de ferrailage de l'acrotère (coupe horizontale)...	176
Figure.VII.5.	Ferrailages des dalles pleines dans le sens principal.....	184
Figure.VII.6.	Ferrailages des dalles pleines dans le sens secondaire	184
Figure.VII.7.	Schéma statique de balcon	185
Figure.VII.8.	. Diagramme des efforts internes.....	186
Figure.VII.9.	Les différents éléments qui composent un escalier	189
Figure.VII.10.	Ferrailage des escaliers	198
Figure.VII.11.	Schéma de Ferrailage de la poutre palière.	203
Figure.VIII.1.	Graphique du spectre de réponse	208
Figure.VIII.2.	Vue en plans de RDC jusqu'au deuxième étage	214
Figure.VIII.3.	Vue en plans de 3 ème étage jusqu'au 9 ème étage	215
Figure.VIII.4.	Vue en plans de RDC jusqu'au 2 ème étage	220
Figure.VIII.5.	Vue en plans de 3 ème étage jusqu'au 9 ème étage	220
Figure.VIII.6.	Déplacements de la structure en fonction des modes.....	222
Figure.VIII.7.	Plan de la base jusque deuxième étage :	228
Figure.VIII.8.	Plan du 3em étage jusqu'au 9em étage	228
Figure.VIII.9.	Déplacements de la structure suivant chaque mode.....	230
Figure.IX.1.	Poteau de dimensions : 80x70.....	246
Figure.IX.2.	Poteau de dimensions : 75x65 cm ²	247
Figure.IX.3.	Poteau de dimensions : 70x60 cm ²	248
Figure.IX.4.	Poteau de dimensions : 65x55 cm ²	249
Figure.IX.5.	Poteau de dimensions : 60x50 cm ²	250
Figure.IX.6.	Arrêt des barres	260
Figure.IX.7.	Sollicitations sur voiles	264
Figure.IX.8.	Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	265

Figure.IX.9.	Définition d'un élément mur	265
Figure.IX.10.	Longueur de flambement des murs	266
Figure.IX.11.	Niveaux de vérifications.....	268
Figure.IX.12.	Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	270
Figure.IX.13.	Position et nomination des voiles :.....	278
Figure.IX.14.	Tableau vx5	296
Figure.IX.15.	Schéma correspondant au voile $V_y 1 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6$	300
Figure.IX.16.	Schéma correspondant au voile $V_y 2$ et 5	301
Figure.IX.17.	Schéma correspondant au voile $V_y 7, 8$ et 9 et 10.....	302
Figure.IX.18.	Schéma correspondant au voile $V_y 11$ ET 12 ET 13	303
Figure.IX.19.	Schéma correspondant au voile $V_y 14$	304
Figure.IX.20.	Schéma correspondant au voile $V_x 1$	305
Figure.IX.21.	Schéma correspondant au voile $V_x 2$	306
Figure.IX.22.	Schéma correspondant au voile $V_x 3$	308
Figure.IX.23.	Schéma correspondant au voile V_{x4}	309
Figure.X.1.	Charges appliquées sur le voile périphérique.....	311
Figure.X.2.	Ferraillage du radier général selon le sens principal	337
Figure.X.3.	Schémas de ferraillage des nervures respectivement selon le sens x-x et le sens y-y	340
Figure.X.4.	Schéma statique des débords.....	341
Figure.X.5.	Ferraillage du Débord.	343

Liste des tableaux

Tableau.I.1. Type des aciers.....	8
Tableau.II.1. Types et surfaces d'ouvertures	15
Tableau.II.2. Coefficients de pression extérieur V1 sur paroi verticale.....	21
Tableau.II.3. Vent V2 sur paroi verticale.....	22
Tableau.II.4. Coefficient de pression extérieure V2 sur paroi verticale	22
Tableau.II.5. coefficient de pression extérieur V1 sur toiture.....	23
Tableau.II.6. Coefficient de pression extérieur V2 sur toiture.....	24
Tableau.II.7. Valeur de pression appliqué par V1 sur les parois verticales	24
Tableau.II.8. Valeur de pression appliqué par V2 sur les parois verticales	25
Tableau.II.9. Valeur de pression appliqué par V1 sur les toitures	25
Tableau.II.10. Valeur de pression appliqué par V2 sur les toitures	25
Tableau.II.11. Coefficient d'ajustement des charges de forme de la toiture :.....	26
Tableau.III.1. Caractéristiques physiques du profilé.....	31
<i>Tableau.III.2.</i> Caractéristiques de Résistance du Profilé	31
Tableau.III.3. Caractéristiques physiques du Profilé de la panne sablière.....	41
Tableau.III.4. Caractéristiques de Résistance du Profilé de la panne sablière.....	42
Tableau.III.5. Caractéristique UPN 140.....	48
Tableau.III.6. Caractéristiques du profilé UPN180.....	50
Tableau.III.7. Caractéristiques du profilé IPE140.....	54
Tableau.III.8. Caractéristiques du Profilé HEA200	65
Tableau.III.9. Caractéristiques du profilé HEA200	69
Tableau.IV.1. Caractéristiques de la cornière L50x50x5.....	80
Tableau.IV.2. Caractéristiques de la cornière L80x80x10.....	81
Tableau.IV.3. Caractéristiques du UPN200	84
Tableau.IV.4. Vérification de flambements de palée de stabilité en long-pan (parois verticale)	86
Tableau.IV.5. Les caractéristiques de la cornière de 80x80x10.....	87
Tableau.IV.6. Tableau Vérification de flambements des palées en (X) cornière de 50x50x5 (toiture	88
Tableau.IV.7. Caractéristiques de poteau.....	88

Tableau.IV.8. Vérification de flambement composé	91
Tableau.IV.9. Caractéristique de la poutre principale.....	91
Tableau.IV.10. Vérification de déversements soumis à la flexion et à la compressions	92
Tableau.IV.11. Vérification de déversement soumise à la flexion simple.....	93
Tableau.IV.12. Caractéristiques de la poutre secondaire	93
Tableau.IV.13. Vérification de déversement soumis à la flexion simple.....	93
Tableau.V.1. Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons.	97
Tableau.V.2. Diamètre des boulons et leur aire de section.	98
Tableau.V.3. caractéristique des profilées	99
Tableau.V.4. les caractéristiques des profilées	109
Tableau.V.5. les caractéristiques des profilées	114
Tableau.V.6. Les caractéristiques des profilées	118
Tableau.V.7. Les caractéristiques des profilées	122
Tableau.V.8. L'épaisseur du cordon en fonction de l'épaisseur de la plus faible des pièces à assembler.....	129
Tableau.V.9. les coefficient de β_w et γ_{MW} selon les nuance d'acier.....	129
Tableau.V.10. Disposition des boulons d'ancrage.....	137
Tableau.VI.1. Dégression des surcharges	156
Tableau.VI.2. Choix des sections des poteaux centraux	165
Tableau.VI.3. Choix des sections des poteaux de rives	165
Tableau.VI.4. Choix des sections des poteaux d'angles	166
Tableau.VII.1. Tableau des efforts du panneau le plus défavorable	178
Tableau.VII.2. Ferrailage de la dalle plein.....	178
Tableau.VII.3. Tableau des efforts du panneau le plus défavorable	180
Tableau.VII.4. Tableau Vérification des contraintes à l'ELS	181
Tableau.VII.5. Augmentation de la section d'armature	181
Tableau.VII.6. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle pleine (<i>final</i>).....	181
Tableau.VII.7. Récapitulatif du calcul de les condition de la flèche de la dalle pleine	182
Tableau.VII.8. Récapitulatif du calcul de la flèche.....	183
Tableau.VII.9. Combinaison des charges :.....	185
Tableau.VII.10. Tableau des efforts internes	186
Tableau.VII.11. Ferrailage de balcon.....	187

Tableau.VII.12. Vérification des contraintes du balcon.....	188
Tableau.VII.13. Récapitulatif du calcul de les condition de la flèche de la dalle pleine ..	189
Tableau.VII.14. Evaluation des charges du palier.....	190
Tableau.VII.15. Evaluation des charges de la paillasse	191
Tableau.VII.16. Tableau récapitulatif des moments max de l'escalier	191
Tableau.VII.17. Répartition des charges sur la longueur de l'escalier	192
Tableau.VII.18. Ferrailage a la flexion simple en travée	192
Tableau.VII.19. Résumé du ferrailage	193
Tableau.VII.20. Tableau Vérification des contraintes à l'ELS	194
Tableau.VII.21. Tableau des nouvelles armatures	194
Tableau.VII.22. Tableau Vérification des contraintes à l'ELS	195
Tableau.VII.23. Récapitulatif du calcul des conditions de la flèche de l'escalier	195
Tableau.VII.24. Récapitulatif du calcul de la flèche	196
Tableau.VII.25. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers.....	197
Tableau.VII.26. Ferrailage de la poutre palière.	199
Tableau.VII.27. Condition de non fragilité poutre palière	200
Tableau.VII.28. Résumé des vérifications ELS de poutre palière	201
Tableau.VII.29. Nouvelles armatures des poutres palières	201
Tableau.VII.30. Résumé des vérifications ELS de poutre palière avec nouvelles armatures	201
Tableau.VII.31. Vérification effort tranchant de poutre palière.....	201
Tableau.VII.32. Vérification de la flèche de poutre palière	202
Tableau.VII.33. Armatures transversales de poutre palière	203
Tableau.VIII.1. Critère de qualité	213
Tableau.VIII.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	215
Tableau.VIII.3. Tableau la Période et les facteurs de participation massique du modèle initial :	216
.....	
Tableau.VIII.4. Les déplacements selon les modes	217
Tableau.VIII.5. Calcul de l'effort tranchant a la base	217
Tableau.VIII.6. Les déplacements selon l'axe x_x :	218
Tableau.VIII.7. Les déplacements selon l'axe y-y :	219
Tableau.VIII.8. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	221
Tableau.VIII.9. Tableau la Période et les facteurs de participation massique du modèle initial :	221
.....	

Tableau.VIII.10. Effort tranchant a la base	222
Tableau.VIII.11. Déplacement inter-étage selon y	223
Tableau.VIII.12. Déplacement inter-étage selon x	223
Tableau.VIII.13. Effet P- Δ selon x-x	225
Tableau.VIII.14. Effet P- Δ selon y-y	225
Tableau.VIII.15. Effort normal réduit du poteau central	226
Tableau.VIII.16. Effort normal réduit du poteau de rive	227
Tableau.VIII.17. Choix des sections de poteau pour le modèle 3.....	227
Tableau.VIII.18. Tableau la Période et les facteurs de participation massique du modèle initial :	229
Tableau.VIII.19. Effort tranchant a la base	230
Tableau.VIII.20. Déplacement inter-étage selon x-x	231
Tableau.VIII.21. Déplacement inter-étage selon y-y	231
Tableau.VIII.22. Valeur de P-- Δ selon x-x	233
Tableau.VIII.23. Effet de P- Δ selon y-y	233
Tableau.VIII.24. Effort normal réduit	234
Tableau.VIII.25. Les différents facteurs de comportement.....	235
Tableau.VIII.26. Justification de pourcentage des poids propre de la structure sur les voiles et des poteaux :	235
Tableau.VIII.27. Pourcentages des efforts tranchants dans le sens X (Modèle final)	236
Tableau.VIII.28. Pourcentages des efforts tranchants dans le sens Y (Modèle final)	236
Tableau.VIII.29. Participation des éléments resistant en charpente métallique.....	237
Tableau.IX.1. Définitions des paramètres du béton utilisé	238
Tableau.IX.2. Sections de poteau de l'ouvrage.....	240
Tableau.IX.3. Ferrailage a l'ELU	240
Tableau.IX.4. Ferrailages selon la combinaison « $0.8G \pm E$ ».....	241
Tableau.IX.5. Ferrailages selon la combinaison « $G + Q \pm E$ »	241
Tableau.IX.6. Choix d'armatures	242
Tableau.IX.7. Vérifications ELS cas N-max M-corr	243
Tableau.IX.8. Vérifications ELS cas N-corr M-max	243
Tableau.IX.9. Vérification de l'effort tranchant	244
Tableau.IX.10. Armatures transversales et espacements	246
Tableau.IX.11. Moments Max au ELU	252

Tableau.IX.12. Moment max a 0.8G+EX	252
Tableau.IX.13. Moment max a 0.8G-Ex	253
Tableau.IX.14. Moment max a 0.8G+Ey	253
Tableau.IX.15. Moment max a 0.8G-Ey	254
Tableau.IX.16. Moment max a G+Q+Ex	254
Tableau.IX.17. Moment Max a G+Q+Ey	255
Tableau.IX.18. Tableau récapitulatif du moment max considéré	255
Tableau.IX.19. Ferrailage des poutres	255
Tableau.IX.20. Vérification de la condition de non fragilité	256
Tableau.IX.21. Vérification a l'ELS	257
Tableau.IX.22. Vérification de l'effort tranchant	257
Tableau.IX.23. Armatures transversales	258
Tableau.IX.24. Armatures de peau.....	259
Tableau.IX.25. Calcul de D exact	259
Tableau.IX.26. Influence de l'effort tranchant au appuis.....	260
Tableau.IX.27. Arrêt de barre dans la poutre principale	261
Tableau.IX.28. Arrêt de barres dans la poutre secondaire	261
Tableau.IX.29. Schémas de ferrailage des poutres principales respectivement en travée et en appui	262
Tableau.IX.30. Schémas de ferrailage des poutres secondaires respectivement en travée et en appui	262
Tableau.IX.31. Valeurs de (l/l)	266
Tableau.IX.32. Calcul de $\sigma_{u\ lim}$	267
Tableau.IX.33. Aciers verticaux et horizontaux	268
Tableau.IX.34. Aciers transversaux	269
Tableau.IX.35. Aciers supplémentaires	273
Tableau.IX.36. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....	275
Tableau.IX.37. Calcul des armatures verticales de l'exemple	276
Tableau.IX.38. Tableau vy1	279
Tableau.IX.39. Tableau vy2	280
Tableau.IX.40. Tableau vy3	281
Tableau.IX.41. Tableau vy4	282
Tableau.IX.42. Tableau vy5	283

Tableau.IX.43. Tableau vy6	284
Tableau.IX.44. Tableau vy7	285
Tableau.IX.45. Tableau vy8	286
Tableau.IX.46. Tableau vy9	287
Tableau.IX.47. Tableau vy10	287
Tableau.IX.48. Tableau vy11	288
Tableau.IX.49. Tableau vy12	289
Tableau.IX.50. Tableau vy13	290
Tableau.IX.51. Tableau vy14	291
Tableau.IX.52. Tableau vx1	292
Tableau.IX.53. Tableau vx2	293
Tableau.IX.54. Tableau vx3	294
Tableau.IX.55. Tableau vx4	295
<i>Tableau.IX.56. Calcul des aciers horizontaux des voiles selon le sens (x-x).....</i>	<i>297</i>
<i>Tableau.IX.57. Calcul des aciers horizontaux des voiles selon le sens (x-x).....</i>	<i>298</i>
<i>Tableau.IX.58. Calcul des aciers horizontaux des voiles (y-y)</i>	<i>299</i>
Tableau.X.1. Moments considéré pour le voile périphérique	313
Tableau.X.2. Ferrailage de la dalle plein	314
Tableau.X.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	317
Tableau.X.4. Tableau récapitulatif des nouvelles sections :	317
Tableau.X.5. tableau récapitulatif des résultats des nouvelles sections :	317
Tableau.X.6. Ferrailage de la dalle plein	318
Tableau.X.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	321
Tableau.X.8. Tableau récapitulatif des nouvelles sections :	321
Tableau.X.9. Tableau récapitulatif des résultats des nouvelles sections :	322
Tableau.X.10. Ferrailage du voile périphérique sous sol 2 $H_2=6,80$ m	322
Tableau.X.11. Ferrailage du voile périphérique sous-sol 1 $H_1=3,40$ m.....	323
Tableau.X.12. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	325
Tableau.X.13. Chois la hauteur de nervure.	327
Tableau.X.14. Contraintes sous le radier à l'ELU	329
Tableau.X.15. Contrainte sous le radier a l'ELS.....	329
Tableau.X.16. Contraintes sous le radier à l'ELU après ajout du débord	330

Tableau.X.17. Contraintes sous le radier à l'ELS après ajout du débord	330
Tableau.X.18. Résultats de calcul de la stabilité du radie	332
Tableau.X.19. Schéma montrant les différents panneaux de différentes dimensions dans notre radier.....	334
Tableau.X.20. Tableau des coefficient l_x/l_y	334
Tableau.X.21. Calcul des moments à l'ELU.	335
Tableau.X.22. Calcul des moments à l'ELS.	335
Tableau.X.23. Ferrailage des panneaux du radier	336
Tableau.X.24. Vérification des contraintes.	336
Tableau.X.25. Vérification des contraintes. Apres augmentation des sections	337
Tableau.X.26. Ferrailage des nervures.....	338
Tableau.X.27. Vérification des contraintes	338
Tableau.X.28. Ferrailage de débordements.....	341
Tableau.X.29. Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier	342
Tableau.X.30. Augmentation des sections d'aciers et re-vérification de l'ELS	342

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et généralités :

I.1. Introduction :

Ce projet a pour but d'étudier un ouvrage R+9+2Sous-sols à usage d'hôtel comportant une structure principale en béton ainsi qu'un ouvrage en charpente métallique se situant sur la terrasse de l'ouvrage.

Afin d'avoir une étude exacte et réaliste des charges appliquées sur les éléments porteurs en béton, on procédera d'abord à l'étude totale de l'ouvrage en charpente métallique pour enfin aboutir sur l'étude de la partie en béton armée.

Avant de procéder à l'aspect économique, il faut pour cela faire l'étude détaillée de la structure des deux bâtiments.

I.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

La structure étudiée est un hôtel constitué de deux sous-sols, d'un rez de chaussée ainsi que 9 étages et un hangar métallique.

I.2.1. Dimensions en élévations :

- Hauteur totale du bâtiment (avec le hangar) : 37.30m.
- Hauteur d'étage courant: 3,23m.
- Hauteur du rez de chaussée : 3.40m
- Hauteur sous-sol :3.40m

I.2.2. Dimension en plans :

- La structure est de forme majoritairement rectangulaire avec quelques décrochements.
- Surface totale de la structure : 1115.01 m²
- Largeur en plans : 47.65 m
- Longueur en plans : 23.4 m

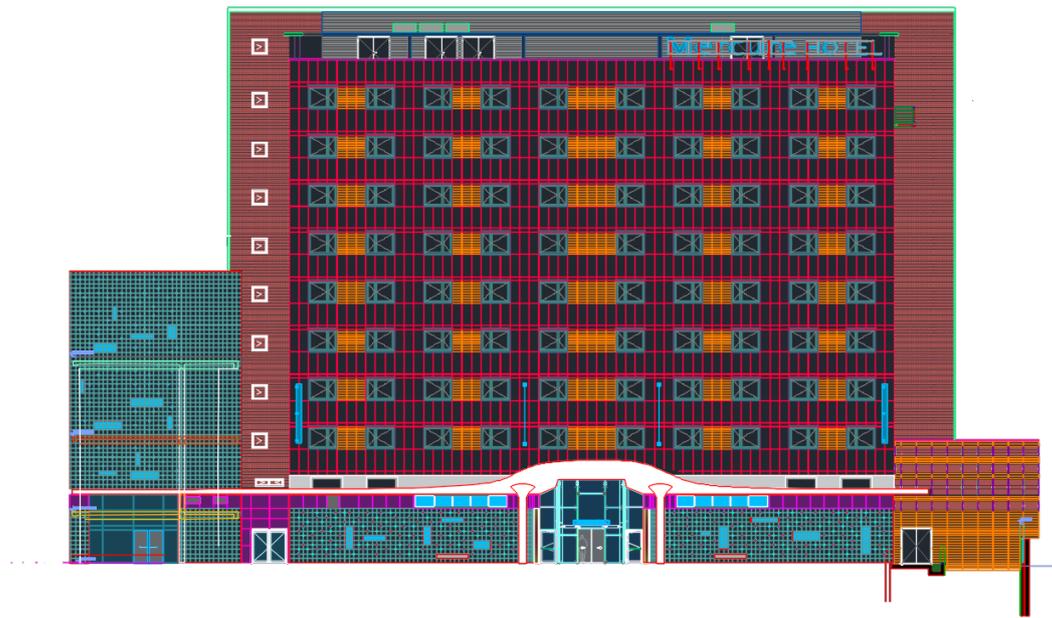


Figure.I.1. Façade principale

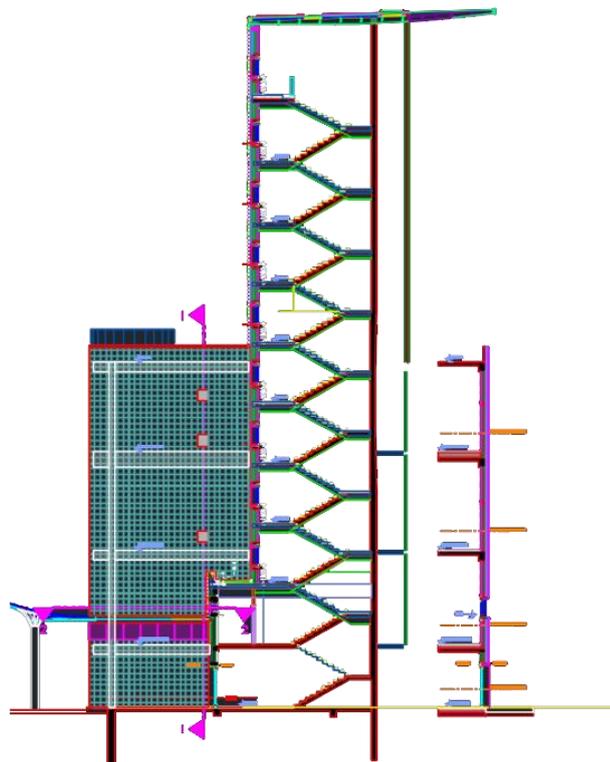


Figure.I.2. Vue de coté

I.2.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003[1] comme zone de forte sismicité (zone III).
- Selon RPA 99/Version 2003[1] l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du $\sigma_{sol} = 0,25\text{MPa}$.

I.3. Conception :

La conception est une étape stratégique et très importante dans un projet de bâtiment, c'est l'instrument qui permet de faire les choix architecturaux pour assurer le confort (thermique, acoustique éclairage... etc.) et faire les choix sur les systèmes constructifs du bâtiment pour assurer la stabilité de la structure en tenant compte de l'économie du projet et de la disponibilité des matériaux et des techniques de construction.

I.4. Structure en béton armé :

I.4.1. Ossature :

Notre ouvrage est constitué d'un portique (poteau poutre) en béton armé contreventé par des voiles.

I.4.2. Les planchers :

Vue leurs formes géométriques, leurs usages ainsi que leurs grandes portées, on a opté pour un seul type de plancher : Dalle pleine.

On distingue deux types de plancher pour cette structure :

I.4.2.A. Plancher terrasse :

- Gravillon de protection.
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.
- Liège (isolant).
- Plancher corps creux.
- Enduit en plâtre.

I.4.2.B. Plancher étage courant :

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Plancher corps creux.
- Enduit en plâtre.
- Cloison de distribution.

I.4.3. Escalier :

Le bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés, il est composé de deux volées en béton armé et un palier de repos soutenue par une poutre palière.

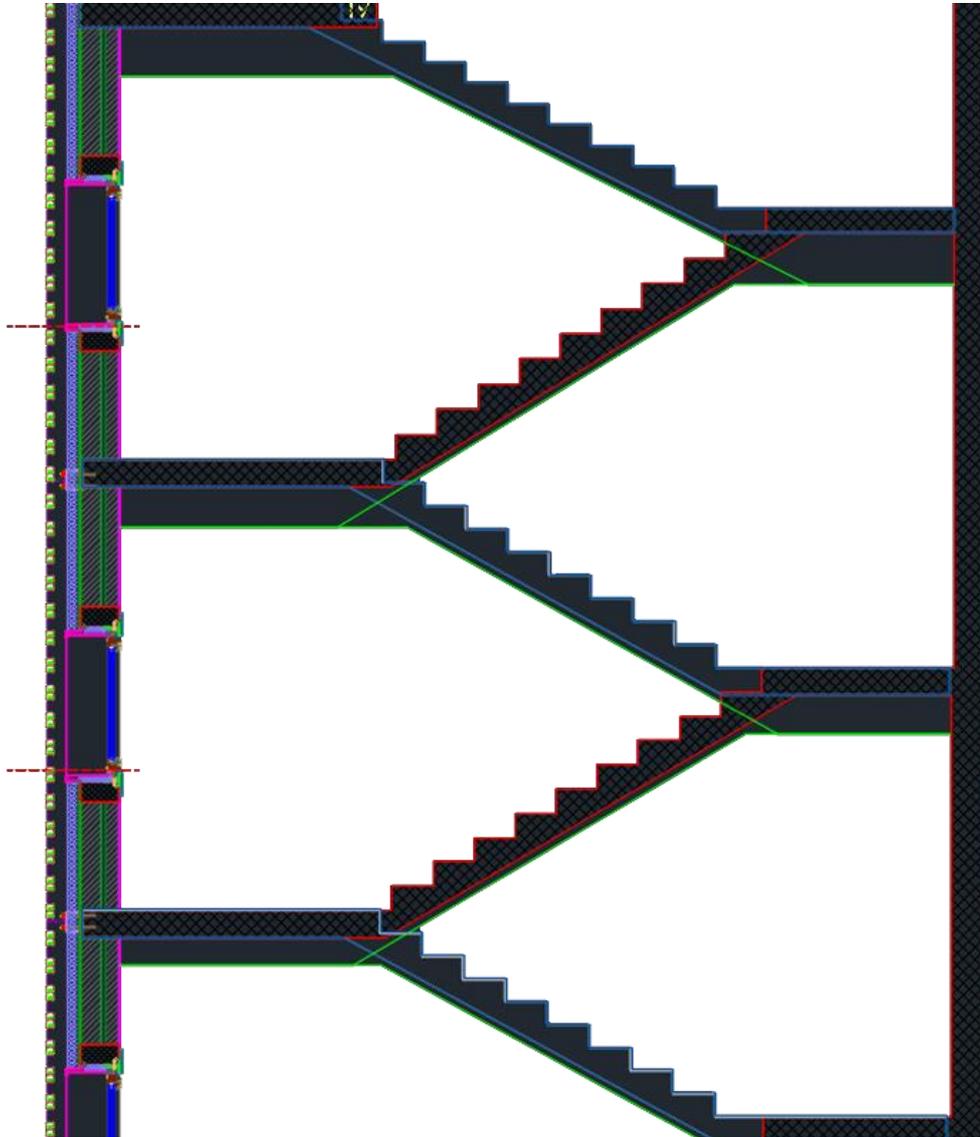


Figure.I.3. Coupe escalier en béton armé.

I.4.4. Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en:

- Murs extérieurs : en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une lame d'air de 5cm séparant les briques creuses de 15cm et de 10cm.
- Murs intérieurs : une seule cloison d'épaisseur de 10 cm avec brique creuse de 10cm.

I.4.5. Les fondations :

Les fondations sont les parties ensevelies de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol. Leur travail consiste donc à transmettre les différentes charges de la superstructure, et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

I.4.6. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

I.4.6.A. Béton :

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant d'une manière homogène et dans des proportions convenables les ingrédients suivants :

- Ciment.
- Granulats.
- Eau de gâchage.

A.1. Caractéristiques physique et mécanique du béton :

A.1.1. Composition du béton :

Cette composition est donnée à titre indicatif. La composition classique probable pour 1 m³ de béton ordinaire est la suivante :

- 350 kg de ciment CPA 32,5.
- 400 l de sable $D_g \leq 5$ mm
- 800 l de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25$ mm
- 175 l d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps.

A.1.2. Résistance du béton :

- **Résistance du béton à la compression:**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, (généralement à 28 jours). Cette valeur est déterminée par des essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section, de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour notre étude on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 30MPa.

Donc, on a : $f_{c28} = 30$ MPa

• **Résistance à la traction :**

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

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une caractéristique à la compression $f_{c28} = 30$ MPa et à la traction $f_{t28} = 2,4$ MPa.

A.2. Les contraintes limites de calcul :

A.2.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$ (cas des situations durables ou transitoires)..... $f_{bu} = 17$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ (cas des situations accidentelles)..... $f_{bu} = 22.17$ MPa

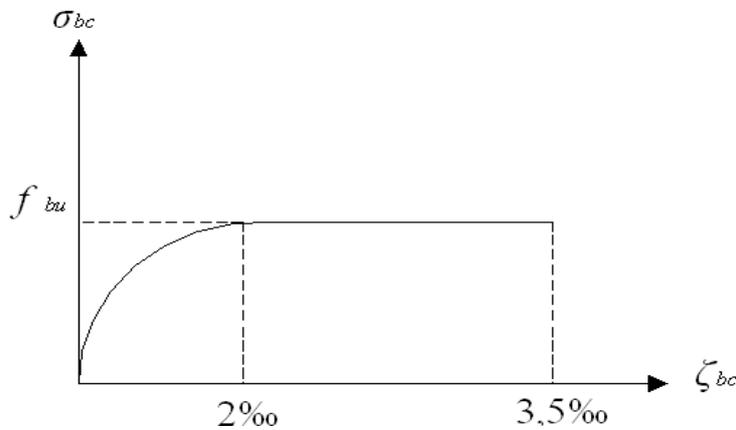


Figure.I.4. **Diagramme contrainte-déformation à l'E.L.U.**

A.2.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue. Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} (\text{MPa})$$

Pour $f_{c28} = 30\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 18 \text{MPa}$.

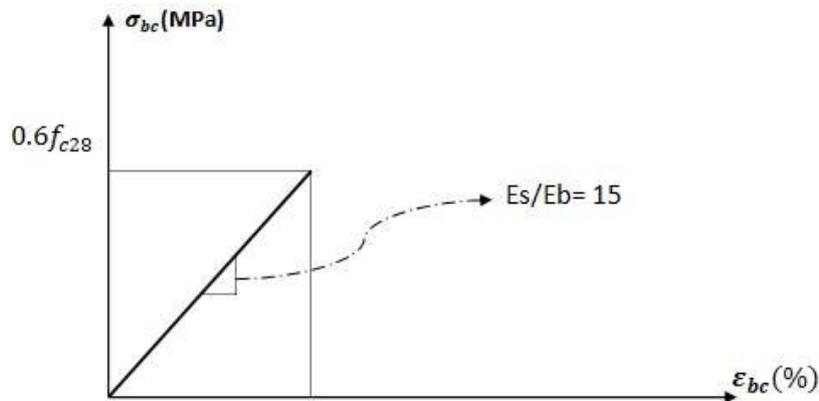


Figure.I.5. Diagramme contraintes déformations du béton à l'E.L.S.

A.3. Module de déformation longitudinale:

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue ou de courte durée d'application, il est sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal ».

A.3.1. Module de déformation instantané « Eij »:

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures. Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \epsilon$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{(f_{cj})}$$

A.3.2. Module de déformation différé « Evj »:

Pour les charges de longue durée d'application. Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \epsilon$) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{(f_{cj})}$$

Pour notre cas: $f_{c28} = 30 \text{MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 34179.56 \text{MPa} \\ E_{vj} = 11469.76 \text{MPa} \end{cases}$

A.4. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale

- E.L.U : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

A.5. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25\text{kN/m}^3$

I.4.6.B. Aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction ainsi qu'une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise, il peut être sujet à des dégradations dues à la corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

B.1. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie « f_e ». La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 F_eE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	$TL50 \Phi > 6\text{mm}$ $TL50 \Phi \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau.I.1. Type des aciers.

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

B.1.2. Module d'élasticité des aciers :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; sa valeur est fixe quel que soit la nuance de l'acier à :

$$E_s = 2.1 * 10^5 \text{ MPa}$$

B.1.3. Contrainte de calcul:

- **E.L.U :**

σ_s = Contrainte de l'acier à l'E.L.U

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1.5 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Rond lisse = $f_e = 235 \text{ MPa} = \begin{cases} \sigma_s = 204.34 \text{ MPa sit. durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa sit. accidentelle} \end{cases}$
- Haute adhérence (H.A) = $f_e = 500 \text{ MPa} = \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa sit. durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa sit. accidentelle} \end{cases}$

• **E.L.S :**

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta\right) \text{ MPa}$
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \min\left(\frac{1}{3} f_e ; 110 \eta\right) \text{ MPa}$

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1.0 \text{ pour les aciers ronds - lisses} \\ 1.6 \text{ pour les aciers H.A} \end{cases}$$

B.1.4. Allongement de rupture :

ϵ_s = allongement de l'acier à l'E.L.U égale à 10‰.

B.1.5. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU :

- σ_s = contrainte de l'acier.
- γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.
- ϵ_s = allongement relatif de l'acier.

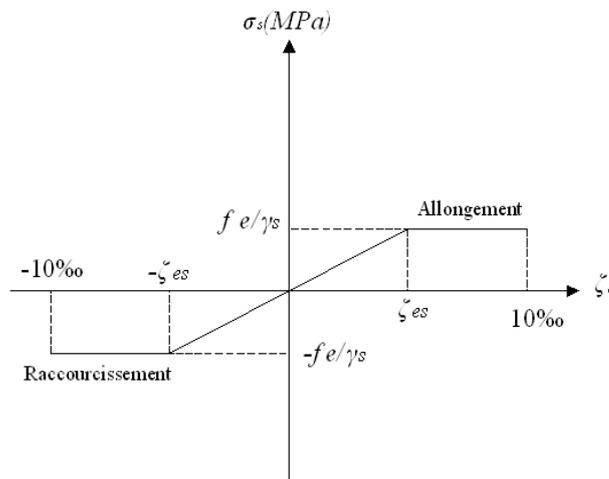


Figure.I.6. Diagramme contrainte-déformations de l'acier à l'E.L.U.

I.5. Structure en charpente métallique:

I.5.1. Ossature :

L'ouvrage est constitué d'un portique poteau poutre en profilées laminés contreventée par des palées triangulées

I.5.2. Interaction avec la dalle du plancher terrasse:

Vu l'importance des efforts verticaux agissant sur les plancher, La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs qui permettent de développer le comportement mixte entre le poteau en acier et le béton. Dans notre cas, on utilise des tiges d'ancrage.

I.5.3. Caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques des aciers utilisés pour notre construction sont :

L'acier utilisé pour les profilés de la structure, est de nuance S235 laminées à chaud :

- Résistance limitée d'élasticité
- Module d'élasticité longitudinale
- Module de cisaillement.

I.5.4. Moyens d'assemblages :

On utilisera qu'un seul type d'assemblage qui est l'assemblage boulonné qui sera assuré par des boulons H.R (haute résistance) de classe 8-8 à serrage contrôlé dans les encastremets.

I.5.5. Indications générales sur l'Eurocode 3 [2] :

L'Eurocode3 [2] S'applique à la conception et au calcul des structures en acier, cet Eurocode ne définit que les exigences de résistance, d'aptitude au service et de durabilité des structures, d'autres exigences, telles que l'isolation phonique ou thermique, par exemple, ne sont pas traitées dans ce code.

L'exécution n'est traitée que dans la mesure où, pour satisfaire les hypothèses de calcul adoptées dans ces règles, il est nécessaire de préciser la qualité des matériaux et produits de construction qu'il convient d'utiliser, ainsi que les niveaux de qualité de réalisation sur site, en générale, les règles concernant l'exécution et la qualification doivent être considérée comme étant des exigences minimales qui peuvent devoir être développées par la suite pour des natures de construction et procédés d'exécution particuliers.

I.5.6. Classification des sections transversales :

Lorsque l'on utilise une analyse globale plastique, les éléments doivent être capables de former des rotules plastiques ayant une capacité de rotation suffisante pour permettre la nécessaire redistribution des moments fléchissant.

Lorsque l'on utilise une analyse globale plastique, les éléments peuvent avoir des sections transversales de n'importe quelle classe, à condition que le calcul de ces éléments prenne en compte la limitation éventuelle de la résistance de la section par le voilement local.

I.5.7. Classification :

Quatre classes de sections transversales sont définies :

a. Classe 1

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

b. Classe 2

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

c. Classe 3

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

d. Classe 4

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

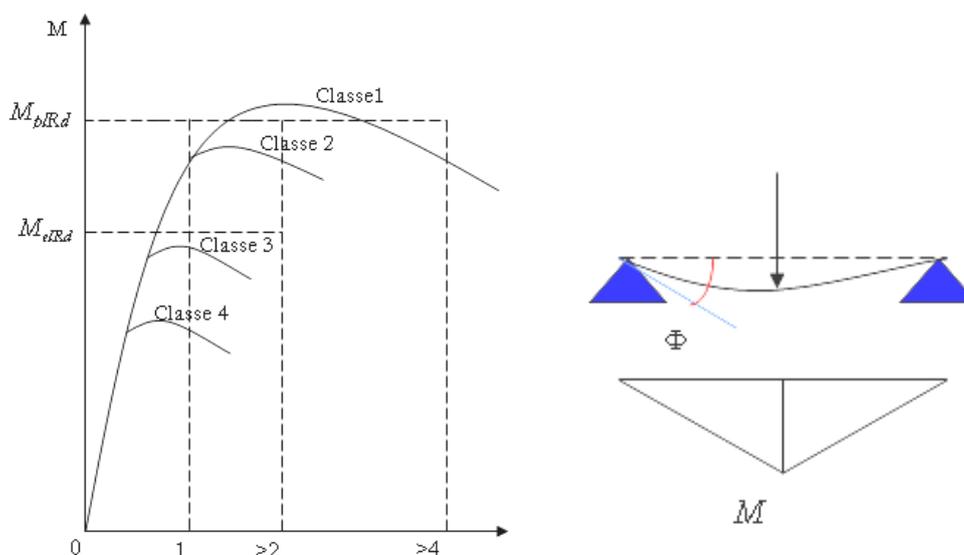


Figure.I.7. Classification des sections transversales.

M_{pIRd} : moment à l'état plastique réduit.

M_{eIRd} : moment à l'état élastique réduit.

Φ_p : rotation.

Les réductions de la résistance dues aux effets de voilement local des sections transversales de classe 4 peuvent être prises en compte à l'aide de la méthode des largeurs efficaces.

- Le classement d'une section transversale dépend des dimensions de chacun de ses parois comprimées.

- Les parois comprimées à considérer dans une section transversale comprennent toute paroi totalement ou partiellement comprimée par l'effort axial et u le moment fléchissant présent dans la section sous le cas de charge considéré.
- Les différentes parois comprimées d'une section transversale (telle qu'une âme ou une semelle) peuvent en générale, être de classe Différentes.
- La classe d'une section transversale est normalement, la classe la plus haute ' la plus défavorable) de ses parois comprimées.
- En alternative le classement d'une section transversale peut être défini en mentionnant à la fois la classe de la semelle et celle de l'âme.
- Il convient de tirer les proportions limites de parois comprimées pour les classes 1.2 et 3 dutableau 5.3.1 de l'Eurocode 3 [2] par contre il a lieu de considérer de classe 4 toutes parois dont les proportions sont au-delà de limite de la classe 3.

I.5.8. Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique :

- Lorsque l'on utilise une analyse globale élastique, le rôle de la classification des sections transversale est d'identifier à quel niveau la résistance d'une section transversale est limitée par sa résistance au voilement local.
- Si toutes les parois comprimées d'une section transversale sont de classe 2, cette section peut être considérée comme capable d'atteindre son moment de pleine résistance plastique.
- Si toutes les parois comprimée d'une section transversale sont de classe 3. La résistance de celle-ci peut être fondée sur une répartition élastique des contraintes dans la section ces contraintes étant plafonnées à la limite d'élasticité dans les fibres extrêmes.
- Dans le cas d'une section transversale de classe 3 pour laquelle la limite d'élasticité est d'abord atteinte dans la fibre extrême tendue, Les réserves plastiques de la zone tendu de la section peuvent être utilisées, au moyen de la méthode présentée dans ENV 1993-1-3EUROCODE3 [2] : partie 1.3, pour déterminer sa résistance.
- Dans le projet d'ENV1993-1-3 Eurocode 3[2] : partie 1.3 de janvier 1991, la méthode présentée peut être rapportée de la manière suivante. Dans une section de classe 3, lorsque la limite d'élasticité f_y est d'abord atteinte dans la fibre tendue, les réserves plastiques de la zone tendue peuvent être utilisées jusqu'à ce que la contrainte dans la fibre comprimée atteigne à son tour f_y (résistance élastine plastique de la section).ces réserves augmentent la résistance de calcul de la section qui demeure néanmoins en classe 3, notamment dans le cadre de l'analyse global.
- Le calcul de la résistance de la section implique normalement un processus itératif pour déterminer la hauteur plastifiée de la zone tendue conduisant à f_y dans la fibre comprimée, dans le cas de la flexion composée, on pourra déterminer le moment résistant en présence de l'effort axial fixé à sa valeur de calcul N_{sd} .

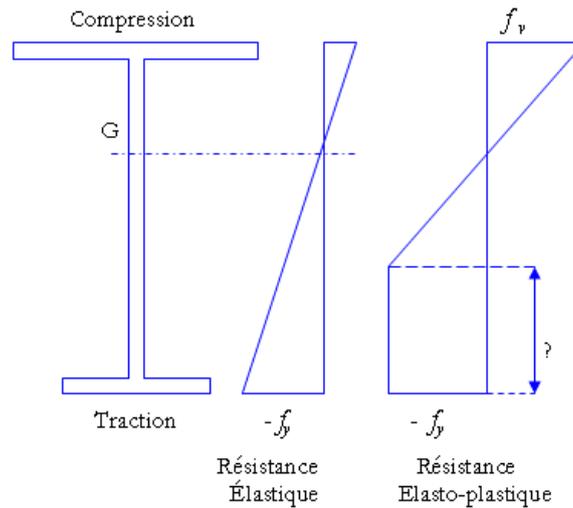


Figure.I.8. Comportement des sections transversales.

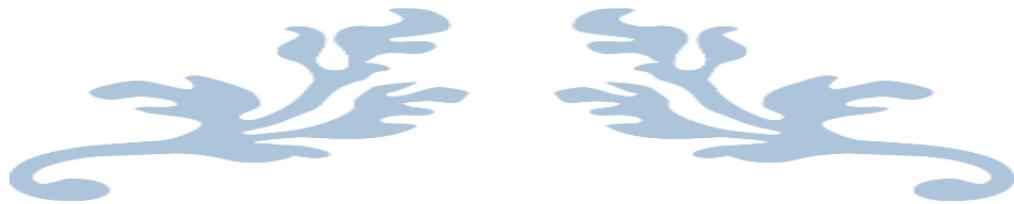
- En alternative, la résistance d'une section transversale comportant une semelle comprimée de classe 2 mais une âme de classe 3 peut être déterminée en traitant l'âme comme une âme efficace de classe 2, avec une aire efficace réduite, en utilisant la méthode présentée dans L'ENV 1994-1-1 EUROCODE 4 [3] : partie 1.1
- Lorsque l'une quelconque des parois comprimées d'une section transversale est de classe 4, cette section doit être calculée comme de classe 4.

I.5.9. Principe de calcul :

Le calcul de la structure comporte une étude élémentaire qui concerne les éléments individuels (lisse, panne, potelet...etc.) et globale qui concerne le système constructif. Pour le calcul de chacun des éléments constituant notre salle, on procédera de la façon suivante:

- Evaluation des charges appliquées sur les éléments puis la recherche de la combinaison la plus défavorable en appliquant le règlement en vigueur EU-ROCODE 3[2].
- Prédimensionnement des éléments suivant la condition de rigidité ou l'élanement général.
- Vérification de la résistance, la stabilité et de la rigidité en se basant sur les formules de la résistance matériau (RDM) et les différentes règles.
- La vérification consiste à s'assurer qu'en aucun point, la contrainte ne dépasse pas la limite élastique et que la flèche ne dépasse pas la limite de déformation.
- Finalement l'étude permet de réaliser un bâtiment d'habitation avec des mesures respectées ainsi que la vérification des conditions suivantes:
 - La stabilité.
 - La résistance.
 - Le confort.

Première partie :



Étude de
l'ouvrage en
charpente
métallique

Chapitre II: Evaluation des actions climatiques sur la structure :

II.1. Introduction :

Ce chapitre se concentrera sur le calcul des valeurs des surcharges climatiques appliquées sur notre structure (étage en charpente métallique) qui se situe au sommet de notre bâtiment afin de dimensionner les différents éléments qui constituent cet ouvrage.

II.2. Les caractéristiques de l'étage :

L'étude consiste à réaliser un hangar en charpente métallique.

- Site d'implantation : Alger (Aïn-El-Benian)
- Site plat
- Altitude par rapport au niveau de la mer plus la hauteur de bâtiment en béton 63 m.
- Type de couverture : tôle TN40.
- Type de bardage : tôle TR35.

Les dimensions :

- Longueur total : $b=35$ m.
- Largeur totale : $d=13.6$ m.
- Hauteur tête poteau : $h=4.5$ m.
- Pente du versant : $p=3.5$
- Espacement des portiques : $e=7.5$ m.
- Espacement des portiques : $e=4.3$ m.

Type et surfaces d'ouvertures :

Pignon			Long pan	
Type	Nombre	Surface (cm ²)	Nombre	Surface (cm ²)
Portes	1	1.76	4	6
Fenêtres	0	0	0	0

Tableau.II.1. Types et surfaces d'ouvertures

Type de profilé utilisé :

Désignation	Profilé
Poteau	HEA
Poutre principale	IPE
Poutre secondaires	IPE
Traverse du portique	IPE
Sablière	HEA
Potelet	IPE
Panne	IPE
Lisse	UPN
Stabilité verticale	D-UPN
Stabilité horizontal	L

Figure.II.1. Type de profilé utilisé

Vue en 3D de l'étage :

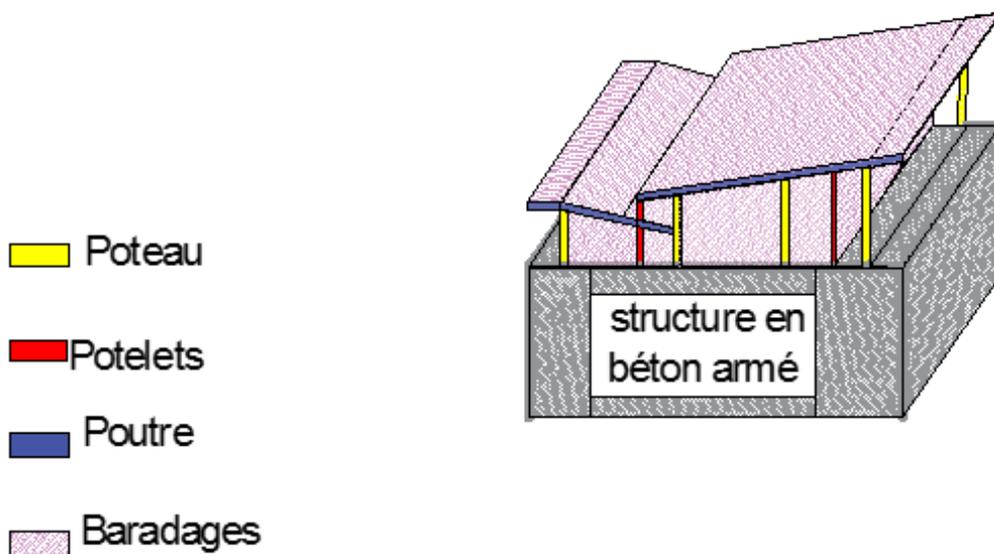


Figure.II.2. Vue en 3d de l'étage

Vue en élévation du bâtiment coté long-pans

Ouvertures présentes : 4 portes de 2 m × 3 m.



Figure.II.3. Vue en élévation du bâtiment coté long-pans

Vue en élévation du bâtiment coté pignon :

Ouvertures présentes : 1 portes de 0.8 m × 2.2 m.

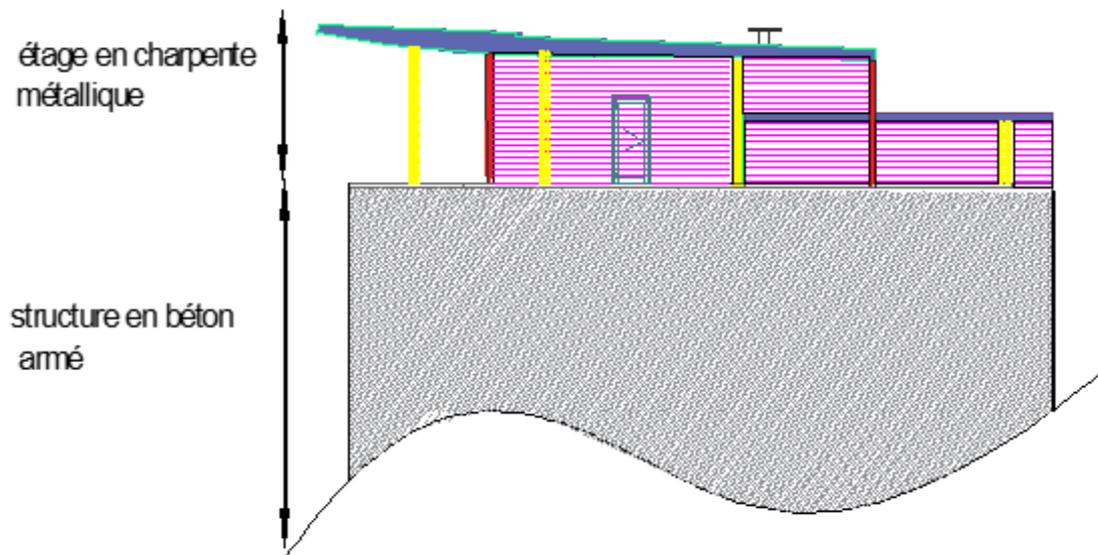


Figure.II.4. Vue en élévation du bâtiment coté pignon :

II.3. Calcul des effets du vent :

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Les estimations de l'effet du vent se feront en appliquant le règlement neige et Vent « RNV 99(dtr – b.c – 2.4.7)».

Il s'agit de déterminer l'action des vents perpendiculaires s'exerçant sur le bâtiment industriel en structure métallique avec :

$$\begin{cases} \text{long – pan sous l'action de } v_1 \\ \text{pignon sous l'action de } v_2 \end{cases}$$

II.3.1. Données relatives au site :

- Wilaya D'Alger
- Site plat « $ct(z)=1$ »
- Catégorie de terrain I : $k_t = 0.17$, $z_0 = 0.01m$, $z_{min} = 2m$, $\varepsilon = 0.11$
- Zone de vent I : $V_{ref} = 25 \frac{m}{s}$, $q_{ref} = 375 \frac{n}{m^2}$, $q_{temp} = 270 \frac{n}{m^2}$

Etant donné de la forme peu commune de la toiture, on considère notre hangar comme étant un hangar à toiture plate de dimensions : (et ce que pour l'étude du vent)

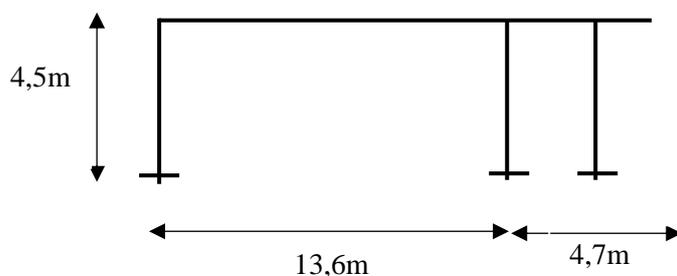


Figure.II.5. Configuration de la toiture

II.3.2. Détermination de coefficient dynamique c_d :

On calcule le coefficient dynamique pour chaque direction de vent considéré

II.3.2.A. Direction v_1 long pan :

(On utilise la figure 3.2 donnée au chapitre 03 rnv99)

- $H_t=4.5m$
- $B=35m$

$$C_d= 0.908$$

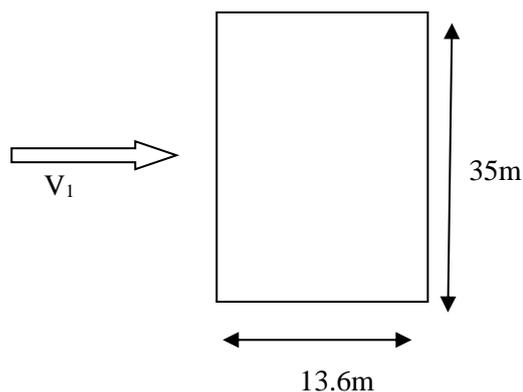


Figure.II.6. Vent en long-pan

II.3.2.B. Direction v2 au pignon :

On utilise la figure 3.2 donnée au chapitre 03 rnv99

- $H_t=4.5m$
- $B=13.6m$

$$C_d=0.95$$

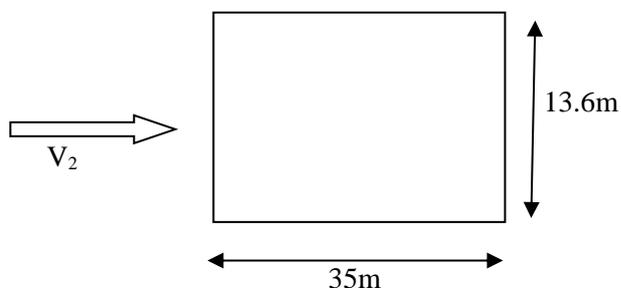


Figure.II. t au pignon

Remarque :

La structure sera donc considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions de vent. Le coefficient d'exposition sera calculé à l'aide de la formule (2.13 chapitre 02 §3.3.2) car c_d est inférieur 1.2 (chapitre 1 §3.2)

II.3.3. Détermination de pression dynamique q_{dyn} :

D'après le règlement rnv99 la hauteur totale de bâtiment est inférieure de dix mètre $h_t < 10m$

Donc on considère la construction comme un seul élément par subdivision avec :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} * c_e(z)$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée
- En fonction de la zone du vent. $q_{ref} = 375 \text{ n/m}^2$
- c_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (c_r), et du coefficient de topographie (c_t).
- Z_j = hauteur de référence = 6.7m

II.3.4. Coefficient de rugosité c_r :

Le coefficient de rugosité $c_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est donné ci-dessus (chapitre 02, formule 2.15)

$$Z_{min} \leq Z \leq 200 \Rightarrow C_r = K_t \times \ln \frac{Z}{Z_0}$$
$$C_r = 1.04$$

II.3.5. Coefficient de topographe c_t :

Le coefficient de topographie $c_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels les collines les dénivellations isolées etc. Notre construction se situe dans un site plat ce qui vaut $c_t(z) = 1$

II.3.6. Coefficient d'exposition c_e :

Le coefficient d'exposition au vent $c_e(z)$ tient compte des effets de rugosité de terrain, de la topographie du site et la hauteur au-dessus du sol, dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, $c_e(z)$ sera donné par la formule :

$$c_e = c_t(z)^2 * c_r(z)^2 * \left[1 + \frac{7k_t}{c_t(z) * c_r(z)} \right]$$
$$c_e = 1^2 * 1.04^2 * \left[1 + \frac{7 * 0.17}{1 * 1.04} \right] = 2.32 \text{ et } z = 4.5\text{m}$$

II.3.7. Valeur de la pression dynamique :

La pression dynamique est donné ci-dessous (chapitre 2 formule 2.12)

$$q_{dyn} = 375 * 2.32 \text{ avec } z = 4.5\text{m} , q_{dyn} = 869.7\text{n/m}^2$$

II.3.8. Coefficient de pression extérieur c_{pe} :

Le coefficient de pression extérieur c_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- B : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- D : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{cases} c_{pe} = c_{pe1} & \text{si } s \leq 1m^2 \\ c_{pe} = c_{pe1} + (c_{pe10} - c_{pe1}) * \log(s) & \text{si } 1m^2 \leq s \leq 10m^2 \\ c_{pe} = c_{pe10} & \text{si } s \geq 10m^2 \end{cases}$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

II.3.8.A. Parois verticales :

A.1. Sens V1 :

On utilise les formules et la figure 5.1 (cas de $d < e$) pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs des coefficients c_{pe} , avec :

- $b = 13.6$ m
- $h = 4.5$ m
- $ht = 4.5$ m
- $D = 35$ m
- $E = \min [b, 2 * ht] = 9$ m

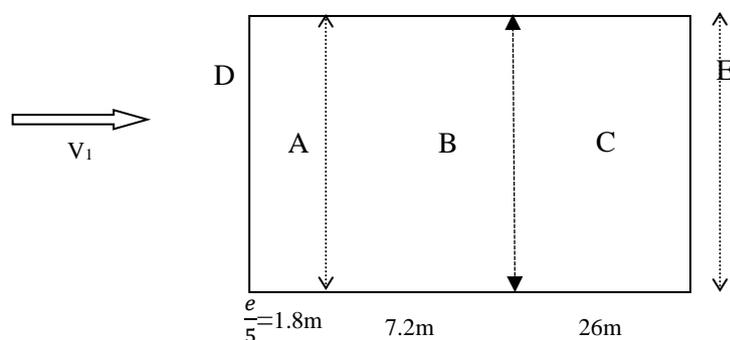


Figure.II.8. Vent V1 sur paroi verticale

Détermination de coefficient de pression extérieure :

Zone	Surface(m ²)	Cas de CPE	C_{pe}
A	8.1	$1 \leq s \leq 10$	-1.02
B	32.4	$S > 10$	-0.8
C	117	$S > 10$	-0.5
D	49.5	$S > 10$	+0.8
E	49.5	$S > 10$	-0.3

Tableau.II.2. Coefficients de pression extérieure V1 sur paroi verticale

A.2.Sens V2 :

- $b=35$ m
- $h= 4.5$ m
- $ht= 4.5$ m
- $D= 13.6$ m
- $E=\min [b, 2*ht]=9$ m

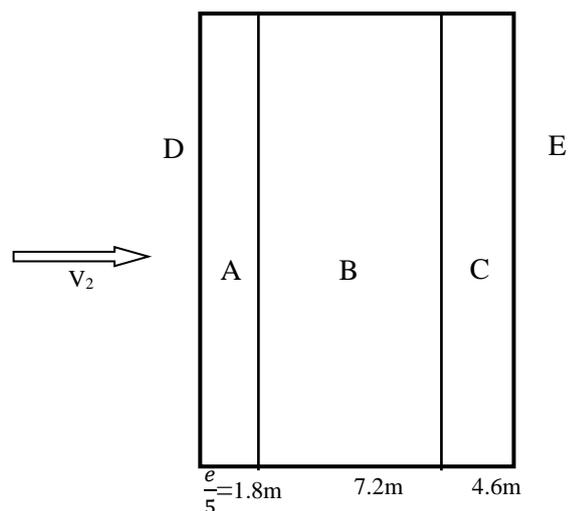


Tableau.II.3.Vent V2 sur paroi verticale

Détermination de coefficient de pression extérieure :

Zone	Surface(m ²)	Cas de CPE	C_{pe}
A	8.1	$1 \leq s \leq 10$	-0.91
B	32.4	$S > 10$	-0.8
C	20.7	$S > 10$	-0.5
D	157.5	$S > 10$	+0.8
E	157.5	$S > 10$	-0.3

Tableau.II.4.Coefficient de pression extérieure V2 sur paroi verticale

II.3.8.B. Toiture :

Due a la faible pente de notre toiture $\alpha = 3.68^\circ < 5^\circ$ notre toiture est considérée comme etant une toiture plate, de ce fait le calcul de la charge du vent ne se fait que selon les vents V1 et V2.

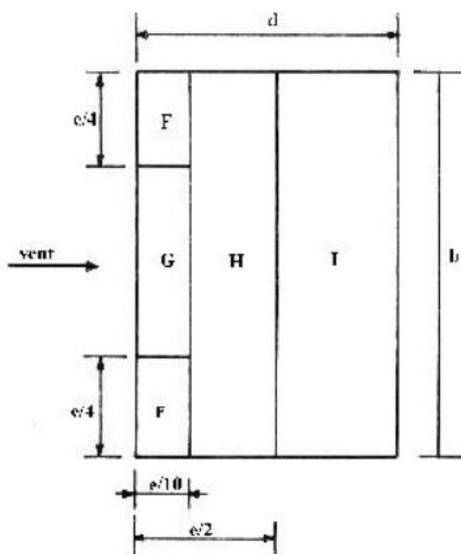


Figure.II.9. Zones d'actions sur toiture

B.2.Sens V1 :

- $b=13.6$ m
- $h= 4.5$ m
- $ht= 4.5$ m
- $D= 35$ m
- $E=\min [b, 2*ht]=9$ m

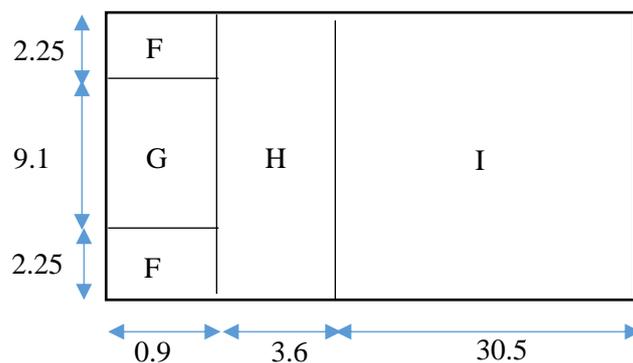


Figure.II.10. Vent v1 sur toiture

Détermination de coefficient de pression extérieure :

Zone	Surface(m ²)	Cas de CPE	C_{pe}
F	2.025	$1 \leq s \leq 10$	-2.28
G	8.2	$1 \leq s \leq 10$	-1.82
H	61.2	$S > 10$	-0.7
I	414.8	$S > 10$	± 0.2

Tableau.II.5. coefficient de pression extérieure V1 sur toiture

B.3.Sens V2 :

Sens V1 :

- $b=35$ m
- $h= 4.5$ m
- $ht= 4.5$ m
- $D= 13.6$ m
- $E=\min [b, 2*ht]=9$ m

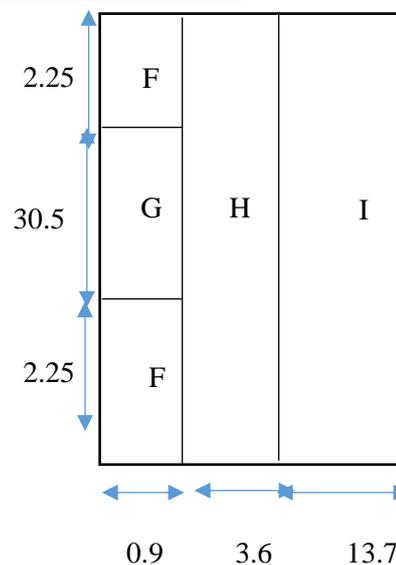


Figure.II.11. Vent V2 sur toiture

Détermination de coefficient de pression extérieur :

Zone	Surface(m ²)	Cas de CPE	C _{pe}
F	2.025	1 ≤ s ≤ 10	-2.28
G	27.45	S > 10	-1.2
H	126	S > 10	-0.7
I	459.5	S > 10	±0.2

Tableau.II.6. Coefficient de pression extérieur V2 sur toiture

II.3.9. Coefficient de pression intérieur c_{pi} :

le coefficient de la pression intérieure c_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné par la figure 5.15 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p. on définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

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

Note : puisqu'il y a deux portes d'un côté et quatre de l'autre, on a :

$$\mu_p = 0.5$$

Donc C_{pi} = 0.12 (d'après la figure 5.15)

II.3.10. Calcul des pressions :

Les pressions sont calculées à l'aide des formules 2.1 et 2.2 ce qui donne

$$Q_j = c_d \times q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

On résume tous les résultats dans les tableaux suivants :

II.3.10.A. Parois verticales selon V1 :

Zone	C _d	Q _{dyn} [n/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	Q _j [n/m ²]
A	0.908	869.7	-1.02	0.12	-900.24
B	0.908	869.7	-0.8	0.12	-726.51
C	0.908	869.7	-0.5	0.12	-489.6
D	0.908	869.7	+0.8	0.12	536.99
E	0.908	869.7	-0.3	0.12	-331.66

Tableau.II.7. Valeur de pression appliqué par V1 sur les parois verticales

II.3.10.B. Parois verticales selon V2 :

Zone	C_d	$Q_{dyn}[n/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j[n/m^2]$
A	0.95	869.7	-0.91	0.12	-851
B	0.95	869.7	-0.8	0.12	-760.12
C	0.95	869.7	0.5	0.12	148.71
D	0.95	869.7	+0.8	0.12	561.83
E	0.95	869.7	-0.3	0.12	-347.01

Tableau.II.8.Valeur de pression appliqué par V2 sur les parois verticales

II.3.10.C. Toiture selon v1:

Zone	C_d	$Q_{dyn}[n/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j[n/m^2]$
F	0.908	869.7	-2.28	0.12	-1895.25
G	0.908	869.7	-1.82	0.12	-1531.99
H	0.908	869.7	-0.7	0.12	-647.54
-I	0.908	869.7	-0.2	0.12	-252.7
I	0.908	869.7	0.2	0.12	63.17

Tableau.II.9.Valeur de pression appliqué par V1 sur les toitures

II.3.10.D. Toiture selon v2 :

Zone	C_d	$Q_{dyn}[n/m^2]$	C_{pe}	C_{pi}	$Q_j[n/m^2]$
F	0.95	869.7	-2.28	0.12	-1981.92
G	0.95	869.7	-1.2	0.12	-1090.6
H	0.95	869.7	-0.7	0.12	-512.25
-I	0.95	869.7	-0.2	0.12	-264.38
I	0.95	869.7	+0.2	0.12	66.09

Tableau.II.10.Valeur de pression appliqué par V2 sur les toitures

II.4. La neige :

- La neige est un élément important qu'il faut prendre en considération dans nos calculer pour éviter toute charge imprévisible sur notre hangar
- Notre hangar est implanté à « Ain-el-Benian » la Wilaya d'Alger, d'après le règlement rnv99 elle est classé zone b
- Si cette étude n'est pas prise en considération elle peut causer des dégâts matériels

Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces :

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (1)$$

où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4, fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf. carte de neige) ;
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6.

La charge de la neige en fonction de l'altitude : Altitude du hangar : 89m

Zone B $S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$

$S_k = 0.1344 \text{ kn/m}^2$

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$
coefficient μ_1	0.8
coefficient μ_2	0.8

Tableau.II.11. Coefficient d'ajustement des charges de forme de la toiture :

Angle $\alpha = 3.68^\circ \rightarrow \mu = 0.8$

$S = 0.8 * S_k = 108 \text{ n/m}^2$

Chapitre III: Prédimensionnement de l'étage en charpente métallique

III.1. Calcul des pannes :

III.1.1. Introduction :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé (I, [) soit à treillis pour les portées supérieures à 6 m.

III.1.2. Détermination nombre des pannes et l'espacement :

L=6,51 m...longueur de versant

N : nombre des pannes

e : L'espacement entre les pannes

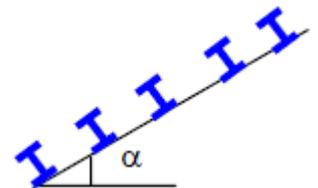


Figure.III.1. Disposition et nombre de pannes

$$e = \frac{(L-0.5)}{(N-1)} \leq 2 \longrightarrow N= 5 \text{ pannes}$$

$$e = \frac{(15.3 - 0.5)}{(9 - 1)} = 1.5m$$

e =1.5 m

L'espacement de bord = 0.225 m

Nous aurons donc un portique (ferme) recevant 5 pannes par versant. L'écartement horizontal des pannes est de 1,5 m. Les fermes sont espacées de manières différente, la pente du versant est de **3,7°** (voir figure ci-dessous).

III.1.3. Calcul des charges et surcharges revenant à la panne :

Déterminer la section optimale de panne intermédiaire afin de résister au chargement donné ci-dessous.

III.1.3.A. Charges permanentes : G

Tôle et accessoires de pose.....0.17 KN/m²

Poids propre de la panne.....0.129 KN/m²

$$G = 0.17 \times 1,5 + 0.129$$

$$G = 0.384 \text{ KN/ml}$$

III.1.3.B. Surcharge d'entretien (exploitation): Q

Deux charges concentrées (P) de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de portée.

$$M = M'$$

$$\frac{PL}{3} = \frac{QL^2}{8}$$

$$Q = \frac{8p}{3L} \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.296 \text{ KN/ml}$$

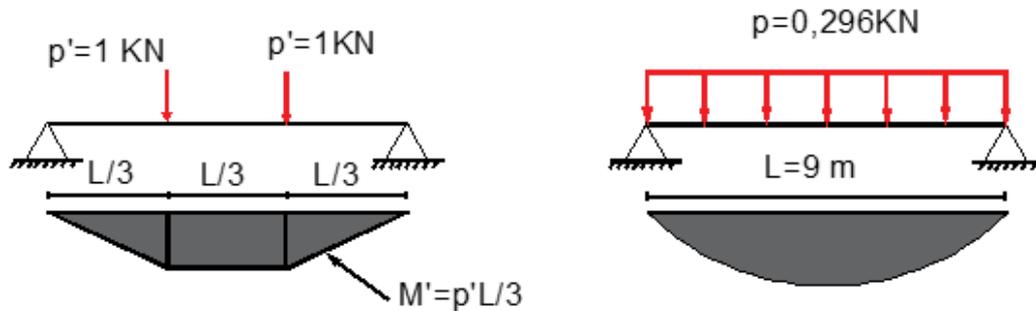


Figure.III.2. Surcharges d'entretien sur pannes

III.1.3.C. Surcharge du vent (V) :(perpendiculaire au versant)

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs, on prend la valeur maximale du vent sur la toiture.

$$V = -1,9 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,9 * e$$

$$V = -1,9 * 1,5$$

$$V = -2,85 \text{ KN/ml}$$

III.1.3.D. Surcharge climatique de la neige: S

$$S = 0.108 \times 1,5 = 0,162 \text{ KN/ml}$$

III.1.4. Combinaison des charges :

III.1.4.A. ELU :

A.1. Selon Axe z-z :

- $1G \cos 3,7^\circ + 1.5W = -3.89 \text{ KN/ml}$
- $1.35G \cos 3,7^\circ + 1.5Q \cos 3,7^\circ = 0.959 \text{ KN/ml}$
- $1.35G \cos 3,7^\circ + 1.5S \cos 3,7^\circ = 0.75 \text{ KN/ml}$

ELU max sur z-z Q= -3.89 KN/ml

A.2. Selon Axe y-y :

- $1.35G \sin 3,7^\circ + 1.5Q \sin 3,7^\circ = 0.061 \text{ KN/ml}$
- $1.35G \sin 3,7^\circ + 1.5S \sin 3,7^\circ = 0,048 \text{ KN/ml}$

ELU max sur y-y Q= 0.061 KN/ml

III.1.4.B. ELS

B.1. Selon Axe z-z :

- $G \cos 3,7^\circ + W = 0.838 \text{ KN/ml}$
- $G \cos 3,7^\circ + Q \cos 3,7^\circ = 1.863 \text{ KN/ml}$
- $G \cos 3,7^\circ + S \cos 3,7^\circ = 1.058 \text{ KN/ml}$

ELS max sur z-z Q= 1.058 KN/ml

B.2. Selon Axe y-y :

- $G \sin 3,7^\circ + Q \sin 3,7^\circ = 0.174 \text{ KN/ml}$
- $G \sin 3,7^\circ + S \sin 3,7^\circ = 0.211 \text{ KN/ml}$

ELS max sur y-y Q= 0.211 KN/ml

III.1.5. Prédimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

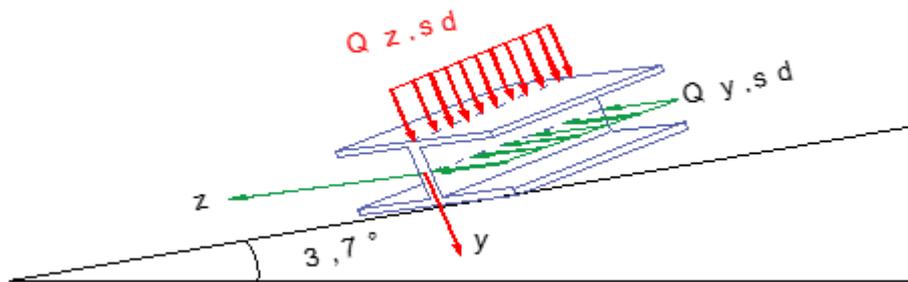


Figure.III.3. Charges et angle appliqué sur les pannes

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{-3.89 \times 9^2}{8} = 39.38 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0.061 \times 9^2}{8} = 0.617 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq f_y$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} \left(1 + \frac{M_z}{M_y} * \frac{W_{ely}}{W_{elz}} \right)$$

$$W_{ely} = \frac{M_y + nM_z}{f_y}$$

A noter que : $n \cong 6$ à 9 pour des poutres en I, on prendra $n=6$

$$W_{ely} = \frac{39.38 + 6 \times (0.617)}{235} \times 10^3 = 183 \text{ cm}^3$$

Donc on optera pour un profilé « IPE 200 »

Les caractéristiques physiques du Profilé :

Profilé	G(Kg/m)	h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)
IPE200	22,4	200	100	5.6	8.5	12

Tableau.III.1.Caractéristiques physiques du profilé

Les caractéristiques de Résistance du Profilé :

Profilé	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	i _y (cm)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
IPE200	1943	194.3	220.6	8.26	142.4	28.47	44.61	2.24

Tableau.III.2.Caractéristiques de Résistance du Profilé

- **Vérification de la classe du profile :**

Semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8.5} = 5.88 < 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

Semelle de classe 1

Âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{200 - 2 \times 8.5}{5.6} = 32.67 < 72\varepsilon$$

Âme de classe 1

Et donc, le Profilé IPE 200 est un profilé de classe 1.

III.1.6. Les nouvelles sollicitations des charges :

Charge permanente :

Poids de la couverture (TN40+accessoire) = 0,17 KN/m²

$$G_{TN40} = 0.17 \times 1,5m = 0,225 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du profilé :

$$G_{Profilé} = 0,224 \text{ KN/ml}$$

$$G_{totale} = 0,224 + 0,2023 = 0.4263 \text{ KN/ml}$$

Charges d'exploitations

Charges du vent

} Ne changent pas

Charges de la neige

De ce fait, les nouvelles charges sont :

$$G=0.4263\text{KN/ml}$$

$$Q=0.296\text{ KN/ml}$$

$$V=-2,85\text{KN/ml}$$

$$S_n= 0,162\text{ KN/ml}$$

III.1.7. Combinaison des charges :

III.1.7.A. ELU

A.1.Selon Axe z-z :

- $1G \cos 3,7^\circ + 1.5W = -3.84\text{ KN/ml}$
- $1.35G \cos 3.7^\circ + 1.5Q \cos 3.7^\circ = 1.01\text{ KN/ml}$
- $1.35G \cos 3.7^\circ + 1.5S \cos 3.7^\circ = 0.81\text{ KN/ml}$

ELU max sur z-z Q= -3.84 KN/ml

A.2.Selon Axe y-y :

- $1.35G \sin 3,7^\circ + 1.5Q \sin 3,7^\circ = 0.065\text{ KN/ml}$
- $1.35G \sin 3,7^\circ + 1.5S_n \sin 3,7^\circ = 0,052\text{ KN/ml}$

ELU max sur y-y Q= 0.065 KN/ml

A.3.Les moments :

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{-3.84 \times 9^2}{8} = 38.88\text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0.065 \times 9^2}{8} = 0.664\text{ KN.m}$$

III.1.7.B. ELS

B.1.Selon Axe z-z :

- $G \cos 3.7^\circ + W = -3.84\text{ KN/ml}$
- $G \cos 3.7^\circ + Q \cos 3.7^\circ = 0.7204\text{ KN/ml}$
- $G \cos 3.7^\circ + S_n \cos 3.7^\circ = 0.5864\text{ KN/ml}$

ELS max sur z-z Q= -3.84 KN/ml

B.2. Selon Axe y-y :

- $G \sin 3.7^\circ + Q \sin 3.7^\circ = 0.0465 \text{ KN/ml}$
- $G \sin 3.7^\circ + S \sin 3.7^\circ = 0.0379 \text{ KN/ml}$

ELS max sur y-y $Q = 0.0465$

B.3. Les moments :

$$M_{sdy} = \frac{Qz \cdot l^2}{8} = \frac{-3.84 \times 9^2}{8} = -38.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = \frac{Qy \cdot l^2}{8} = \frac{0.0465 \times 9^2}{8} = 0.47 \text{ KN.m}$$

III.1.8. Vérifications du choix de profilé :

III.1.8.A. Vérification vis-à-vis à La Résistance :

La vérification au cisaillement se fait par le biais de la relation suivante :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{sdz}}{W_{plz} \times f_y} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{38.88}{220.6 \times 235 \times 10^{-3}} \right)^2 + \left(\frac{0.664}{44.61 \times 235 \times 10^{-3}} \right) = 0.8 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.1.8.B. Vérification vis-à-vis L'effort tranchant (cisaillement) :

La vérification au cisaillement se fait par le biais de la relation suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0.6 \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

D'après l'euro-code 3

$$v_{plrd} = 0.6 \times 220 \times 5.6 \times 235 = 157.92 \text{ KN/ml}$$

$$v_{sd} = \frac{Ql}{2}$$

$$v_{sd} = \frac{-3.83 \times 9}{2} = 17.28 \text{ KN/ml}$$

$$v_{sd} < v_{plrd} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque de Flambement

III.1.8.C. Vérification vis-à-vis au déversement :

Le déversement : flambement latéral + Rotation de la section transversale et ici nous avons flexion déviée.

- **Semelle supérieur** : la semelle supérieure qui est comprimé sous l'action des charges verticales n'est pas susceptible de déverser, vu qu'elle est fixée à la toiture.
- **Semelle inférieur** : la semelle inférieure qui est comprimé sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser, du fait qu'elle est libre toute au long de la portée.

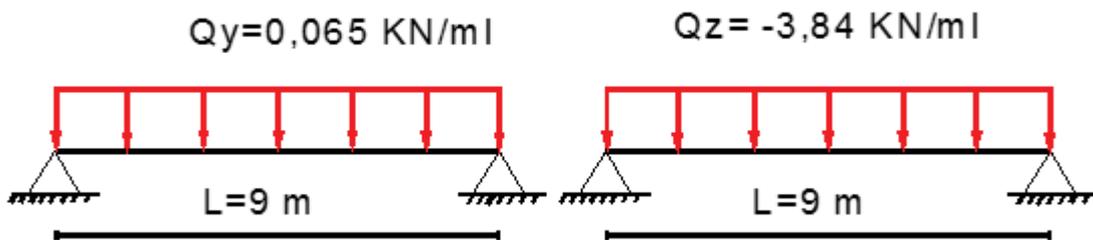


Figure.III.4. Schéma statique des efforts selon les 2 axes

$$M_{sdy} = \frac{Qy \cdot l^2}{8} = 38.83 \text{KN/ml}$$

$$M_{sdz} = \frac{Qz \cdot l^2}{8} = 0.06562 \text{KN/ml}$$

On doit vérifier que :

$$\frac{M_{sd,y}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- $\beta_w = 1$ profilé de classe 1.
 - $\alpha_{LT} = 0.21$ (laminé)
 - $C1 = 1,132$ ➔ Tab B.1.2 Page 144 « CCM97 »
 - $K = K_w = 1$
 - $i_z = 22.4 \text{ mm}$
 - $H = 200 \text{ mm}$
 - $t_f = 8.5 \text{ mm}$
- } d'après le tableau de profile

$$\lambda_{LT} = \frac{K \frac{L}{i_z}}{\sqrt[4]{c_1 \times \left(\left(\frac{K}{KW} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{k \frac{L}{i_z}}{h} \right)^2 \right)}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1 \times \frac{9000}{22.4}}{\sqrt[4]{1.132 \times \left((1)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{1 \frac{9000}{22.4}}{200} \right)^2 \right)}} = 190.41$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \quad \lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{190.41}{93.91} \times \sqrt{1} = 2.02$$

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

$$\varphi_{lt} = 0,5 \left[1 + 0,21(2,02 - 0,2) + 2,02^2 \right]$$

$$\varphi_{LT} = 3,14$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{3,11 \times \sqrt{3,11^2 - 2,2^2}} = 0,13 < 1$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{M_{sd,y}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{38,83 \times 10^6}{0,13 \times 194,3 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,665 \times 10^6}{44,61 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 7,25 \gg 1$$

La condition n'est pas vérifiée, il ya donc un risque de déversement, pour y remédier, On ajoute des appuis latéraux :

$$L=9\text{m}$$

$$L'=l/2=4,5\text{m}$$

$$M_{sd,y} = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd,z} = 0.166 \text{ KN.m}$$

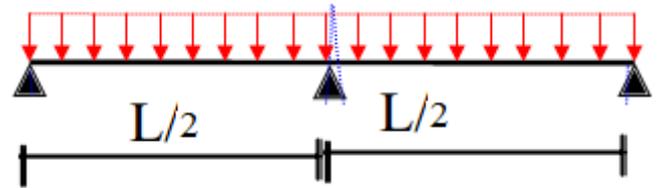


Figure.III.5. Rajout d'appui a mi-travée de la panne

$$\lambda_{LT} = \frac{1 \times 4500/22.4}{\sqrt{1.132} \times \sqrt[4]{\left((1)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{1 \times 4500}{\frac{200}{8.5}} \right)^2 \right)}} = 128.6$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \qquad \bar{\lambda}_{LT} = \frac{128.6}{93.91} \times \sqrt{1} = 1.38$$

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + 0,21(1.38 - 0,2) + 1.38^2]$$

$$\varphi_{LT} = 2.04$$

$$X_{LT} = \frac{1}{2.04 \times \sqrt{2.04^2 - 1.38^2}} = 0,32 < 1$$

$$\frac{M_{sd,y}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{9.78 \times 10^6}{0.32 \times 194.3 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0.166 \times 10^6}{44.61 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,72 < 1$$

✓ il n'ya pas de risque de déversement .

III.1.8.D. Calcul de la charge exercé sur chaque lierne :

$$T_i = 1,25 \cdot t_i \times l_i$$

$$P_i = P_{\text{profilé}}^{\text{poids propre}} + \left[\frac{1,5}{2} + \text{reste} \right] \times P_{\text{poids propre}}^{\text{TR35}}$$

$$t_i = p_i \times \sin(\alpha)$$

$$\alpha = 3,7^\circ$$

$$P_{\text{profilée}} = 0,224 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{TN35}} = 0,17 \text{ KN/m}^2$$

$$p_1 = 0,224 + \left(\frac{1,5}{2} + 0,255 \right) \times 0,17$$

$$p_1 = 0,38 \text{ KN/ml}$$

$$t_1 = 0,38 \times \sin 3,7 = 0,025$$

$$T_1 = 1,25(0,025) \left(\frac{9}{2} \right)$$

$$T_1 = 0,14 \text{ KN}$$

$$p_2 = 0,224 + (1,5 \times 0,17) = 0,479 \text{ KN/ml}$$

$$t_2 = 0,03 \text{ KN}$$

$$T_2 = [1,25 \times (0,03) \times \frac{9}{2}] + 0,14 = 0,31 \text{ KN}$$

$$T_2 = 0,31 \text{ KN}$$

$$T_3 = T_2 + t_3 \left(\frac{l}{2} \right)$$

$$p_3 = 0,224 + (1,5 \times 0,17) = 0,479 \text{ KN/ml}$$

$$t_3 = 0,03 \text{ KN}$$

$$T_3 = 0,31 + 1,25(0,03)(4,5)$$

$$T_3 = 0,47 \text{ KN}$$

$$t_4 = 0,03 \text{ KN}$$

$$T_4 = T_3 + 1,25(0,03)(4,5)$$

$$T_4 = 0,63 \text{ KN}$$

$$\tan \beta = \frac{e}{L/2}$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{e}{L/2} \right)$$

$$\beta = 18,43^\circ$$

L'effort le plus défavorable est : $T_{(\text{max})} = T_4 = 0,63 \text{ KN}$.

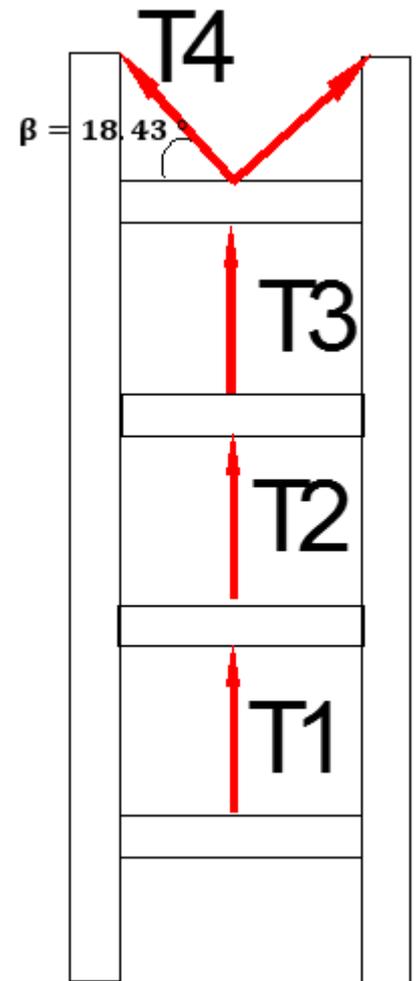


Figure.III.6. Disposition des liernes

III.1.8.E. Détermination de la section des liernes :

On peut déterminer la section des liernes par la condition du cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \text{ d'après l'eurocode 3}$$

$$A_v \geq \frac{N_{pl}^{max} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

tel que $N_{pl}^{max} = T^{max} = T_8$

$$A_v \geq \frac{T^{max} \times \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow A_v = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}}$$

$$A_v = \frac{T^{max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{0.63 \times 1 \times 10^3}{235} = 2.68 \text{mm}^2$$

$$A_v = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 1.68 \text{mm}^2$$

On adopte le choix de Ø6

III.1.8.F. Vérification la flèche :

F.1.ELS

$Q_{max,z} = -3.84 \text{KN/ml}$

$Q_{max,y} = 0.06562 \text{ KN/ml}$

$f \leq f_{ad}$

• **Axe z-z**

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_z \times (\frac{L}{2})^4}{E \times I_z} \leq \frac{L}{200} \dots \dots \dots \text{poutre sur trois appuis}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{3.84 \times (4500^4)}{2.1 \times 10^9 \times 1943} = 5.02 \text{ mm} = 0.5 \text{ cm} \leq \frac{450}{200} = 2.5 \text{cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

• **Axe y-y**

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \times (\frac{L}{2})^4}{E \times I_y} \leq \frac{L}{200} \dots \dots \dots \text{poutre sur trois appuis}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.0465 \times (4500^4)}{2.1 \times 10^9 \times 142.4} = 0.8 \text{ mm} = 0.08 \text{ cm} \leq \frac{450}{200} = 2.5 \text{cm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

III.2. Calcul des pannes sablières :

Contrairement aux pannes régulières, les pannes sablières sont sollicitées en flexion composée, dans notre cas, on mettra d'autres pannes sablières qui auront pour but de tenir les potelets.

III.2.1. Calcul des charges et surcharges revenant à la panne sablière :

On devra déterminer la section optimale de panne intermédiaire afin de résister au chargement donné ci-dessous.

III.2.1.A. Charges permanentes : G

Tôle et accessoires de pose.....0.17 KN/m²

Poids propre de la panne.....0.129 KN/m²

$$G = 0.17 \times 1,5 + 0.129$$

$$G = 0.1657 \text{ KN/ml}$$

III.2.1.B. Surcharge d'entretien (exploitation): Q

Deux charges concentrées (P) de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de portée.

$$M = M'$$

$$\frac{PL}{3} = \frac{QL^2}{8}$$

$$Q = \frac{8p}{3L} \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.296 \text{ KN/ml}$$

III.2.1.C. Surcharge du vent (V) :

C.1. Perpendiculaire au versant

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs, on prend la valeur maximale du vent sur la toiture.

$$V = -1,9 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,9 * e$$

$$V = -1,9 * (0.75 + 0.225) = 1.85 \text{ KN/ml}$$

$$V = -1.85 \text{ KN/ml}$$

C.2. Le vent de paroi verticale

$$V_1 = 0.536 \times \frac{4.5}{2} = 1.2 \text{ KN/ml}$$

Le vent 2 crée un effort de compression de l'ordre de :

$$V_2 = 0.561 \times \frac{4.5 \times 2.15}{2} = 2.71 \text{ KN}$$

III.2.1.D. Surcharge climatique de la neige: S

$$S = 0.108 \times (0.75 + 0.225) = 0,1053 \text{ KN/ml}$$

D.1. La décomposition des charges

D.1.1. Selon z-z

$$G \cos \alpha = 0.1671$$

$$P' \cos \alpha = 0.295$$

$$S \cos \alpha = 0.105$$

$$w = -1.85 \text{ KN/ml}$$

D.1.2. Selon y-y :

$$G \sin \alpha = 0.024 \text{ KN/ml}$$

$$P' \sin \alpha = 0.019 \text{ KN/ml}$$

$$S \sin \alpha = 0.0067 \text{ KN/ml}$$

$$w = 1.2 \text{ KN/ml}$$

III.2.2. Combinaison des charges :

III.2.2.A. ELU

A.1. Selon Axe z-z :

- $1G + 1.5W = -2.60 \text{ KN/ml}$
- $1.35G + 1.5Q = 0.66 \text{ KN/ml}$
- $1.35G + 1.5S = 0.38 \text{ KN/ml}$

$$\text{ELU max sur z-z } Q = -2.6 \text{ KN/ml}$$

A.2. Selon Axe y-y :

- $1.35G + 1.5w = 1.83 \text{ KN/ml}$
- $1.35G + 1.5Q = 0.060 \text{ KN/ml}$
- $1.35G + 1.5S = 0,04 \text{ KN/ml}$

$$\text{ELU max sur y-y } Q = 1.83 \text{ KN/ml}$$

III.2.2.B. ELS

B.1. Selon Axe z-z :

- $G - 1.5W = -2.6 \text{ KN/ml}$
- $G + Q = 0.46 \text{ KN/ml}$
- $G + S = 0.27 \text{ KN/ml}$

ELS max sur z-z Q= -2.6 KN/ml

B.2. Selon Axe y-y :

- G +W = 1.22 KN/ml
- G +Q = 0.043 KN/ml
- G +S = 0.0.307 KN/ml

ELS max sur y-y Q = 1.22 KN/ml

III.2.3. Prédimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale). Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{2.6 \times 9^2}{8} = 26.32 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{1.83 \times 9^2}{8} = 13.97 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq f_y$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} \left(1 + \frac{M_z}{M_y} * \frac{W_{ely}}{W_{elz}} \right)$$

$$W_{ely} = \frac{M_y + nM_z}{f_y}$$

A noter que : $n \cong 6$ à 9 pour des poutres en I, on prendra $n=6$

$$W_{ely} = \frac{26.32 + 6 \times (13.97)}{235} \times 10^3 = 468 \text{ cm}^3$$

Donc on choisit le profil HEB 200

Les caractéristiques physiques du Profilé :

Profilé	G(Kg/m)	h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)
HEB200	61.3	200	200	9	15	18

Tableau.III.3. Caractéristiques physiques du Profilé de la panne sablière

Les caractéristiques de Résistance du Profilé :

Profilé	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$I_y(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_{elz}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$	$i_z(\text{cm})$
HEB200	5596	569.6	642.5	8.28	2003	200.3	305.8	5.07

Tableau.III.4.Caractéristiques de Résistance du Profilé de la panne sablière

III.2.4. Les nouvelles charges :

III.2.4.A. Charges permanentes : G

Tôle et accessoires de pose.....0.17 KN/m²

Poids propre de la panne.....0.613 KN/m²

$$G = 0.17 \times (0.75 + 0.225) + 0.613$$

$$G = 0.77 \text{ KN/ml}$$

III.2.4.B. Surcharge d'entretien(exploitation): Q

Deux charges concentrées (P) de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de portée.

$$M = M'$$

$$\frac{PL}{3} = \frac{QL^2}{8}$$

$$Q = \frac{8p}{3L} \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.296 \text{ KN/ml}$$

III.2.4.C. Surcharge du vent (V) :

C.1. Perpendiculaire au versant

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs, on prend la valeur maximale du vent sur la toiture.

$$V = -1,9 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,9 * e$$

$$V = -1,9 * (0.75 + 0.225) = 1.85 \text{ KN/ml}$$

$$V = -1.85 \text{ KN/ml}$$

C.2. Le vent de paroi verticale

$$V_1 = 0.536 \times \frac{4.5}{2} = 1.2 \text{ KN/ml}$$

Le vent 2 crée un effort de compression

$$V_2 = 0.561 \times \frac{4.5 \times 2.15}{2} = 2.71 \text{ KN}$$

III.2.4.D. Surcharge climatique de la neige: S

$$S = 0.108 \times (0.75 + 0.225) = 0,1053 \text{ KN/ml}$$

La décomposition des charges

- **Selon z-z**

$$G \cos \alpha = 0.76$$

$$P' \cos \alpha = 0.295$$

$$S \cos \alpha = 0.105$$

$$w = -1.85 \text{ KN/ml}$$

- **Selon y-y :**

$$G \sin \alpha = 0.04 \text{ KN/ml}$$

$$P' \sin \alpha = 0.019 \text{ KN/ml}$$

$$S \sin \alpha = 0.0067 \text{ KN/ml}$$

$$w = 1.2 \text{ KN/ml}$$

III.2.5. Combinaison des charges :

III.2.5.A. ELU

A.1. Selon Axe z-z :

- $1G + 1.5W = -2.00 \text{ KN/ml}$
- $1.35G + 1.5Q = 1.48 \text{ KN/ml}$
- $1.35G + 1.5S = 1.19 \text{ KN/ml}$

ELU max sur z-z Q= -2.00 KN/ml

A.2. Selon Axe y-y :

- $1.35G + 1.5w = 1.85 \text{ KN/ml}$
- $1.35G + 1.5Q = 0.56 \text{ KN/ml}$
- $1.35G + 1.5S = 0,55 \text{ KN/ml}$

ELU max sur y-y Q = 1.85 KN/ml

III.2.5.B. ELS

B.1. Selon Axe z-z :

- $G - 1.5W = -2.00 \text{ KN/ml}$
- $G + Q = 1.05 \text{ KN/ml}$
- $G + S = 0.86 \text{ KN/ml}$

ELS max sur z-z Q= -2.6 KN/ml

B.2. Selon Axe y-y :

- G +W = 1.24 KN/ml
- G +Q = 0.059 KN/ml
- G +S = 0.0469 KN/ml

ELS max sur y-y Q = 1.22 KN/ml

B.3. Les moments

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{2 \times 9^2}{8} = 20.25 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{1.84 \times 9^2}{8} = 18.63 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Vérifications du choix de profilé :

III.2.6.A. Vérification vis-à-vis à La Résistance :

La vérification au cisaillement se fait avec la relation suivante :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{sdz}}{W_{plz} \times f_y} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{20.25}{642.5 \times 235 \times 10^{-3}} \right)^2 + \left(\frac{18.63}{305.8 \times 235 \times 10^{-3}} \right) = 0.27 \leq 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

III.2.6.B. Vérification vis-à-vis L'effort tranchant (cisaillement) :

La vérification au cisaillement se fait avec la relation suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{0.6 \times h \times t_w \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

D'après l'euro-code 3

$$v_{plrd} = 0.6 \times 200 \times 9 \times 235 = 253 \text{ KN}$$

$$v_{sd} = \frac{Ql}{2}$$

$$v_{sd} = \frac{2 \times 9}{2} = 9 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

III.2.6.C. Vérification de la stabilité :

On a un HEB200 de classe 1 il faut vérifier que :

$$\chi_{min} \frac{N}{N_{pl}} + \frac{K_y M_{sdy}}{M_{ply}} + \frac{K_z M_{sdz}}{M_{plz}}$$

$$N_{pl} = A \times f_y = 183.53 \text{ KN}$$

$$M_{ply} = W_{PLY} \times f_y = 150.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{PLZ} \times f_y = 71.86 \text{ KN.}$$

C.1. Calcul de χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min (X_x ; X_y)$$

$$l_{fx} = L = 4.3 \text{ m}$$

$$l_{fy} = L = 4.3 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{450}{8.54} = 52.69$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{450}{5.07} = 88.75$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda_1 = 93.91 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{52.69}{93.9} = 0,56$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{88.75}{93.91} = 0.94$$

C.2. Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 < 1.25$$

$$t_f = 15 < 100 \text{ mm}$$

Alors suivant l'axe

$$z-z \longrightarrow \text{courbe « (b) » } \alpha=0.34 \longrightarrow \bar{\lambda}_z = 0,56 \longrightarrow X_z = 0,84$$

$$y-y \longrightarrow \text{courbe « (c) » } \alpha=0.49 \longrightarrow \bar{\lambda}_y = 0,94 \longrightarrow X_y = 0,59$$

Alors on en déduit que $x_{min} = \min (x_y, x_z) = X_z = 0,59$

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

$$\beta_{mx} = 1.3$$

$$\mu_z = 0.4 \times [(2 \times 1.3) - 4] + \frac{305.5 - 200.3}{200.3}$$

$$\mu_z = -0.25$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z A f_y}$$

$$K_z = 1 + \frac{0.25 \times (2.71 \times 10^3)}{0.34 \times (78.1 \times 10^2) \times 235} = 1.00$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{my} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\beta_{my} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.94 \times [(2 \times 1.3) - 4] + \frac{642.5 - 569.6}{596.6}$$

$$\mu_y = -1.19$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y A f_y}$$

$$K_y = 1 + \frac{1.19 \times (2.71 \times 10^3)}{0.59 \times (78.1 \times 10^2) \times 235} = 1.02$$

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}}$$

$$\frac{2.71 \times 10^3}{\frac{0.59 \times 183.53 \times 10^3}{1.1}} + 1.14 \times \frac{1.02 \times 20.25 \times 10^6}{\frac{150 \times 10^6}{1.1}} + 1 \times \frac{18.63 \times 10^6}{\frac{71.86 \times 10^6}{1.1}} = 0.47 < 1$$

Alors il n'y a pas risque de flambement.

III.3. Calcul les lisses de bardages :

III.3.1. Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires.

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

Les lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

III.3.2. Détermination nombre des lisse et l'espacement :

$$e = \frac{(L - 0.5)}{(N - 1)} \leq 1.8 \qquad N = 3 \text{ lisses}$$

L=3.8 m longueur de poteau

N : nombre des lisses

$$e = \frac{(3.8 - 0.5)}{(3 - 1)} = 1.65m$$

e = 1.65 m

L'espacement de bord : 0.25 m

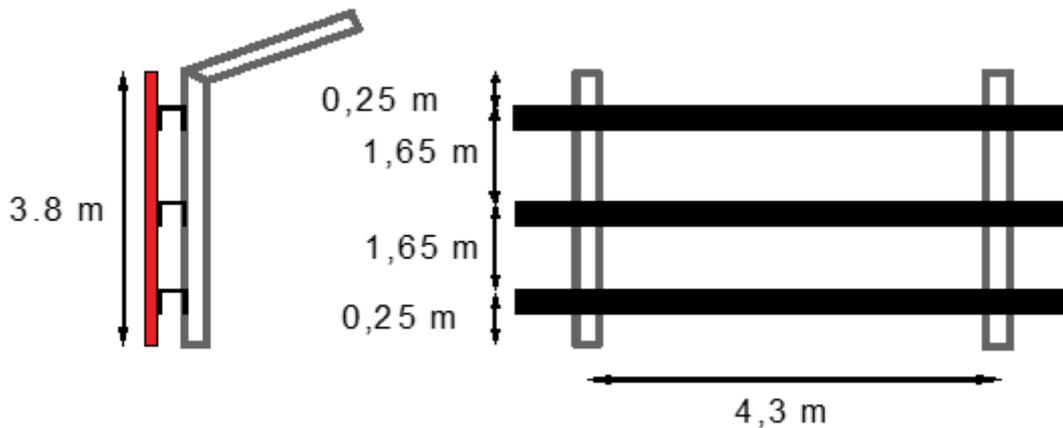


Figure.III.7. Nombre et espacement des lisses

III.3.3. Calcul des charges et surcharges revenants a la lisse la plus chargé (lisse intermédiaire) :

III.3.3.A. Charges permanentes :G

Bardage.....0.12 kN/m²

Accessoires de poses0.05 kN/m²

Poids propre de la lisse (UPN140).....0.16 KN/ml

$$G = 1.65 \times (0.12 + 0.05) + 0.16$$

$$G = 0.44 \text{ KN/ml}$$

III.3.3.B. Surcharges climatiques du vent :V

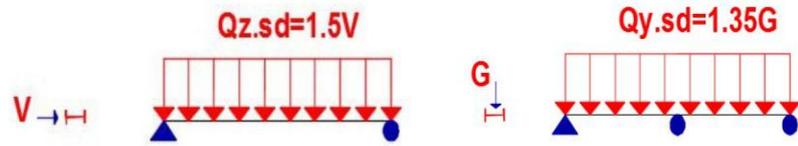
$$V = -0.9 \times 1.65 = -1.48 \text{ KN/ml}$$

III.3.4. Combinaison des charges :

• **ELU**

$$q_z = 1.5V = 1.5 \times 1.48 = 2.22 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = 1.35G = 1.35 \times 0.44 = 0.59 \text{ KN/ml}$$



• **ELS**

$$q_z = V = -1.48 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = G = 0.44 \text{ KN/ml}$$

Figure.III.8. Schémas des chargements climatiques sur lisses

III.3.5. Prédimensionnement des lisses :

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{2.22 \times 4.3^2}{8} = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0.59 \times 4.3^2}{8} = 1.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{PLrd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = M^{max} = \frac{ql^3}{8}$$

$$W_{ply} = \frac{ql^2 \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$W_{ply} = \frac{2.22 \times 10^3 \times 4.3^2}{235 \times 8}$$

$$W_{PLrd} = 21.786$$

Donc on choisit le profil UPN 140.

Les caractéristiques de profilée

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P(Kg/m)	A cm ²	h mm	B Mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
UPN140	16,0	20,40	140	60	10	605	62.7	103	28.3	5.45	1.75

Tableau.III.5. Caractéristique UPN 140

• **Classification du profilé :**

- Semelle $c/tf = 60/2/10 = 3 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}}$
- Âme $d/tw = \frac{140-(10+10)}{7} = 14.28 \leq 72\varepsilon$

LE PROFILE EST DE CLASSE 1

III.3.6. Vérifications du choix de profilé :

III.3.6.A. Vérifications des contraintes :

La formule de vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\left(\frac{Msdy}{Mply}\right)^2 + \left(\frac{Msdz}{Mplz}\right) \leq 1$$

$$Mply = Wply \times fy = 103 \times 235 \times 10^{-3} = 24.20 \text{ KN.m}$$

$$Mplz = Wplz \times fy = 19.25 \times 235 \times 10^{-3} = 6.65 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{5.13}{24.20}\right)^2 + \left(\frac{1.36}{6.65}\right) = 0.24 \leq 1 \dots \dots \dots OK$$

III.3.6.B. Vérification de la flèche :

$$qz = V = -1.48 \text{ KN/ml}$$

$$qy = G = 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$f \leq f_{ad}$$

Selon :

• **Axe z-z**

$$fz = \frac{5}{384} \cdot \frac{Qz \times (L)^4}{E \times Iz} \leq \frac{L}{200}$$

$$fz = \frac{5}{384} \cdot \frac{1.48 \times 4300^4}{2.1 \times 10^5 \times 62.7 \times 10^4} = 50.03 \text{ mm} \leq \frac{4300}{200} = 21.5 \text{ mm} \dots \text{ non vérifiée}$$

• **Axe y-y**

$$fy = \frac{5}{384} \cdot \frac{Qy \times (L)^4}{E \times Iy} \leq \frac{L}{200}$$

$$fy = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.44 \times 4300^4}{2.1 \times 10^5 \times 605 \times 10^4} = 1.5 \text{ mm} \leq \frac{4300}{200} = 21.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

La flèche n'est pas vérifiée selon l'axe z-z, on change donc de profilé pour un « UPN180 »

III.3.7. Changement de profilé :

III.3.7.A. Caractéristiques du profilé :

Profilé	G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	D (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	A (cm ²)
UPN 180	22	180	70	133	8	11	11	5.5	28

Profilé	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{elz} (cm ³)	W _{pz} (cm ³)	I _w .10 ³ (cm ⁶)	i _z (cm)
UPN 180	1350	150	179	114	22.4	42.9	5.57	2.02

Tableau.III.6. Caractéristiques du profilé UPN180

III.3.7.B. Charges permanentes :G

Bardage.....0.12 kN/m²

Accessoires de poses0.05 kN/m²

Poids propre de la lisse (UPN180).....0.22 KN/ml

$$G = 1.65 \times (0.12 + 0.05) + 0.22$$

$$G = 0.5 \text{ KN/ml}$$

III.3.7.C. Surcharges climatiques du vent :V

$$V = -0.9 \times 1.65 = -1.48 \text{ KN/ml}$$

III.3.7.D. Combinaison des charges :

➤ **ELU**

$$q_z = 1.5V = 1.5 \times 1.48 = 2.22 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = 1.35G = 1.35 \times 0.5 = 0.675 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_z = V = -1.48 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = G = 0.5 \text{ KN/ml}$$

III.3.7.E. Les moments :

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{2.22 \times 4.3^2}{8} = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0.675 \times 4.3^2}{8} = 1.5 \text{ KN.m}$$

III.3.8. Vérifications du nouveau choix de profilé :

III.3.8.A. Vérification des contraintes :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{ply}}\right)^2 + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plz}}\right) \leq 1$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y = 179 \times 235 \times 10^{-3} = 42.065 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times f_y = 42.9 \times 235 \times 10^{-3} = 10.081 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{5.13}{42.065}\right)^2 + \left(\frac{1.5}{10.081}\right) = 0.16 \leq 1 \dots \dots \dots \text{OK}$$

III.3.8.B. Vérification de la flèche:

$$q_z = V = -1.48 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = G = 0.5 \text{ KN/ml}$$

$$f \leq f_{ad}$$

• **Axe z-z**

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_z \times (L)^4}{E \times I_z} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{1.4 \times 4300^4}{2.1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4} = 20.81 \text{ mm} \leq \frac{4300}{200} = 21.5 \text{ m} \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Axe y-y**

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \times (L)^4}{E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.44 \times 4300^4}{2.1 \times 10^5 \times 1350 \times 10^4} = 0.102 \text{ mm} \leq \frac{430}{200} = 21.5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.3.8.C. Vérification de cisaillement :

$$\max(v_{sdy}^{max}, v_{sdz}^{max}) \leq V_{plrd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \\ 0.6 \times h \times t_w \times f_y \end{array} \right.$$

$$V_{plrd} = \min \left(\times \frac{235}{\sqrt{3}} = 2047 \text{ KN}; 0.6 \times 180 \times 8 \times 235 \right) = 203.04 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} = 0.675 \times \frac{4.3}{2} = 1.45 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = 2.22 \times \frac{4.3}{2} = 4.77 \text{ KN}$$

4.77KN ≤ 203KN vérifiée

II_4_6_7) Vérification au déversement :

M_{sd,y} = 5.3 KN.m

M_{sd,z} = 1.5KN.m

M_{pl,y} = 42KN.m

M_{pl,z} = 10 KN.m

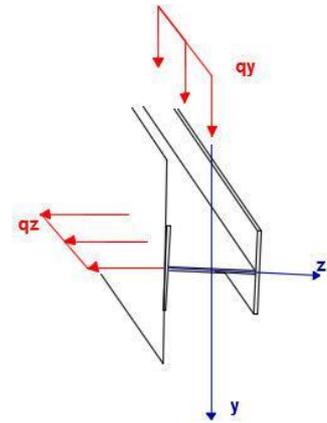


Figure.III.9. Dispositions des charges au déversement

$$\frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y}} + \frac{M_{sd,z}}{M_{pl,z}} \leq 1$$

$$\begin{cases} B_w = 1 \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{cases} \quad \text{et} \quad \text{pour les sections de classe 1}$$

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

χ_{LT}: facteur de déversement

Avec:

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT}^- - 0,2) + \lambda_{LT}^{-2} \right]$$

α_{LT} = 0.21 Pour les profilés laminés

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{\beta_{Wx} W_{pl,x} \chi_{fy}}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E \chi_{fy}}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + L^2 \times G \times I_t}{I_y \pi^2 \times E \times I_y}}$$

c₁ = 1.132

E = 2.1 × 10⁵ MPA

I_z = 114cm⁴

I_w = 5.57 × 10⁹.8 cm⁶

$$I_t = 9.55 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

De ce fait:

$$M_{cr} = c_1 \frac{\Pi^2 E I_z}{l^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 G I_t}{\Pi^2 E I_z} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 29\,798\,724 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{1 \times 179 \times 10^3 \times 235}{29\,798\,724} \right)$$

$$\bar{\lambda} = 1.41$$

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

$$\varphi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21(1,4 - 0,2) + 1,4^2]$$

$$\varphi_{LT} = 1.6$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,6 \times \sqrt{1,6^2 - 1,41^2}} = 0.82 < 1$$

$$\chi_{LT} = 0.82$$

- vérification : $M_{sd} \leq M_{brd} = X_{LT} \cdot \beta_w \cdot w_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$
- $5.3 \text{ kN.m} < 31.35 \text{ kN.m}$

Il n'y a pas de risque de déversement.

Conclusion:

Le profilé UPN180 vérifie toutes les conditions pour les lisses. On optera donc pour ce profilé.

III.4. Calcul des potelets :

III.4.1. Introduction :

- Les potelets sont le plus souvent des profilés en **I** ou **H** destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.
- Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.
 - Le potelet travaille à la flexion sous l'effet de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne en flexion composée.

III.4.2. Dimensionnement des potelets :

Le dimensionnement des potelets les plus longs se fait selon la condition de la flèche, la hauteur totale de cette Potelets est 4,5 mètre

La charge de flexion qui influe sur le potelet est la charge du vent :

$$V_{\text{paroi vertical}} = -0,9 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -0,9 \times 4,3 = -3,87 \text{ KN/ml}$$

$$\Delta y = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times 4500^3 \times 3,87}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I_y = 437,31 \text{ mm}^4$$

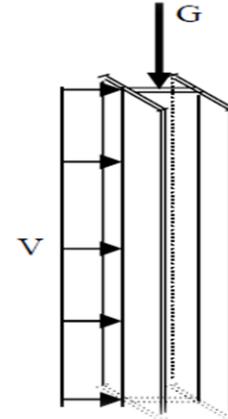


Figure.III.10. Répartition des charges sur potelet

On choisit la section du profile dans le tableau des profilés ayant au moins la valeur de I_y supérieur ou égale à la valeur trouvée, ce qui correspond à un profilé IPE140 : $I_y = 541,2 \text{ cm}^4$

- Les caractéristiques de IPE140

DESIGN ATION Abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h mm	B Mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12.9	16.4	140	73	6.9	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.65

Tableau.III.7. Caractéristiques du profilé IPE140

III.4.3. Calcul des charges et surcharges revenants au potelet la plus chargé :

- Charge permanenté G :

- Bardage.....0.12 KN/m²
- Poids propre de la lisse (UPN180) ... 0.16 KN/m²
- Accessoires de pose.....0.05 KN/m²
- Longueur de la lisse..... 4.3 m
- Longueur de potelet 4.5 m

Nombre de lisses supportées par le potelet : 4 lisses

Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé :

$$S = (4.3 \times 4.5) = 19.35 \text{ m}^2$$

$$G = [Pds_{potelet} \times l_{potelet}] + [Pds_{lisse} \times Nbr_{lisse} \times l_{lisse}] + [G_{barrage} \times S]$$

$$G = [0.0129 \times 4.5] + [0.0196 \times 4 \times 4.3] + [0.17 \times 19.35]$$

$$G = 3.68 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Combinaison des charges :

$$N = 1.35Gt = 4.97 \text{ KN/ml}$$

$$V = 1.5v = 5.8 \text{ KN/ml}$$

III.4.5. Vérification vis-à-vis au flambement composées

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{N}{\chi_{min} * \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y * M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z * M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Tel que :

- $N_{PL} = A_{br} \cdot f_y = 16.4 \times 10^2 \times 235 = 385.4 \text{ kN}$
- $M_{PL,y} = W_{ply} \cdot f_y = 88.34 \times 10^3 \times 235 = 20.75 \text{ KN.m}$
- $M_{PL,z} = W_{plz} \cdot f_y = 19.25 \times 10^3 \times 235 = 4.52 \text{ KN.m}$
- $K_Y = 1 - [(\mu_y \cdot N) / (X_y \cdot A \cdot f_y)]$ et $K_Y \leq 1,5$

• Calcul de χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min (X_y ; X_z)$$

$$l_{fy} = L = 4,5 \text{ m}$$

$$l_{fz} = L = 1,65 \text{ m} \quad \text{Double articulé}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{450}{5.74} = 78.3$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{165}{1.65} = 100$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{ou} \quad \lambda_y = \frac{L f_y}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{78.3}{93.9} = 0.83$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{100}{93.9} = 0.1.06$$

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.9 > 1.25$$

$$t_f = 6.9 < 40mm$$

Alors suivant

$$y-y \longrightarrow (a) \alpha=0.21 \longrightarrow \lambda_y = 0.83 \longrightarrow X_y = 0.79$$

$$z-z \longrightarrow (b) \alpha=0.34 \lambda_z = 1.06 \longrightarrow X_z = 0.59$$

Alors on en déduit que $x_{\min} = \min(x_y, x_z) = X_z = 0.59$

$$\mu_y = 1.25 \times (2\beta_y - 4) + \frac{W_{ply} - W_{elz}}{W_{elz}}$$

$$\mu_y = 1.25 \times [(2 \times 1.3) - 4] + \frac{88.34 - 77.32}{77.32}$$

$$\mu_y = -1.6$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y A f_y}$$

$$K_y = \frac{1 + 1.61 \times (4.97 \times 10^3)}{0.79 \times (16.4 \times 10^2) \times 235} = 0.026$$

On calcule le moment suivant de chaque axe :

$$M_y = \frac{5.8 \times 4.5^2}{8} = 14.68 \text{ KN/ml}$$

$$M_z = 0 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{5.08 \times 10^3}{\frac{0.79 \times 385.4 \times 10^3}{1.1}} + 0.02 \frac{14.68}{\frac{20.75}{1.1}} = 0.089 < 1$$

Alors il n'y a pas de risque de flambement.

III.5. Calcul des poutres principales :

Les poutres sont des éléments principaux destinées à porter les charges permanente due aux pannes, la toiture ainsi qu'aux charges d'exploitations

Les poutres, comme les pannes, travaillent à la flexion simple mais leur disposition est perpendiculaire aux pannes. Dans notre cas la longueur des poutres est de 6,2 mètres.

Nous allons dimensionner d'une façon optimale la section des poutres intermédiaire nécessaire pour résister au chargement donné ci-dessous.

III.5.1. Les charges influencées sur la poutre :

III.5.1.A. Charges permanentes : G

$$G = G_{(\text{barrage})} + G_{(\text{pannes})} + G_{(\text{poutre})}$$

- Tôle et accessoires de pose.....0.17 KN/m²
- Poids propre de la panne IPE200.....0.224 KN/m²
- Poids de poutres estimé IPE3000.422 KN/ml

$$G_{\text{panne}} = \frac{0.224 \times 8.25 \times 5}{6.2} = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{barrage}} = 8.25 \times 0.17 = 1.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 3.502 \text{ KN/ml}$$

III.5.1.B. Charge d'exploitation :

$$L = 6.2 \text{ m}$$

$$M = M'$$

$$\frac{PL}{3} = \frac{QL^2}{8}$$

$$Q = \frac{8p}{3L} \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.296 \text{ KN/ml}$$

III.5.1.C. surcharge du vent (V) :(perpendiculaire au versant)

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs, on prend la valeur maximale du vent sur la toiture.

$$V = -1,9 \text{ KN/m}^2$$

$$V = -1,9 * e$$

$$V = -1,9 * 8.25$$

$$V = -15.7 \text{ KN/ml}$$

III.5.1.D. Surcharge climatique de la neige: S

$$S = 0.108 \times 8.25 = 0.89 \text{ KN/ml}$$

III.5.2. Combinaison des charges :

III.5.2.A. ELU

Selon Axe z-z :

- $1G \cos 3,7^\circ + 1.5W = -20.05 \text{ KN/ml}$
- $1.35G \cos 3,7^\circ + 1.5Q \cos 3,7^\circ = 5.31 \text{ KN/ml}$
- $1.35G \cos 3,7^\circ + 1.5S \cos 3,7^\circ = 6.03 \text{ KN/ml}$

ELU max sur z-z = -20.05 KN/ml

Selon Axe y-y :

- $1.35G \sin 3,7^\circ + 1.5Q \sin 3,7^\circ = 0.34 \text{ KN/ml}$
- $1.35G \sin 3,7^\circ + 1.5S \sin 3,7^\circ = 0.37 \text{ KN/ml}$

ELU max sur y-y = 0.37 KN/ml

III.5.2.B. ELS

Selon Axe z-z :

- $G \cos 3,7^\circ + W = 0.838 \text{ KN/ml}$
- $G \cos 3,7^\circ + Q \cos 3,7^\circ = 1.863 \text{ KN/ml}$
- $G \cos 3,7^\circ + S \cos 3,7^\circ = 1.058 \text{ KN/ml}$

ELS max sur z-z = 1.058 KN/ml

Selon Axe y-y :

- $G \sin 11,3^\circ + Q \sin 11,3^\circ = 0.174 \text{ KN/ml}$
- $G \sin 11,3^\circ + S \sin 11,3^\circ = 0.211 \text{ KN/ml}$

ELS max sur y-y = 0.211 KN/ml

III.5.2.C. Calcul des moments:

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{-20.05 \times 8.28^2}{8} = 96.34 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0.37 \times 8.25^2}{8} = 1.77 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Dimensionnements de la poutre :

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq f_y$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} \left(1 + \frac{M_z}{M_y} * \frac{W_{ely}}{W_{elz}} \right)$$

$$W_{ely} = \frac{My + nMz}{f_y}$$

A noter que : $n \cong 6$ à 9 pour des poutres en I, on prendra $n=6$

$$W_{ely} = \frac{96.34 + 6 \times (1.77)}{235} \times 10^3 = 455.34 \text{ cm}^3$$

Donc on choisit le profil IPE 300

- **Classification du profilé :**

- **Semelle**

$$c/_{tf} = 150/2 / 10.7 = 7.00 \leq 10\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

- **Âme**

$$d/_{tw} = \frac{300 - (10.5 + 15)}{7.1} = 38.66 \leq 72\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Le profilé est donc de classe 1.

III.5.4. Vérification du choix de profilé :

III.5.4.A. Vérification de la résistance :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{sdz}}{W_{plz} \times f_y} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{96}{628.4 * 235 * 10^{-3}} \right)^2 + \left(\frac{0.664}{125.2 * 235 * 10^{-3}} \right) = 0.46 \leq 1 \dots \dots \dots OK$$

III.5.4.B. Vérification de déversement :

$$M_{sdy} = \frac{Qy \cdot l^2}{8} = 96.34 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sdz} = \frac{Qy \cdot l^2}{8} 1.77 \text{ KN/ml}$$

On doit vérifier :

$$\frac{M_{sd,y}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- $\beta_w = 1$ profilé de classe 1.
 - $\alpha_{LT} = 0.21$ (laminé)
 - $C1 = 1,132$
« CCM97 »
 - $K = K_w = 1$
 - $i_z = 33.5$ mm
 - $H = 300$ mm
 - $t_f = 10.7$ mm
- } d'après le tableau de profile



Tab B.1.2 Page 144

$$\lambda_{LT} = \frac{K L / i_z}{\sqrt{c1} \times \sqrt[4]{\left(\left(\frac{K}{KW}\right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{k \frac{L}{i_z}}{h} \frac{t_f}{t_f}\right)^2\right)}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1 \times 6200 / 33.5}{\sqrt{1.132} \times \sqrt[4]{\left((1)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{1 \cdot 620}{\frac{3.25}{300}} \frac{10.7}{10.7}\right)^2\right)}} = 130.3$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \quad \lambda_1 = 93.91 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{130.3}{93.91} \times \sqrt{1} = 1.39$$

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

$$\varphi_{lt} = 0,5 \left[1 + 0,21(1.39 - 0,2) + 1.39^2 \right]$$

$$\varphi_{LT} = 1.59$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.59 \times \sqrt{1.59^2 - 1.39^2}} = 0.42 < 1$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{M_{sd,y}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}}} = \frac{96, \times 10^6}{0,42 \times 628,4 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1,77 \times 10^6}{125,2 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 1,7 > 1$$

Le profilé ne vérifie donc pas, on augmente la section de la poutre, on optera pour un « IPE400 »

III.5.5. Changement de profilé :

III.5.5.A. Nouvelles charges

A.1. Charges Permanentes G :

G=G(barrage)+G(pannes)+G(poutre)

- Tôle et accessoires de pose.....0.17 KN/m²
- Poids propre de la panne**IPE200**.....0.224 KN/m²
- Poids de poutres estimé **IPE400**0.663 KN/ml

$$G_{panne} = \frac{0,224 \times 8,25 \times 5}{6,2} = 1,5KN/ml$$

$$G_{barrage} = 8,25 \times 0,17 = 1,4KN/ml$$

G_T = 3.56 KN/ml

- Charges d'exploitations
 - Charges du vent
 - Charges de la neige
- } Ne changent pas

- **G=3.56 KN/ml**
- **Q=0.4 KN/ml**
- **V=-15.7KN/ml**
- **Sn= 0,89 KN/ml**

III.5.5.B. Combinaison des charges :

➤ **ELU**

Selon Axe z-z :

- 1G cos3,7°+1.5W = -20 KN/ml
- 1.35G cos3.7°+ 1.5Q cos 3.7° =5.39 KN/ml
- 1.35G cos3.7°+1.5S cos 3.7° = 6.1 KN/ml

ELU max sur z-z = -20. KN/ml

Selon Axe y-y :

- $1.35G \sin 3,7^\circ + 1.5Q \sin 3,7^\circ = 0.3466 \text{ KN/ml}$
- $1.35G \sin 3,7^\circ + 1.5S \sin 3,7^\circ = 0.384 \text{ KN/ml}$

ELU max sur y-y = 0.384 KN/ml

III.5.5.C. Calcul des moments :

$$M_y = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = \frac{-20.05 \times 8.28^2}{8} = 96.1 \text{ KN.m}$$

$$M_z = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = \frac{0.37 \times 8.25^2}{8} = 1.82 \text{ KN.m}$$

III.5.5.D. Classification du profile :

- **Semelle :**

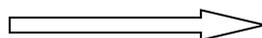
$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2t_f} = \frac{180}{2 \times 13.5} = 6.66 < 10\epsilon \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Semelle de classe 1

- **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{400 - 2 \times 13.5}{8.6} = 43.73 < 72\epsilon$$

Ame de classe 1

 Profilé IPE 400 de classe 1.

III.5.6. Vérifications du nouveau profilé :

III.5.6.A. Vérifications des contraintes :

La formule de vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{ply}} \right)^2 + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plz}} \right) \leq 1$$

$$M_{ply} = W_{ply} \times f_y = 1307 \times 235 \times 10^{-3} = 307.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times f_y = 229 \times 235 \times 10^{-3} = 53.81 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{96.1}{307.14} \right)^2 + \left(\frac{1.82}{53.81} \right) = 0.13 \leq 1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

III.5.6.B. Vérification de la flèche (contre-flèche) :

$Q_{max,z} = 20 \text{ KN/ml}$

$Q_{max,y} = 0.38 \text{ KN/ml}$

$f \leq f_{ad}$

• **Axe z-z**

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_z \times (L)^4}{E \times I_z} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{20 \times (6200)^4}{2.1 \times 10^3 \times 1318 \times 10^4} = 13\text{mm} \leq \frac{300}{200} = 31\text{mm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

• **Axe y-y**

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \times (L)^4}{E \times I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.38 \times (6250)^4}{2.1 \times 10^3 \times 23130 \times 10^4} = 15.5\text{mm} \leq \frac{6200}{200} = 31 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{OK}$$

III.5.6.C. Vérification de la poutre vis-à-vis au déversement

$$M_{sdy} = \frac{Q_y \cdot l^2}{8} = 96.1\text{KN/ml}$$

$$M_{sdz} = \frac{Q_z \cdot l^2}{8} = 1.82\text{KN/ml}$$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{M_{sd,y}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- $\beta_w = 1$ profilé de classe 1.
 - $\alpha_{LT} = 0.21$ (laminé)
 - $C1 = 1,132$ Tab B.1.2 Page 144 « CCM97 »
 - $K = K_w = 1$
 - $i_z = 39.5 \text{ mm}$
 - $H = 400\text{mm}$
 - $t_f = 13.5 \text{ mm}$
- } d'après le tableau de profile

$$\lambda_{LT} = \frac{K L / i_z}{\sqrt[4]{c_1 \times \left(\left(\frac{K}{W} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{k \frac{L}{i_z}}{h} \right)^2 \right)}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1 \times 6200 / 39.5}{\sqrt[4]{1.132 \times \left((1)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{1 \frac{620}{3.95}}{400} \right)^2 \right)}} = 118.9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \quad \lambda_1 = 93.91 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{130.3}{93.91} \times \sqrt{1} = 1.26$$

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + 0,21(1.26 - 0,2) + 1.26^2]$$

$$\varphi_{LT} = 1.4$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1.4 \times \sqrt{1.4^2 - 1.26^2}} = 0.49 < 1$$

➤ **Vérification :**

$$\frac{M_{sd,y}}{X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = \frac{96 \times 10^6}{0.49 \times 1307 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{1.82 \times 10^6}{229 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.2 < 1$$

Alors il n'y a pas de risque de déversement.

III.6. Les poutres secondaires

La poutre secondaire a pour rôle de tenir les poteaux entre eux, on suppose que les poutres secondaires ne portent que la charge de leurs poids propre ainsi que les charges d'exploitations

On choisit des poutres de profilé « HEA200 »

Les caractéristiques de profile

L=9 m (le cas la plus défavorable)

Caractéristiques de profilée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B M m	t _f m	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA200	42.3	53.8	190	200	10	3592	1336	429.5	203.8	8.54	5.07

Tableau.III.8. Caractéristiques du Profilé HEA200

III.6.2. Evaluation des charges :

III.6.2.A. Surcharge permanente :

G=0.423KN/ml

III.6.2.B. Surcharge d'entretien (exploitation) : Q

Deux charges concentrées (P) de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de portée.

M=M'

$$\frac{PL}{3} = \frac{QL^2}{8}$$

$$Q = \frac{8p \text{ KN}}{3L \text{ ml}} \text{ avec } L = 9\text{m}$$

Q=0.296 KN/ml

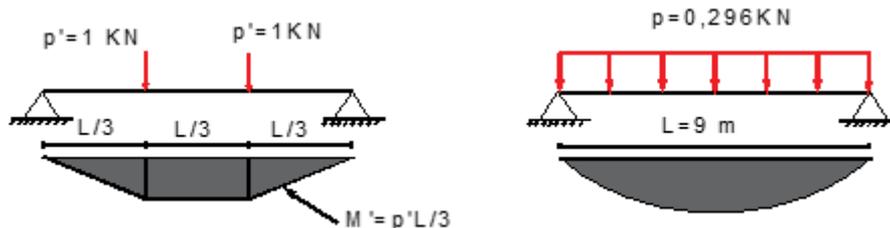


Figure.III.11. Surcharge d'entretien sur poutre secondaire

III.6.3. Les combinaisons des charges

III.6.3.A. ELU

$$1.35G+1.5Q$$

$$1.35(0.423)+1.5(0.296)=1.01 \text{ KN/ml}$$

III.6.3.B. ELS

$$G+Q$$

$$0.423+0.296=0.719 \text{ KN/ml}$$

III.6.3.C. Calcul des moments :

$$M_y = \frac{Qz \cdot l^2}{8} = \frac{1.01 \times 9^2}{8} = 10.22 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 0$$

III.6.4. Dimensionnements de la poutre

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} + \frac{M_z}{W_{elz}} \leq f_y$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ely}} \left(1 + \frac{M_z}{M_y} * \frac{W_{ely}}{W_{elz}} \right)$$

$$W_{ely} = \frac{M_y + nM_z}{f_y}$$

A noter que : $n \cong 6$ à 9 pour des poutres en I, on prendra $n=6$

$$W_{ely} = \frac{10.22 + (6 \times 0)}{235} \times 10^3 = 43.48 \text{ mm}^3$$

Donc le profilé « HEA200 » est un candidat valide.

- **Classification du profilé :**

D'après le tableau des profilées le profilée HEA200 profilée de classe 1

III.6.5. La vérification de la flèche :

ELS

$$Q_{\max,z} = 20 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\max,y} = 0.38 \text{ KN/ml}$$

$$f \leq f_{ad}$$

• **Axe z-z**

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \times (L)^4}{E \times I_z} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.719 \times (9000)^4}{2.1 \times 10^5 \times 3592 \times 10^4} = 8.14 \text{ mm} \leq \frac{9000}{200} = 45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Alors on prendra donc des profilées « HEA200 »

III.7. Les poteaux

III.7.1. Définition :

Les poteaux sont des éléments principaux qui travaillent en flexion composée, mais dans notre cas les poteaux sont à l'intérieure de l'ouvrage et ne sont pas en contact direct avec les parois externes qui reprennent les charges du vent, alors on considère qu'ils sont soumis à la compression simple

III.7.2. Evaluation des charges :

III.7.2.A. Poids propre :

Le poids propre des pannes intermédiaires ainsi que le poids propre de la panne sablière et les charges des deux portiques sont des charges concentrée convertis en charge uniformément répartie, l'erreur résultante de cette simplification est négligeable.

III.7.2.B. Poids des fermes :

IPE400 = 0.663 KN/ml

III.7.2.C. La surface qui supporté le poteau :

$$S = \left(\frac{5.5+6.2}{2}\right) \times \left(\frac{9+7.5}{2}\right) = 48.26 \text{ m}^2$$

III.7.2.D. La charge soumise au poteau :

Poids des poutres IPE400 = 0.663 KN/ml

$G_{\text{poutre}} = 0.663 \times 14.1 = 12.83 \text{ KN}$

III.7.2.E. Poids de la couverture :

TN40 = 0.17 KN/ml

$G_{\text{tôle}} = 0.17 \times 48.26 = 8.20 \text{ KN}$

III.7.2.F. Poids des pannes IPE200 :

$G_{\text{pannes}} = 0.224 \text{ KN/ml}$

$G_{\text{pannes}} = (\text{longueur} \times \text{pds})(\text{nbr})$

$G_{\text{pannes}} = (8.25 \times 0.224)(5) = 9.24 \text{ KN}$

III.7.2.G. Poids totale :

$$G_{total} = (8.2 + 9.24 + 12.83)$$

$$G_{total} = 30.27KN$$

III.7.2.H. Charge climatique :

Charge de la neige $S = 0.108 \text{ KN/m}^2$

$$S = 0.108 \times 48.26$$

$$S = 5.21KN$$

Charge du vent $V = -1.9KN/m^2$

$$V = -1.9 \times 48.26$$

$$V = -91.69KN$$

III.7.2.I. Charge d'exploitation :

$$Q=1KN/m^2$$

$$Q = 1 \times 48.26$$

$$Q = 48.26KN$$

Les charges :

$$G_{total} = 30.27 \text{ KN}$$

$$Q = 48.26 \text{ KN}$$

$$S = 5.21 \text{ KN}$$

$$V = -91.69 \text{ KN}$$

III.7.3. Combinaison des charges :

➤ **ELU**

• $1G + 1.5W = -107.27 \text{ KN/ml}$

• $1.35G + 1.5Q = 113.25 \text{ KN/ml}$

• $1.35G + 1.5S = 48.67 \text{ KN/ml}$

ELU max = 113.25KN

➤ **ELS**

Selon Axe z-z :

• $G + W = -61.42 \text{ KN/ml}$

• $G + Q = 78.53 \text{ KN/ml}$

• $G + S = 35.48 \text{ KN/ml}$

ELS max = 78.53 KN

III.7.4. Dimensionnement de poteau :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A = \frac{113.25 \times 10^3 \times 1.1}{235}$$

$A = 530mm$ **Donc on choisit le profilé « HEA 200 »**

Les caractéristiques du profilé « HEA200 »

DESIGN ATION Abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h mm	b Mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	I _y cm	I _z cm
HEA200	42.3	53.8	190	200	10	3692	1336	429.5	203.8	8.28	4.96

Tableau.III.9. Caractéristiques du profilé HEA200

III.7.5. Vérification du profilé :

III.7.5.A. Vérification selon flambement la réglementation du flambement simple :

On doit vérifier cette condition :

$$N_{sd} \leq N_{prd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_A = 1$ pour les sections transversales de classe 1
- A : l'aire de la section transversale du profilé.
- χ : est le coefficient de réduction pour le mode de flambement a considéré.
- $f_y = 235$ MPa

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{450}{8.28} = 54.34$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{450}{4.96} = 90.72$$

- $\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$ avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$; $f_y = 235$ MPa $\Rightarrow \varepsilon = 1$

$$\bar{\lambda} = \text{Max}\left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1}, \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right]$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.57 \quad \chi = 0.83$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.97 \quad \chi = 0.59$$

$$N_{sd} \leq N_{prd} = 678.124 \text{KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a donc pas de risque de flambement.

III.8. Les contreventements :

III.8.1. Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « Palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les longs pans.

III.8.2. Rôle des systèmes de contreventement

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

- Reprendre et de transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, le séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les Explosions, les chocs de véhicules, la poussée des terres...Empêcher de grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.
- Jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.
- Possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonance.

III.8.3. Efforts du vent sur les longpans

Les efforts du vent sur le bardage en longpans sont transmis aux poteaux des portiques par l'intermédiaire des lisses. Les poteaux reprennent en tête 50 % des efforts, les 50 % restants étant absorbés par le dallage.

L'effort résultant en tête de poteau est transmis dans le portique, rigide et dimensionné à cet effet, et aucun dispositif particulier n'est à prévoir dans ce cas. Mais lorsque la travée t est trop grande, les lisses doivent reposer sur un appui intermédiaire on place à cet effet un potelet intermédiaire, appuyé en tête contre la panne sablière. L'effort F , en tête du potelet, est :

- Soit repris par la panne sablière, raidie transversalement à cet effet (solution onéreuse),
- Soit transmis à la panne suivante par un montant attaché par deux diagonales, qui ramènent les efforts en tête de portique. On a ainsi constitué une "poutre au vent en longpans".

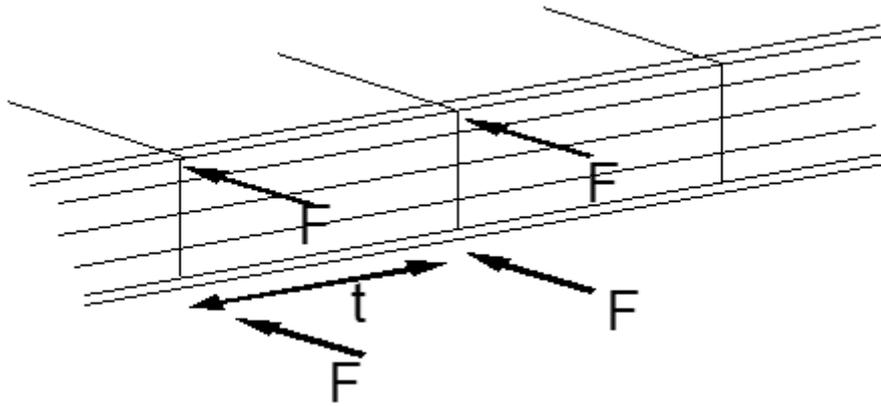


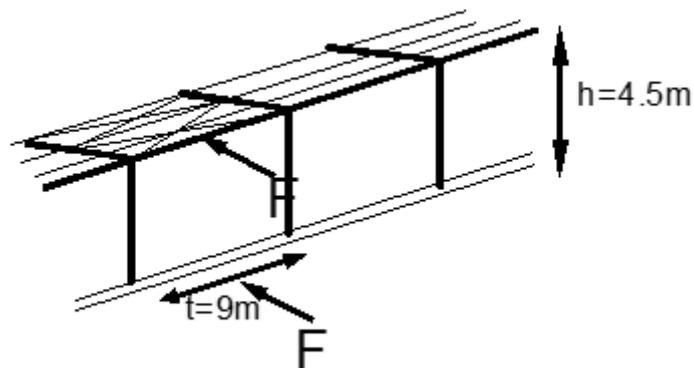
Figure.III.12. Répartition des efforts du vent sur le bardage longpans

III.8.4. Calcul de la poutre en vent de longpans :

Considérons le dispositif dans une travée de portique. L'effort du vent « F » en tête du potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple dans le montant MN,
- Un effort Fd de traction dans les diagonales NP et NQ
- Un effort Ft de compression dans les traverses des portiques
- Un effort Fp de compression dans les pannes sablières.

Figure.III.13. Efforts agissant sur poutre de long-pan



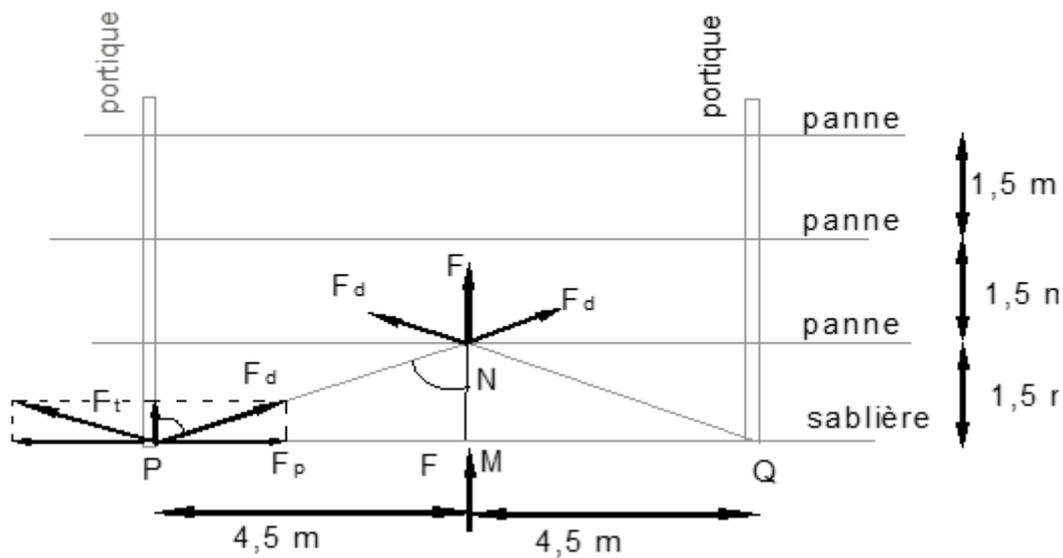


Figure.III.14. Les efforts de traction dans les tronçons de liernes

III.8.4.B. Calcul des surfaces :

$$S = \frac{h \times t}{2}$$

$$S = 16,78 \text{ m}^2$$

$$F = 1.5 \times W_e \times S$$

III.8.4.C. Calcul des forces du vent :

$$W_e = 0.536 \text{ KN/m}^2$$

$$F = 0.536 \times 16.78 = 13.56 \text{ KN}$$

$$F = 13.56 \text{ KN}$$

$$c_{sc} \beta = \frac{1.5}{\sqrt{1.5^2 + 4.5^2}}$$

$$c_{sc} \beta = 0.37 \quad \text{alors } \beta = 68.28^\circ$$

$$F_d = \frac{F}{2 c_{sc} \beta} = \frac{13.56}{2 \times 0.37} = 18.32 \text{ KN}$$

$$F_t = F_d \cos \beta = 6.78 \text{ KN}$$

$$F_p = F_d \sin \beta = 17.01 \text{ KN}$$

III.8.4.D. Dimensionnements du profilé

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Ce qui donne :

$$A \geq \frac{\gamma_m \times N_{sd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 18.32 \times 10^2}{23.5}$$

$$A \geq 0.77 \text{ cm}^2$$

On prendra une cornière de 50×50×5

$$A = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = 1.51 \text{ cm}$$

$$l = 1.5 \text{ m}$$

III.8.4.E. Vérification du flambement :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{\chi A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

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

$$\lambda = \frac{150}{1.51} = 99.33$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.91 \varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Alors

$$\bar{\lambda} = \frac{99.33}{93.91} = 1.05$$

$$\chi = 0.72$$

$$17.01 \text{ KN} \leq \frac{0.72 \times 480 \times 235}{1.1}$$

$$17.01 \text{ KN} \leq 73.83 \text{ KN}$$

$N_{sd} \leq N_{plrd} \dots \dots \dots$ la condition est vérifiée

III.8.5. Calcul de la poutre en vent de pignon :

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

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

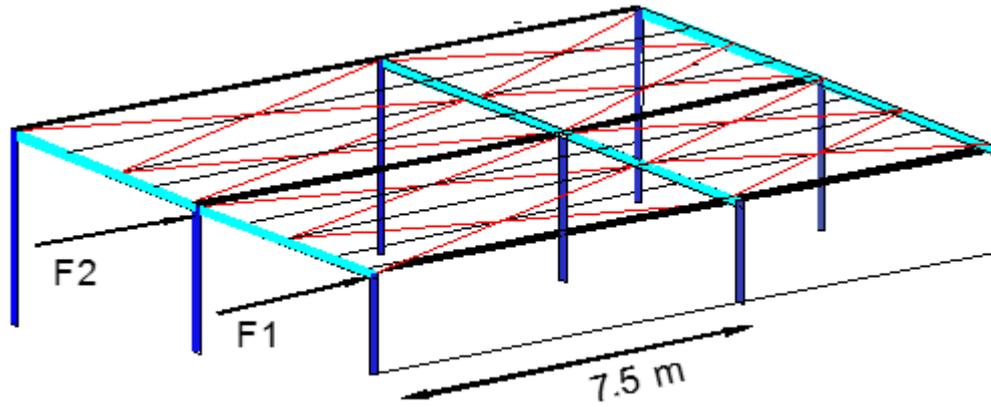


Figure.III.15. Efforts en pignon agissant sur la structure

III.8.5.B. Calcul des surfaces reprenant l'effort de vent :

$$S_1 = 8.9 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 11.39 \text{ m}^2$$

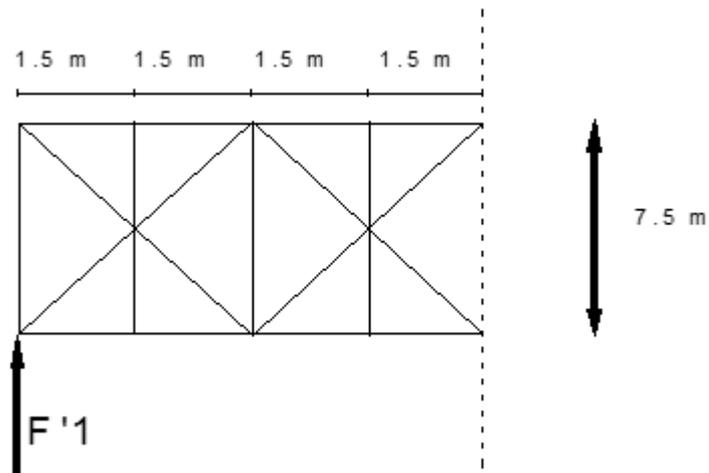
III.8.5.C. Calcul des forces de vent :

$$W = 0.561 \text{ KN/m}^2$$

Alors les force égale :

$$F_1 = 1.5 \times 0.561 \times 8.9 = 7.48 \text{ KN}$$

$$F_2 = 1.5 \times 0.561 \times 11.39 = 9.58 \text{ KN}$$



III.8.5.D. Dimensionnement du profilé :

On remarque que F_{\max} est F_2 donc on dimensionnera le profilé par rapport F_2

$$\tan \alpha = \frac{3}{7.5} = 0.0069$$

$$\alpha = 21.80^\circ$$

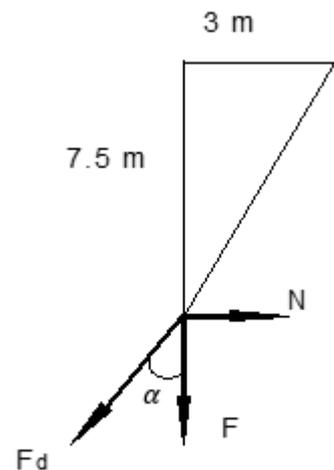
$$F_d = \frac{F}{\csc \alpha}$$

$$F_d = \frac{9.58}{\csc 21.8} = 10.31 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{F_d}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1031}{235}$$

$$A \geq 0.43 \text{ cm}^2$$



On fera le choix d'une courrière de 50×50×5 de A=4.8 cm²

III.8.5.E. Vérification du flambement :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{\chi A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

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

$$L=3.57 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{357}{1.51} = 236$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.91\epsilon \quad \text{et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Alors

$$\bar{\lambda} = \frac{236}{93.91} = 2.5 \quad \text{qui donne}$$

$$\chi = 0.1325 \quad \text{de la courb "c"}$$

$$17.01 \text{ KN} \leq \frac{0.1325 \times 480 \times 235}{1.1}$$

$$10.31 \text{ KN} \leq 14.94 \text{ KN}$$

$N_{sd} \leq N_{plrd} \dots \dots \dots$ la conditon et vérifiée

Calcul de la palée de stabilité en longpan :

On prendra des contreventements sous forme de « X »

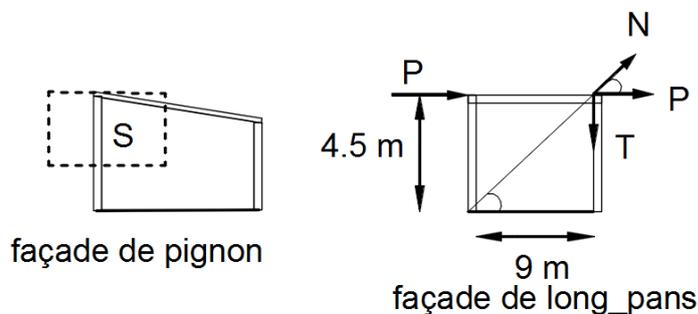
$$P = 1.5 \times W \times S$$

$$P = 1.5 \times 0.561 \times 11.39 = 9.58 \text{ KN/m}^2$$

Cette effort P sera décompose selon :

- Un effort N traction, repris par la diagonale.
- Un effort de T compression, transmis au pied du poteau.

Figure.III.16. Effort P décomposé



III.8.5.F. Dimensionnement du profilé :

On remarque que F_{max} est F_2 donc on dimensionnera le profilé par rapport à F_2

On remarque que F_{max} est F_2 donc on va dimensionner le profilé par rapport à F_2

$$\tan \alpha = \frac{4.5}{9} = 0.5$$

$$\alpha = 26.56^\circ$$

$$F_d = \frac{P}{\csc \alpha}$$

$$F_d = \frac{9.58}{\csc 26.56} = 10.71 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{F_d}{f_y}$$

$$A \geq \frac{10560}{235}$$

$$A \geq 0.44 \text{ cm}^2$$

On fera le choix d'une courrière de 50x50x5 et de $A=4.8 \text{ cm}^2$

III.8.5.G. 11111111Vérification du flambement :

Vérification de flambement

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

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

$$L=10.62 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1062}{1.52} = 957$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.91\epsilon \quad \text{et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Alors

$$\bar{\lambda} = \frac{957}{93.91} = 6.9 \quad \text{qui donne } \chi \text{ par la méthode analytique}$$

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

$$\phi = 0.5(1 + 0.49(6.9 - 0.2)) + 6.9^2$$

$$\phi = 25.94$$

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

$$\chi = \frac{1}{25.94 + \sqrt{25.94^2 - 6.9^2}}$$

$$\chi = 0.01$$

$$\chi = 0.01 \quad \text{de la courb "c"}$$

$$10.71 \text{ KN} \leq \frac{0.01 \times 480 \times 235}{1.1}$$

$$10.71 \text{ KN} \leq 1.025 \text{ KN}$$

$N_{sd} \not\leq N_{plrd} \dots \dots \dots \dots \dots \dots$ la conditon n'est pas vérifier

On prendre le choix de double cornière de 80×80×10

$$A=15.11 \text{ cm}^2$$

$$i_x=i_y=2.41 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1062}{8.42} = 220$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.91\varepsilon \quad \text{et} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Alors

$$\bar{\lambda} = \frac{220}{93.91} = 2.34$$

qui donne χ par la courbe c

$$\chi = 0.1325$$

$$\chi = 0.1325 \quad \text{de la courb "c"}$$

$$17.01 \text{ KN} \leq \frac{0.1325 \times 480 \times 235}{1.1}$$

$$10.71 \text{ KN} \leq 13.58 \text{ KN}$$

$N_{sd} \leq N_{plrd} \dots \dots \dots \dots \dots \dots$ la conditon et vérifier

Conclusion

On prendre des contreventements différente section dans la toiture et les parois verticale (palée stabiliser de long-pans)

- Dans la toiture des cornière de 50×50×5 sus forme « **X** »
- Dans les parois verticale des double cornière de 80×80×10 sous forme « **X** »

III.8.6. Conclusion

- Contreventement de la toiture : Cornières de 50×50×5 sous forme de « **X** »
- Contreventement des parois verticale : Cornières doubles de 80×80×10 sous forme de « **X** »

III.9. Conclusion :

D'après les calculs et les diverses vérifications, on a trouvé que les éléments qui constitueront l'ouvrage seront tel que :

- Les pannes IPE200
- Les pannes sablière HEA200
- Les lisses UPN180
- Les potelets IPE140
- Les poutres IPE400
- Les poutres secondaire HEA200
- Les poteau HEA200
- Contreventement de la toiture : Cornières de 50×50×5 sous forme de « **X** »
- Contreventement des parois verticale : Cornières de 80×80×10 sous forme de « **X** »

Chapitre IV: Vérification de l'ossature vis-à-vis des efforts sismiques :

IV.1. Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart des cas, constituées de barres fléchies, comprimées ou simultanément comprimées et fléchies, si l'on utilise en général le terme de "poutre" pour les barres fléchies, on emploie celui de "colonne" (ou "poteau") pour les barres comprimées, et de "poutre-poteau" pour les barres à la fois comprimées et fléchies.

Ces éléments constituent l'ossature d'un seul étage de notre structure, le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies règlementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément. Deux phénomènes doivent être vérifiés, afin de garantir le degré de sécurité souhaité, qui sont :

- Le flambement
- Le déversement

IV.2. Les phénomènes d'instabilité :

IV.2.1. Le flambement :

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

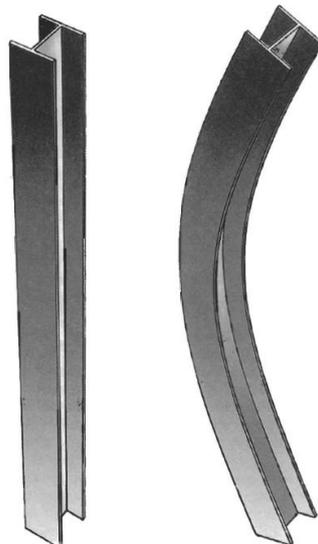


Figure.IV.1. Phénomène de flambement

IV.2.2. Le déversement :

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.



Figure.IV.2. Phénomène de déversement

IV.3. Vérification du système de contreventement :

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisés par le règlement parasismique algérien RPA99/Version 2003 sont Les palées en X .

- **Les palées en X :** Dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.
Et d'après le prédimensionnement par rapport au vent on commence les vérifications avec les profilés ci-dessous
- **Les caractéristiques de contreventement de toiture**

Cornière de L 50x50x5

Profilée	Poids	Section	Dimension		Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	a mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
L 50x50x5	3.84	4.8	50	5	10.96	10.96	5.7	3.05	1.52	1.52

Tableau.IV.1.Caractéristiques de la cornière L50x50x5

Les caractéristiques de contreventement de la palée de stabilité en long-pan (parois verticale)
Double cornière de L 80x80x10

Profilée	Poids	Section	Dimension		Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	a mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
L80x80x10	24.18	30.5	80	10	178.6	346.8	57.1	76.1	2.42	3.37

Tableau.IV.2. Caractéristiques de la cornière L80x80x10

IV.3.2. Vérification du système de contreventement a la traction :

IV.3.2.A. Vérification des palées en (X) cornière de 50x50x5 (toiture) :

L'effort normal de traction est l'effort de la barre la plus sollicitée due au séisme

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$

- N : Effort normal maximum (traction).
- N_{trd} : Effort normal plastique. Avec $N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

On a :

$$N = 19.06 \text{ KN}$$

$$A = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{480 \times 235}{1} = 112.8 \text{ KN}$$

$$N < N_{trd}$$

Alors la condition est vérifiée

IV.3.2.B. Vérification de palée de stabilité en long-pan en (X) cornière de 80x80x5 (parois verticale):

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée due au séisme

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$

- N : Effort normal maximum (traction).
- N_{trd} : Effort normal plastique. Avec $N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

On a :

$$N = 176 \text{ KN}$$

$$A = 30.05 \text{ cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{3005 \times 235}{1} = 706.17 \text{ KN}$$

$$N < N_{trd}$$

Alors la condition est vérifiée

IV.3.2.C. Vérification du système de contreventement a la traction :

C.1. Vérification des palées en (X) cornière de 50x50x5 :

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée est due au séisme

Alors

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$

- N : Effort normal maximum (traction).
- N_{trd} : Effort normal plastique. Avec $N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

On a :

$$N = 47.55 \text{ KN}$$

$$A = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$N_{t.rd} = \frac{480 \times 235}{1} = 112.8 \text{ KN}$$
$$N < N_{t.rd}$$

Alors la condition est vérifiée

C.2. Vérification de palée de stabilité en long-pan en (X) cornière de 80x80x5 (parois verticale):

L'effort normal de traction de la barre la plus sollicitée due au séisme

Alors

On doit vérifier que : $N \leq N_{trd}$

- N : Effort normal maximum (traction).
- N_{trd} : Effort normal plastique. Avec $N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

On a :

$$N = 206.05 \text{ KN}$$

$$A = 30.05 \text{ cm}^2$$

$$N_{t.rd} = \frac{3005 \times 235}{1} = 706.17 \text{ KN}$$
$$N < N_{t.rd}$$

Alors la condition est vérifiée

IV.3.3. Vérification de flambements :

IV.3.3.A. Vérification de de palée de stabilité en long-pan en (X) cornière de 80x80x5 (parois verticale):

On doit vérifier cette condition :

$$\chi_{\min} \frac{N}{\gamma_{M1}} + \frac{K_y \cdot M_y}{M_{PLy}} + \frac{K_z \cdot M_z}{M_{PLz}} \leq 1$$

Exemple de calcul :

Telle que :

$$N_{PL} = A_{br} \cdot f_y = 30.05 \times 10^2 \times 235 = 706.17 \text{ kN}$$

$$M_{PL,x} = W_{plx} \cdot f_y = 71.6 \times 10^3 \times 235 = 16.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{PL,y} = W_{ply} \cdot f_y = 57.1 \times 10^3 \times 235 = 13.41 \text{ KN.m}$$

$$K_Y = 1 - [(\mu_y \cdot N) / (x_y \cdot A \cdot f_y)] \text{ et } K_Y \leq 1,5$$

A.1. Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_{\min} = \min (X_x ; X_y)$$

$$L = 8.5$$

$$l_{fx} = L = 5.95 \text{ m}$$

$$l_{fy} = L = 5.95 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{5950}{33.7} = 176$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{5950}{24.2} = 245$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ avec}$$

$$\lambda_1 = 93.91 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{176}{93.9} = 1.87$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{245}{93.91} = 2.6$$

A.2.Choix de la courbe de flambement

Puisque le profilé est une cornière, on utilisera donc la courbe C peu importe le paramètre considéré

Alors suivant l'axe

$$x-x \longrightarrow \text{courbe « (c) »} \quad \alpha=0.49 \longrightarrow \bar{\lambda}_x = 1.87 \longrightarrow X_x = 0,2141$$

$$y-y \longrightarrow \text{courbe « (c) »} \quad \alpha=0.49 \longrightarrow \bar{\lambda}_y = 2.6 \longrightarrow X_y = 0,1234$$

Alors on déduire $x_{min} = \min(x_y, x_z) =$

$$X_y = 0,1234$$

$$\mu_x = \bar{\lambda}_x \times (2\beta_{mx} - 4) + \frac{W_{plx} - W_{elx}}{W_{elx}}$$

$$\beta_{mx} = 1,4$$

$$\mu_x = (1.87 \times [(2 \times 1.4) - 4]) + \frac{71.6 - 43.3}{43.3}$$

$$\mu_x = -1.5$$

$$k_x = 1 - \frac{\mu_x \times N}{\chi_x A f_y}$$

$$K_x = 1 + \frac{1.5 \times (190 \times 10^3)}{0.2141 \times (30.5 \times 10^2) \times 235} = 1.8 < 1.5$$

la condition n'est pas vérifier

Alors on change le profilé et d'après plusieurs essais on choisit le profilée de double UPN 200

Profilée	Poids	Section	Dimension				Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _x cm
UPN200	52.4	65.9	200	90	7.5	11.3	3951	655.9	469	395.1	7.74	4.15

Tableau.IV.3. Caractéristiques du UPN200

A.3.Les nouvelles sollicitations

Les moments d'après ETABS :

$$N_{sd}^{Max} = 206KN$$

$$M_x^{corri} = M_3 = 3.02 KN/ml$$

$$M_y^{corri} = M_2 = 0.2 KN/ml$$

A.4. Calcul de χ_{\min} :

$$\chi_{\min} = \min (X_x ; X_y)$$

$$L=8.5$$

$$l_{fx} = L = 5.95 \text{ m}$$

$$l_{fy} = L = 5.95 \text{ m}$$

- $N_{PL} = A_{br} \cdot f_y = 65.9 \times 10^2 \times 235 = 1548.6 \text{ kN}$
- $M_{PL,x} = W_{plx} \cdot f_y = 57.1 \times 10^3 \times 235 = 1339 \text{ KN.m}$
- $M_{PL,y} = W_{ply} \cdot f_y = 496 \times 10^3 \times 235 = 110.21 \text{ KN.m}$
- $K_Y = 1 - [(\mu_y \cdot N) / (X_y \cdot A \cdot f_y)]$ et $K_Y \leq 1,5$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{5950}{415} = 143$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{5950}{77.7} = 76.57$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda_1 = 93.91 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{143}{93.9} = 1.5$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{76.57}{93.91} = 0.8$$

A.5. Choix de la courbe de flambement

Puisque le profilé est une cornière, on utilisera donc la courbe C peu importe le paramètre considéré

Alors suivant l'axe

$$x-x \longrightarrow \text{courbe « (c) »} \quad \alpha=0.49 \longrightarrow \bar{\lambda}_x = 1.5 \longrightarrow X_x = 0,3145$$

$$y-y \longrightarrow \text{courbe « (c) »} \quad \alpha=0.49 \longrightarrow \bar{\lambda}_y = 0.8 \longrightarrow X_y = 0,6622$$

Alors on déduire $x_{\min} = \min(x_y, x_x) = X_y = 0,6622$

$$\mu_x = \bar{\lambda}_x \times (2\beta_{mx} - 4) + \frac{W_{plx} - W_{elx}}{W_{elx}}$$

$$\beta_{mx} = 1,4$$

$$\mu_x = (1.5 \times [(2 \times 1.4) - 4]) + \frac{143.7 - 87.5}{87.5}$$

$$\mu_x = -1.15$$

$$k_x = 1 - \frac{\mu_x \times N}{\chi_x A f_y}$$

$$K_x = 1 + \frac{1.15 \times (206 \times 10^3)}{0.3114 \times (65.9 \times 10^2) \times 235} = 1.46 < 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{my} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}}$$

$$\beta_{my} = 1.4$$

$$\mu_y = 0.8 \times [(2 \times 1.4) - 4] + \frac{496.6 - 395.1}{395.1}$$

$$\mu_y = -0.7$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y A f_y}$$

$$K_y = 1 + \frac{0.7 \times (206 \times 10^3)}{0.6662 \times (53.8 \times 10^2) \times 235} = 1.17$$

Les moments d'après etabs :

$$N_{sd}^{Max} = 206 \text{ KN}$$

$$M_x^{corri} = M_3 = 3.02 \text{ KN/ml}$$

$$M_y^{corri} = M_2 = 0.2 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{N_{PL}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_X M_X}{\frac{M_{PLx}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_Y M_Y}{\frac{M_{PLY}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{206 \times 10^3}{\frac{0.66 \times 1548.6 \times 10^3}{1.1}} + 1.46 \times \frac{3.02 \times 10^6}{\frac{13.39 \times 10^6}{1.1}} + 1.17 \times \frac{0.2 \times 10^6}{\frac{110.21 \times 10^6}{1.1}} = 0.61 < 1$$

Alors il n'y a pas risque de flambement

Les résultats sont présents dans le tableau ci-dessous

	Les charges	Les vérifications	Observation
N^{max}	206	0.61	Vérifiée
M_3^{corri}	0.02		Vérifiée
M_3^{corri}	3.02		Vérifiée
N^{corri}	178	0.43	Vérifiée
M_2^{Max}	0.36		Vérifiée
M_3^{corri}	1.26		Vérifiée
N^{corri}	105	0.67	Vérifiée
M_2^{corri}	0.03		Vérifiée
M_3^{Max}	10.68		Vérifiée

Tableau.IV.4.Vérification de flambements de palée de stabilité en long-pan (parois verticale)

A) Vérification de flambements des palées en (X) cornière de 50x50x5 (toiture) :

$L=8.11 \text{ m}$

$l_{fx} = L= 5.95 \text{ m}$

$l_{fy} = L = 5.95 \text{ m}$

- $N_{PL}=A_{br}.f_y=4.8 \times 10^2 \times 235=112.28 \text{ kN}$
- $M_{PL,x}=W_{plx}.f_y=5.7 \times 10^3 \times 235= 1.339 \text{ KN.m}$
- $M_{PL,y}=W_{ply}.f_y=5.7 \times 10^3 \times 235=1.3 \text{ KN.m}$
- $K_Y=1-[(\mu_y.N)/(x_y..A.f_y)]$ et $K_Y \leq 1,5$

La cornière 50x50x5 n'est pas vérifiée on passe à la cornière de 80x80x10

Tableau.IV.5.Les caractéristiques de la cornière de 80x80x10

Profilée	Poids	Section	Dimension		Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	a mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
L80x80x10	24.18	30.5	80	10	178.6	346.8	57.1	76.1	2.42	3.37

$N_{PL}=A_{br}.f_y=30.05 \times 10^2 \times 235=706.17 \text{ kN}$

$M_{PL,x}=W_{plx}.f_y=71.6 \times 10^3 \times 235=16.82 \text{ KN.m}$

$M_{PL,y}=W_{ply}.f_y=57.1 \times 10^3 \times 235=13.41 \text{ KN.m}$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 1.79$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 2.49$$

x-x → courbe « (c) » $\alpha=0.49 \rightarrow \bar{\lambda}_x = 1.79 \rightarrow X_x = 0,2345$

y-y → courbe « (c) » $\alpha=0.49 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 2.49 \rightarrow X_y = 0,1425$

Alors on déduit $x_{min}=\min(xy,xz) = X_y = 0,6622$

Les résultats sont présents dans le tableau ci-dessous

	Les charges	Les vérifications	Observation
N^{max}	48.09	0.57	Vérifier
M_2^{corri}	0.064		Vérifier
M_3^{corri}	0.01		Vérifier
N^{corri}	0.86	0.09	Vérifier
M_2^{Max}	0.065		Vérifier
M_3^{corri}	0.96		Vérifier
N^{corri}	0.9	0.07	Vérifier
M_2^{corri}	0.06		Vérifier
M_3^{Max}	0.96		Vérifier

Tableau.IV.6. Tableau Vérification de flambements des palées en (X) cornière de 50x50x5 (toiture)

A.6. Conclusion :

Alors d'après les vérifications selon les efforts sismiques on adopte le choix suivant :

- Pour la toiture des cornières de 80x80x10 sous forme de X
- Pour le palée de stabilité en long-pan (parois verticale) des contreventement de UPN200 sous forme de X

IV.4. Vérification des poteaux vis-à-vis au flambement :

IV.4.1. Les caractéristiques de poteau « HEA200 »

Profilé	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h mm	b Mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	I _y cm	I _z cm
HEA200	42.3	53.8	190	200	10	3692	1336	429.5	388.6	8.28	4.96

Tableau.IV.7. Caractéristiques de poteau

IV.4.2. Le flambement composé :

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y * M_y}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z * M_z}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Exemple de calcul :

Tel que :

$$N_{PL} = A_{br} \cdot f_y = 53.8 \times 10^2 \times 235 = 1264.3 \text{ kN}$$

$$M_{PL,x} = W_{plx} \cdot f_y = 429.5 \times 10^3 \times 235 = 100.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = W_{ply} \cdot f_y = 203.8 \times 10^3 \times 235 = 47.89 \text{ KN.m}$$

$$K_Y = 1 - [(\mu_y \cdot N) / (\chi_y \cdot A \cdot f_y)] \text{ et } K_Y \leq 1,5$$

• Calcul de χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min (X_x ; X_y)$$

$$l_{fx} = L = 3,15 \text{ m}$$

$$l_{fy} = L = 3,15 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{3150}{82.8} = 38.18$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{3150}{49.6} = 63.5$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \text{ avec } \lambda_1 = 93.91 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{38.18}{93.9} = 0,40$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{63.5}{93.91} = 0,67$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 < 1.25$$

$$t_f = 10 < 100 \text{ mm}$$

Alors suivant l'axe

$$x-x \longrightarrow \text{courbe « (b) »} \quad \alpha=0.34 \longrightarrow \bar{\lambda}_x = 0,4 \longrightarrow X_x = 0,9261$$

$$y-y \longrightarrow \text{courbe « (c) »} \quad \alpha=0.49 \longrightarrow \bar{\lambda}_y = 0,67 \longrightarrow X_y = 0,7247$$

Alors on en déduit $x_{\min} = \min(x_y, x_z) = X_z = 0,7247$

$$\mu_x = \bar{\lambda}_x \times (2\beta_{mx} - 4) + \frac{W_{plx} - W_{elx}}{W_{elx}}$$

$$\beta_{mx} = 1.8 - 0.7\varphi$$

$$\beta_{mx} = 1,45$$

$$\mu_x = 0.4 \times [(2 \times 1.45) - 4] + \frac{429.5 - 388.6}{388.6}$$

$$\mu_x = -0.34$$

$$k_x = 1 - \frac{\mu_x \times N}{\chi_x A f_y}$$

$$K_x = 1 + \frac{0.34 \times (222.15 \times 10^3)}{0.92 \times (53.8 \times 10^2) \times 235} = 1.06$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{my} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\beta_{my} = \beta_{m\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} \times (\beta_{m\varphi} - \beta_{mQ})$$

$$\beta_{my} = 1.31$$

$$\mu_y = 0.67 \times [(2 \times 1.31) - 4] + \frac{203.8 - 133.6}{133.6}$$

$$\mu_y = -0.41$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y A f_y}$$

$$K_y = 1 + \frac{0.41 \times (222.15 \times 10^3)}{0.72 \times (53.8 \times 10^2) \times 235} = 1.09$$

Les moments tirés depuis ETABS :

$$M_x = M_3 = 0.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_y = M_2 = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$N_{sd} = 222.15 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{N_{PL}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_x M_x}{\frac{M_{PLY}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_y}{\frac{M_{PLY}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{222.15 \times 10^3}{0.72 \times 1264.3 \times 10^3 \times 1.1} + 1.14 \times \frac{0.66 \times 10^6}{100.9 \times 10^6 \times 1.1} + 1.22 \times \frac{2.63 \times 10^6}{47.89 \times 10^6 \times 1.1} = 0.34 < 1$$

Alors il n'y a pas risque de flambement

Les résultant sont récapitulé dans le tableau suivant

Les combinaisons	Les moments		Les coefficients				La valeur finale	Condition $\theta \leq 1$	
	M_x	M_y	χ_{min}	μ_x	μ_y	K_x			K_y
0,8G+Ex	0,66	2,63	0,72	-0,34	-0,39	1,06	1,10	0,34	vérifier
0,8G+Ey	5,07	1,46	0,72	-0,45	-0,31	1,11	1,10	0,45	vérifier
G+Q+EX	0,82	3,26	0,72	-0,45	-0,31	1,14	1,12	0,53	vérifier
G+Q+EY	4,09	2,1	0,72	-0,35	-0,33	1,14	1,16	0,65	vérifier
0,8G-EX	0,66	2,71	0,72	-0,45	-0,39	1,08	1,10	0,34	vérifier
0,8G-EY	5,9	1,24	0,72	-0,45	-0,49	1,11	1,16	0,46	vérifier
ELU	0,77	1,37	0,72	-0,34	-0,39	1,19	1,29	0,85	vérifier

Tableau.IV.8.Vérification de flambement composé

IV.5. Vérification des poutres vis-à-vis au déversement :

IV.5.1. Déversement soumise à la flexion et à la compression :

IV.5.1.A. Vérification des poutres principales :

Caractéristiques des poutres principales :

Profilée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE400	66.3	84.5	400	180	12	20290	1171	1144	1022	16.66	3.96

Tableau.IV.9.Caractéristique de la poutre principale

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_z \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} M_x}{\chi_{LT} \frac{W_{pl.x} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_y}{\frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.9$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Les combinaisons	Les moments			Les coefficients			La valeur finale	Condition $\vartheta \leq 1$
	N	M_x	M_y	χ_z	K_{LT}	χ_{LT}		
0,8G+Ex	0,16	6,78	0,03	0,48	0,97	0,58	0,10	vérifier
0,8G+Ey	4,19	4,14	0,07	0,48	0,93	0,58	0,17	vérifier
G+Q+EX	7,92	6,33	0,12	0,48	0,98	0,58	0,29	vérifier
G+Q+EY	3,57	8,96	0,16	0,48	0,94	0,58	0,39	vérifier
ELU	13,2	8,48	0,4	0,48	0,99	0,58	0,89	vérifier

Tableau.IV.10. Vérification de déversements soumis à la flexion et à la compressions

IV.5.2. Déversement soumise à la flexion simple :

IV.5.2.A. Poutre principal

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Les combinaisons	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	φ_{LT}	M_{brd} N/mm ²	M_{sd} N/mm ²	Condition $\delta \leq 1$
0,8G+Ex	118,27	1,259	1,404	0,493	137,84	$6,78 \times 10^{-3}$	vérifier
0,8G+Ey	118,27	1,259	1,404	0,493	137,84	$4,14 \times 10^{-3}$	vérifier
G+Q+EX	118,27	1,259	1,404	0,493	137,84	$6,33 \times 10^{-3}$	vérifier
G+Q+EY	118,27	1,259	1,404	0,493	137,84	$8,96 \times 10^{-3}$	vérifier
ELU	118,27	1,259	1,404	0,493	137,84	$8,48 \times 10^{-3}$	vérifier

Tableau.IV.11.Vérification de déversement soumise à la flexion simple

IV.5.2.B. Poutres secondaire :

Caractéristiques des poutres secondaires :

Profilée	Poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b Mm	t _f mm	I _X cm ⁴	I _Y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA200	42.3	53.8	190	200	10	3692	1335	429.5	388.6	8.28	4.96

Tableau.IV.12.Caractéristiques de la poutre secondaire

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Les combinaisons	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	φ_{LT}	M_{brd}	M_{sd}	Condition $\delta \leq 1$
0,8G+Ex	123,46	1,314	1,481	0,462	42,404	10,38	vérifier
0,8G+Ey	123,46	1,314	1,481	0,462	42,404	10,3	vérifier
G+Q+EX	123,46	1,314	1,481	0,462	42,404	16,09	vérifier
G+Q+EY	123,46	1,314	1,481	0,462	42,404	16,02	vérifier
ELU	123,46	1,314	1,481	0,462	42,404	22,02	vérifier

Tableau.IV.13.Vérification de déversement soumis à la flexion simple

Chapitre V: Les assemblages :

V.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser une ou plusieurs pièces entre elles, et il doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- Transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement articulationetc.)
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage

Les assemblages constituent des zones particulières plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier affaiblie par la chauffe du soudage, c'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Les assemblages peuvent être considérés comme autant que talons d'Achille d'une structure, et on peut dire qu'une charpente sous dimensionnée, mais correctement assemblée, est préférable à une charpente correctement dimensionnée, mais mal assemblée.

V.2. Classification des assemblages :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

V.2.1. Leur rigidité :

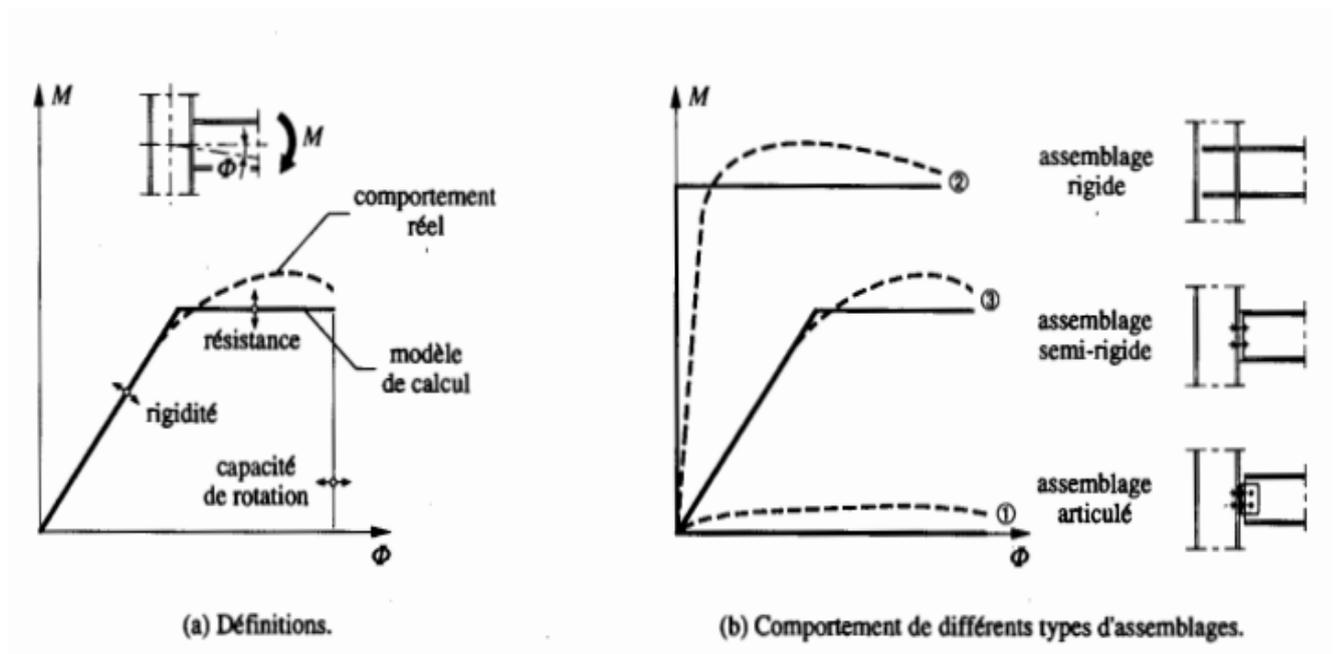


Figure.V.1. Comportement des différents types d'assemblages

V.2.2. Assemblage articulé :

Un assemblage peut être considéré comme articulé dans le cas où il ne transmette qu'un effort tranchant et qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants

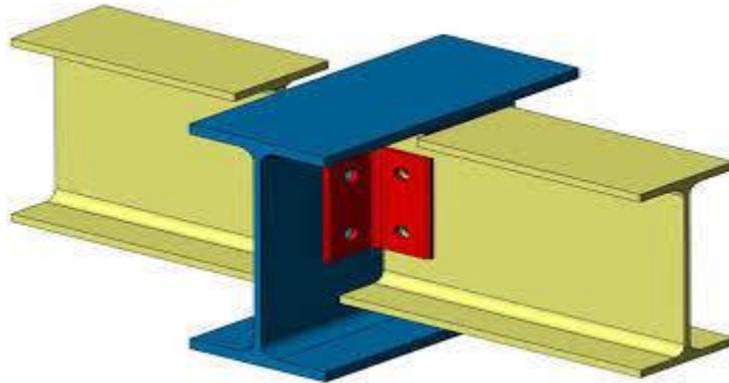


Figure.V.2. Assemblage articuler entre une poutre et deux solives

V.2.3. Assemblage semi-rigide :

Les assemblages semi-rigides doivent être aptes à transmettre les efforts et moments calculés lors de leur conception.

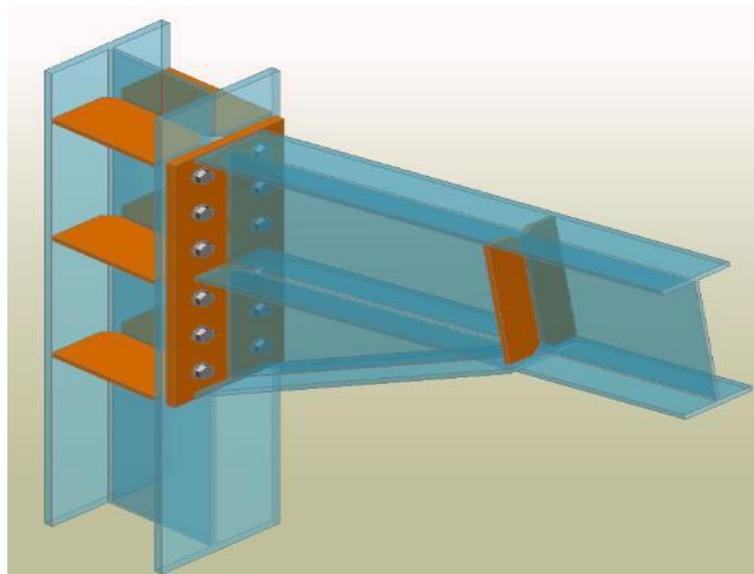


Figure.V.3. Assemblage semi-rigide entre un poutre et poteau

V.2.4. Assemblage Rigide :

Un assemblage rigide doit être capable de transmettre les efforts et les moments calculés lors de leur dimensionnement

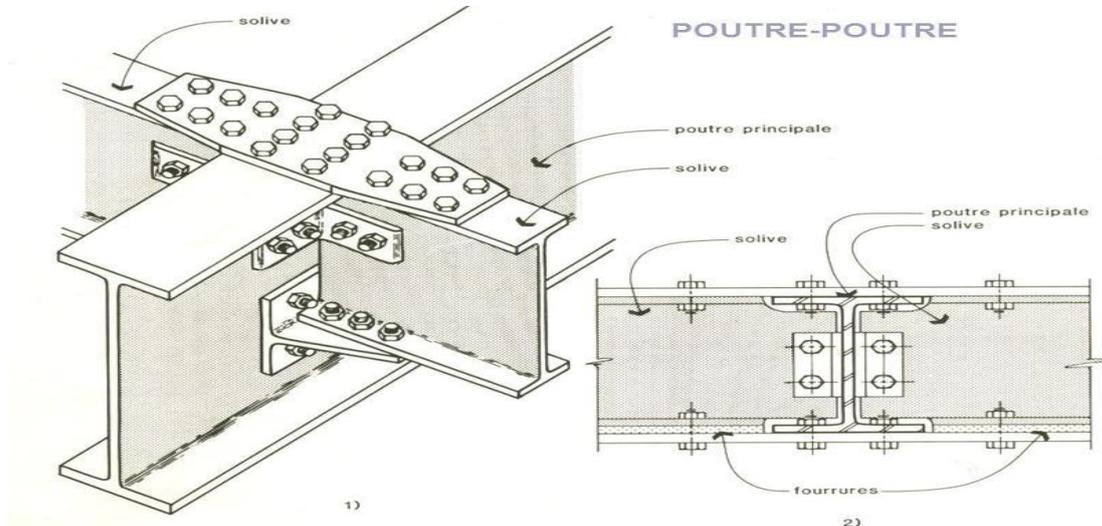


Figure.V.4. Assemblage rigide entre 2 solive et poutre principal

V.3. Les modes d'assemblage

V.3.1. Le rivetage :

Pratiquement abandonnés de nos jours du fait des difficultés inhérentes à leurs mises en œuvre (particulièrement sur chantiers). Le rivetage reste cependant utilisé dans certains cas où il est plus avantageux que les autres modes.

V.3.2. Le boulonnage :

Les assemblages par le boulonnage est le moyen le plus utilisé, du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage en cas des problèmes sur site. Il permet aussi de relier des pièces élémentaires de formes diverses entre elle, constituant une charpente métallique, avec de types des boulon (boulons ordinaire et les boulon haut résistance HR)

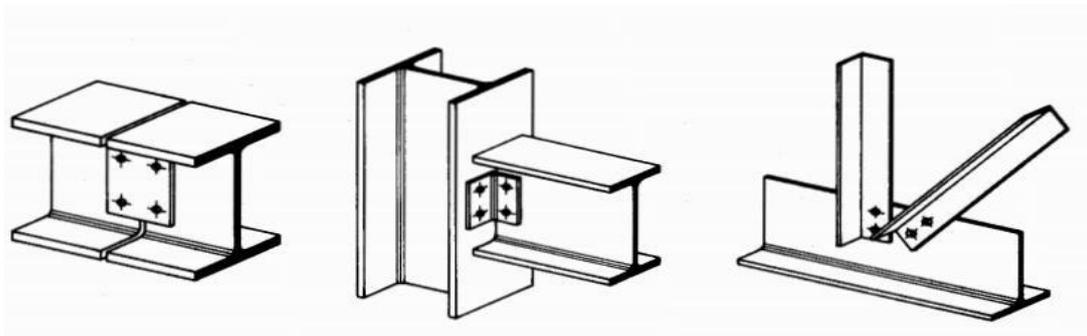


Figure.V.5. Exemples d'assemblages boulonnés

V.3.2.B. Le boulon :

Un boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et écrou également hexagonale. Les rondelles, freins d'écrou, contre-écrou font partie des accessoires des assemblages. Les jeux dans les trous sont de 1 à 2mm.

Ils travaillent soit en traction, soit au cisaillement. Le serrage d'un boulon ordinaire se fait soit manuellement, soit avec une clé, soit pneumatiquement.

Vu que le site est en zone sismique, seuls les assemblages rigides sont autorisés (les assemblages semi rigides ne sont pas admis), c'est pour cela que les assemblages principaux des systèmes structuraux sont assurés par des boulons à haute résistance

V.3.2.C. Les boulons HR :

Les boulons HR (haut résistance) sont des boulons à haute limite élastique comportant une rondelle incorporée. Lors du serrage ces boulons sont serrés fortement, et ainsi les efforts de glissement ne sont pas repris par cisaillement de la tige, mais adhérence entre les pièces à assembler. Ces boulons ne travaillent donc qu'en traction (le cisaillement représente en fait une sécurité en cas de surcharge), les charges ne transitent pratiquement pas par les boulons. Les boulons sont ainsi soumis presque exclusivement à la contrainte initiale de précontrainte, et ne connaissent que de très faibles variations de contrainte au cours de la vie de l'ouvrage

A. Avantage :

- Déformabilité très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte

B. Inconvénient :

- On doit faire très attention aux surfaces de contact des pièces à assembler et aux traitements subis (grenailage, sablage)
- Soins particuliers au montage nécessitant un personnel bien entraîné
- Donc coût élevé

C. Les classes des boulons :

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

Tableau.V.1. Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons.

Les boulons de classe 8.8 et 10.9 sont communément appelés « boulons haute résistance (boulon HR) ».

D. Les diamètres des boulons :

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
D (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A (mm ²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau.V.2.Diamètre des boulons et leur aire de section.

- **Coefficients partiels de sécurité (EC3 6.1.1.(2) [2])**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1,50$

- **Coefficient de frottement (EC36.5.6.3 [2])**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine de graissage, etc.

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

V.3.2.D. Critères de sélection des diamètres des boulons :

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

- $t \leq 10\text{mm}$ $d = (12; 14)\text{mm}$
- $10 \leq t \leq 25$ $d = (16; 20; 24)\text{mm}$
- $t \geq 25\text{mm}$ $d = (24; 27; 30)\text{mm}$

V.4. La soudure :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Le soudage consiste à fondre l'acier localement avec un autre métal d'apport de manière à reconstitué une continuité parfaite de la matière, il faut que cette continuité soit capable de transmettre dans les conditions correctes les efforts agissant dans la section.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas, on utilisera comme références les cours de master 1 année (charpente métallique I), qui sont basés sur les normes des EUROCODE3 et règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97".

V.5. Calcul des assemblages boulonnés :

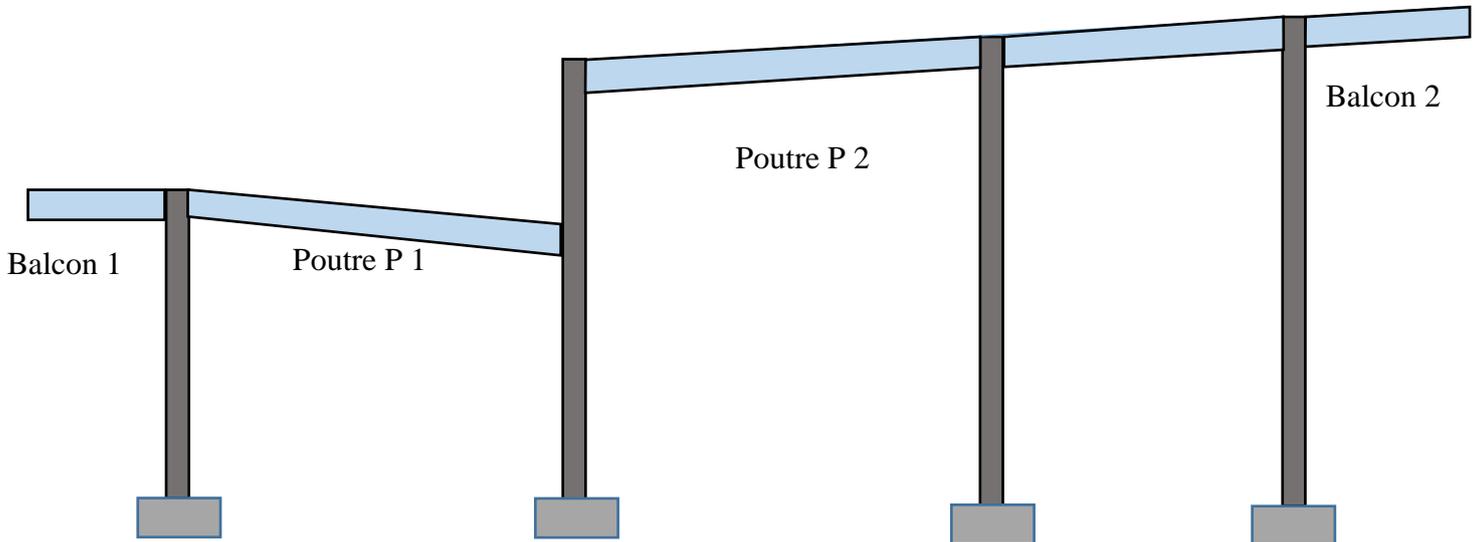


Figure.V.6. Les dispositions des poutres

V.5.2. Assemblage boulonné poteau platine (poutre) principal 1 :

V.5.2.A. Caractéristiques géométriques des profilés :

La poutre IPE400

Le poteau HEA200

	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	R mm	A Cm ²
IPE400	400	180	8,6	13,5	21	84,46
HEA200	190	200	6,5	10	18	53,8

Tableau.V.3.caractéristique des profilées

V.5.2.B. Les efforts considérés:

Les efforts sont repris depuis le logiciel « Etabs »

M= 87.77 KN.m

V=198 kN

$$t_{\text{platine}} = \max (t_f^{\text{poutre}} ; t_f^{\text{poteau}}) = (13.5 ; 10) = 13.5 \text{ mm}$$

notre choix est platine de 220x440x20

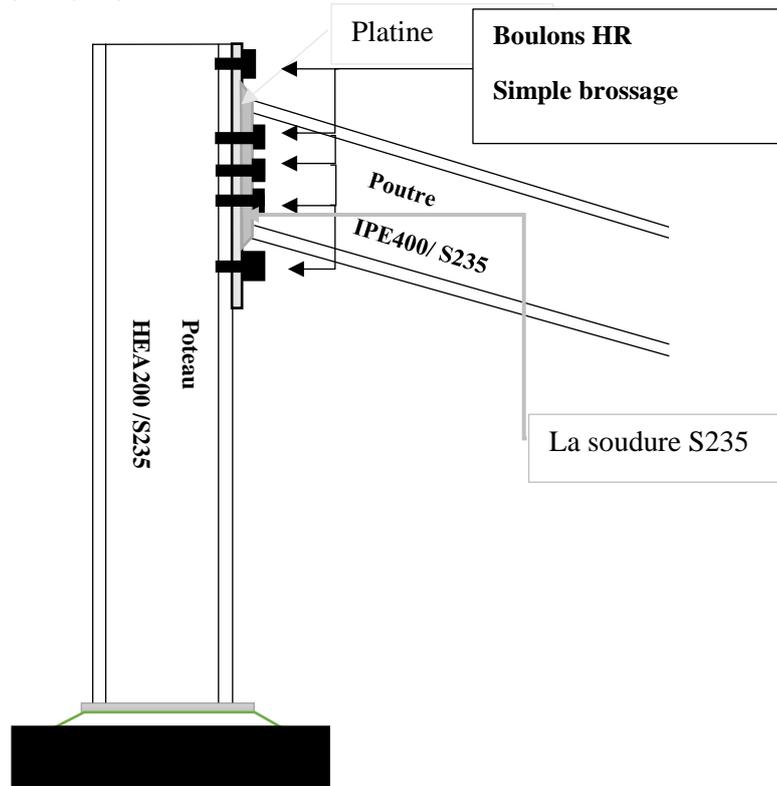


Figure.V.7. Assemblage poteau poutre

V.5.2.C. Le choix des boulons

Afin d'avoir un bon boulonnage, il faut que le boulon choisit réponde aux critères ci-dessous :

$t \leq 10\text{mm}$	$d = (12; 14)\text{mm}$
$10 \leq t \leq 25$	$d = (16; 20; 24)\text{mm}$
$t \geq 25\text{mm}$	$d = (24; 27; 30)\text{mm}$

Choix : M14 classe 8.8

Alors le $d=14\text{mm}$ et $d_0=16 \text{ mm}$ et de classe 8.8

V.5.2.D. Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{V.Rd} = \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$f_{ub} = 800 \text{ MPA}$

A_s : Section résistante en traction.

$$A_s = 115\text{mm}^2$$

γ_{Mb} : Résistance des boulons à la traction.

$$\gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} = 0.6 \times 400 \frac{115}{1.25} \times 10^3 = 44.16 \text{ KN}$$

V.5.2.E. Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{V_{sd}}{F_{v,rd}} = 4.48 \text{ boulon}$$

Alors on prendra 6 boulons de classe HR 8.8

V.5.2.F. Disposition constructive des boulons :

La procédure de calcul est la suivante :

- Donner pour chaque type de poteau les dispositions constructives et les conditions pour choisir les valeurs de e_1, p_1, e_2 et p_2 .
- Choisir une valeur pour e_1, p_1, e_2 et p_2 , de telle manière que ces quatre valeurs vérifient les dispositions constructives de tous les poteaux.
- La valeur de l'effort qui sera prise en compte dans les vérifications c'est la valeur maximale.

Les conditions de disposition constructive sont :(EC3 6.5.1)

- $1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$.
- $2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm})$.
- $1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm})$.
- $3,0d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm})$.

Alors notre disposition est :

- $33 \leq e_1 \leq 140 \dots \dots \dots e_1 = 40 \text{ mm}$
- $18 \leq p_1 \leq 150 \dots \dots \dots P_1 = 150 \text{ mm}$
- $45 \leq e_2 \leq 140 \dots \dots \dots e_2 = 50 \text{ mm}$
- $22.5 \leq P_2 \leq 150 \dots \dots \dots P_2 = 100 \text{ mm}$

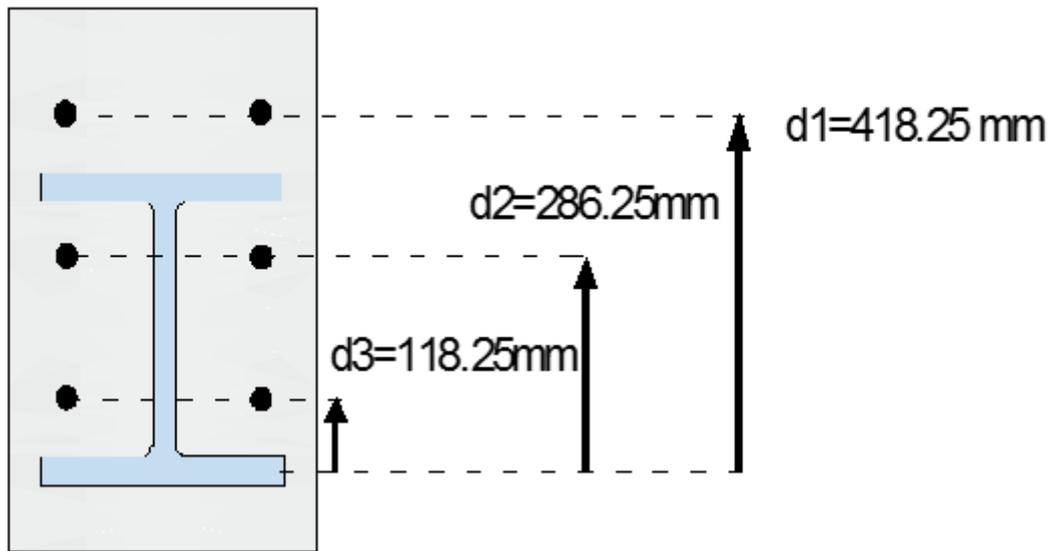


Figure.V.8. Disposition des boulons de la poutre principale 1

V.5.2.G. Versification des boulons :

G.1. Détermination de l'effort max F_{mi} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les boulons qui sont au dessus de l'axe neutre :

$$X_n = \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 61.76 \text{ mm}$$

Avec

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 431.75 \text{ mm}$$

$$d_2 = 281.75 \text{ mm}$$

$$d_3 = 131.75 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2$$

$$\sum d_i^2 = 0.431^2 + 0.281^2 + 0.131^2 = 0.28188 \text{ m}^2$$

$$F_{m1} = \frac{87.77}{2 \times 0.1861} \times 0.328 = 101.63 \text{ KN}$$

$$F_{m2} = 66.26 \text{ KN}$$

$$F_{m3} = 30.89 \text{ KN}$$

G.2.Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800\text{MPa}$ et $A_s = 115\text{mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 115 = 64.4 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 64.4 \times 0.2818}{0.431} = 84.21\text{KN.m}$$

$$87.77 \text{ MN.m} \not\leq 84.21 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \not\leq M_R$ la condition n'est pas vérifiée, on ajoutera donc des boulons.

Nouveau choix : 8 boulons HR de $d=14 \text{ mm}$ et $d_0=15 \text{ mm}$

La nouvelle disposition :

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$P_1 = 130 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$P_2 = 120 \text{ mm}$$

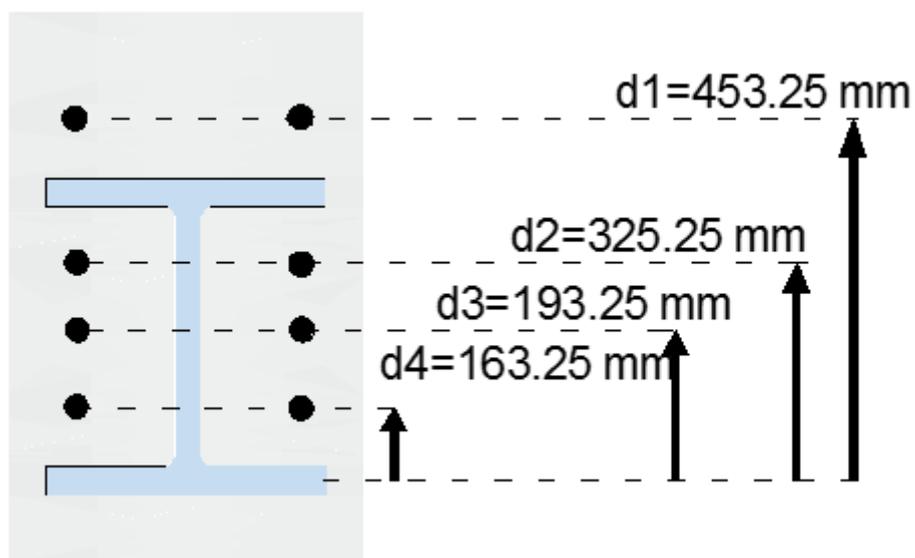


Figure.V.9. Disposition des boulons de la poutre principal 1

G.3. Détermination de l'effort max F_{mi} dans les boulons :

$$X_n = \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 61.76 \text{ mm}$$

Et

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 453.25 \text{ mm}$$

$$d_2 = 323.25 \text{ mm}$$

$$d_3 = 193.25 \text{ mm}$$

$$d_4 = 63.25 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

$$\sum d_i^2 = 0.3512 \text{ m}^2$$

- $F_{m1} = \frac{87.77}{2 \times 0.3512} \times 0.453 = 56.55 \text{ KN}$
- $F_{m2} = 40.32 \text{ KN}$
- $F_{m3} = 24 \text{ KN}$
- $F_{m4} = 7.86 \text{ KN}$

G.4. Moment résistant effectif de l'assemblage :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800 \text{ MPA}$ et $A_s = 115 \text{ mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 115 = 64.4 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 64.4 \times 0.3515}{0.453} = 99.94 \text{ KN.m}$$

$$87.77 \text{ kN.m} \leq 99.94 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_R$condition **vérifiée**, le choix de **8 boulons** sera gardé.

G.5. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

$$F_{tsd} = F_{M1} \text{ Avec } F_{tsd} : \text{effort de traction.}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} \text{ Avec } : F_{vsd} : \text{effort de cisaillement.}$$

n_b : Nombre des boulons, $n_b = 10$ boulons

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

m : Nombre des plans de cisaillement, $m=1$

Pour boulon :

$$F_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{198}{10} = 19.8 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} \leq F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0.30 \times (64.6 - (0.8 \times 56.55))}{1.25} = 4.64 \text{ KN}$$

19.8 KN $\not\leq$ 4.64 n'est pas vérifiée

On doit donc augmenter les diamètres des boulons

On prendra 10 boulons de $d=20\text{mm}$ et $d_0=22$ de classe 8.8 les mêmes dispositions

G.6. Moment résistant effectif de l'assemblage :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800\text{MPa}$ et $A_s = 245\text{mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 245 = 137 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 137 \times 0.3512}{0.453} = 212.6 \text{ KN.m}$$

$$87.77 \text{ MN.m} \leq 212.06 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_R$Condition vérifiée.

G.7.Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

Pour boulon :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.30 \times (137 - (0.8 \times 56.55))}{1.25} = 22.02 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{198}{10} = 19.8 \text{ KN}$$

$$19.8 \text{ KN} \leq 22.02 \text{ KN}$$

$F_{V.Sd} < F_{v.rd}$ vérifiée

G.8.Effet de cisaillement :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{V.Sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.85 \times f_y \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec

h_c la t_{wc} c'est les caractéristique de poteau

$$F_{v.sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.85 \times 235 \times 190 \times 6.5}{1} = 168.3 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{87.77 \times 10^3}{400 - 13.5} = 227 \text{ KN}$$

$$227\text{KN} \not\leq 168.3 \text{ KN}$$

$F_{V.Sd} \not\leq F_{v.rd}$ n'est pas vérifiée

On doit donc changer l'épaisseur de l'âme de poteau.

Donc on prendra donc un poteau **HEB240** de $t_w = 10 \text{ mm}$, de plus, nous referons toutes les vérifications en respectant les mêmes dispositions de boulons mais en utilisant des boulons M20 ($d=20\text{mm}$ et $d_0=22\text{mm}$) de classe 8.8 en prenant compte des nouvelles sollicitations :

$$M=79.61 \text{ KN.m}$$

$$V=187.07 \text{ KN}$$

G.9. Détermination de l'effort max F_{mi} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les boulons qui se situent au-dessus de l'axe neutre :

$$X_n = \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 61.76 \text{ mm} \quad \text{et}$$

$$e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$P_1 = 130 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$P_2 = 120 \text{ mm}$$

Avec

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 453.25 \text{ mm}$$

$$d_2 = 323.25 \text{ mm}$$

$$d_3 = 193.25 \text{ mm}$$

$$d_4 = 63.25 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = d_1 + d_2 + d_3 + d_4$$

$$\sum d_i^2 = 0.3512 \text{ m}^2$$

$$F_{m1} = \frac{79.61}{2 \times 0.3512} \times 0.453 = 51.34 \text{ KN}$$

$$F_{m2} = 36.6 \text{ KN}$$

$$F_{m3} = 21.87 \text{ KN}$$

$$F_{m4} = 7.14 \text{ KN}$$

G.10. Moment résistant effectif de l'assemblage :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800 \text{ MPA}$ et $A_s = 245 \text{ mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 245 = 137 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 137 \times 0.3712}{0.453} = 212 \text{ KN.m}$$

$$79.611 \text{ KN.m} \leq 212 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_R \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le Moment résistant est donc vérifié.

G.11. Résistant de l'assemblages sou l'efforts tranchant :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

Pour boulon :

$$F_{v.sd} \leq F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0.30 \times (137 - (0.8 \times 51.34))}{1.25} = 23.02 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{187}{10} = 18.7 \text{ KN}$$

$$18.7 \text{ KN} \leq 23.02 \text{ KN}$$

$$F_{v.Sd} < F_{v.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

G.12. Effet de cisaillement :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{v.Sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.85 \times f_y \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec h_c la t_{wc} c'est les caractéristique de poteau

$$F_{v.sd} = F_{t.Sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 240 \times 10}{1} = 327 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{79.61 \times 10^3}{400 - 13.5} = 205 \text{ KN}$$

$$205 \text{ KN} < 327 \text{ KN}$$

$$F_{v.Sd} < F_{v.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

G.13. Effet de traction :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{v.sd} = F_{t.sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}} = 205 \text{ KN}$$

$$F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10 \times 100}{1} = 235$$

Avec b_{eff} c'est la distance entre l'entraxe des file des boulons

$$205 \text{ KN} < 235 \text{ KN}$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.5.2.H. Conclusion :

Donc le meilleur assemblage pour la poutre principale est :

- 8 boulons HR de calasse 8.8 et de diamètre M20 ($d = 20\text{mm}$ et $d_0 = 22\text{mm}$)
- Platine de 600x200x13.6 avec une disposition de :
 - $e_1 = 40 \text{ mm}$
 - $P_1 = 150 \text{ mm}$
 - $e_2 = 50 \text{ mm}$
 - $P_2 = 100 \text{ mm}$

V.5.3. Assemblage boulonné poteau platine (poutre) principal 2 :

V.5.3.A. Caractéristiques géométriques des profilés :

La poutre IPE400

Le poteau HEB240

	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	R mm	A Cm ²
IPE400	400	180	8,6	13,5	21	84,46
HEB240	240	240	10	17	21	106

Tableau.V.4.les caractéristiques des profilées

V.5.3.B. Les efforts considérés :

Les efforts sont donnés par le logiciel « ETABS »

- $M = 55.21 \text{ KN.m}$
- $V = 39.85 \text{ kN}$

$$t_{platine} = \max(t_f^{poutre} ; t_f^{poteau}) = (13.5 ; 10) = 13.5 \text{ mm}$$

V.5.3.C. Le choix des boulons

- $t \leq 10\text{mm}$ $d = (12; 14)\text{mm}$
- $10 \leq t \leq 25$ $d = (16; 20; 24)\text{mm}$
- $t \geq 25\text{mm}$ $d = (24; 27; 30)\text{mm}$

Alors on prendra des boulons M14 ($d=14\text{mm}$ et $d_0=15\text{mm}$) de classe 8.8.

V.5.3.D. Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{V.Rd} = \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

f_{ub} = 800 MPA

A_s : Section résistante en traction.

A_s = 115mm²

γ_{Mb} : Résistance des boulons à la traction.

γ_{Mb} = 1,25

$$F_{V.Rd} = 0.6 \times 400 \frac{115}{1.25} \times 10^3 = 44.16 \text{ KN}$$

V.5.3.E. Nombre des boulons nécessaires :

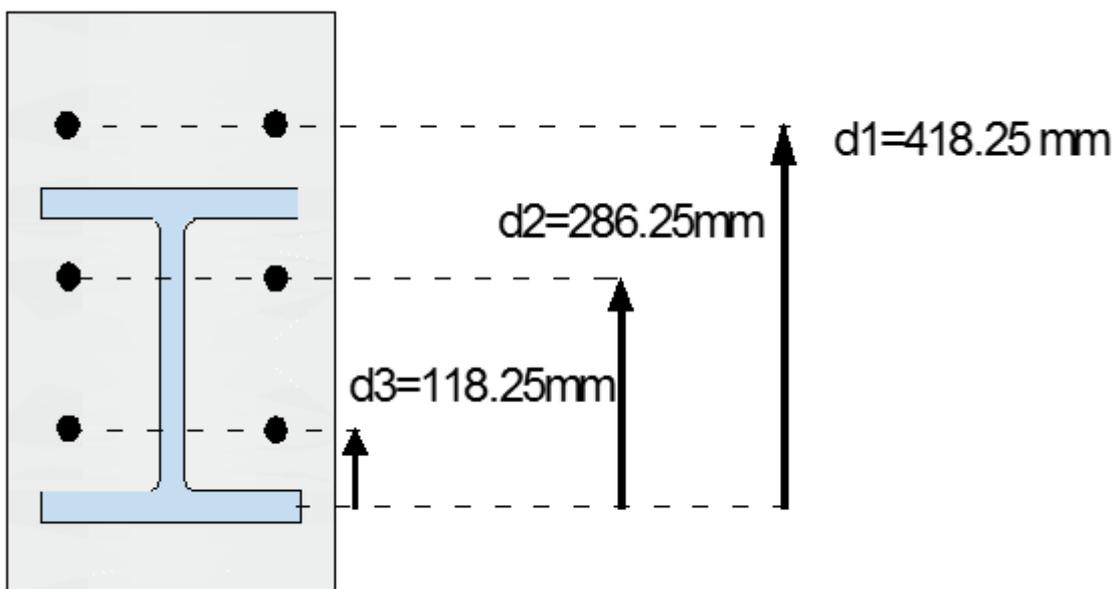
$$F_{V.Rd} = \frac{V_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{V_{sd}}{F_{V.Rd}} = 1 \text{ boulon}$$

V.5.3.F. Disposition constructive des boulons :

Alors notre disposition est :

- 33 ≤ e₁ ≤ 140 e₁ = 40 mm
- 18 ≤ p₁ ≤ 150 P₁ = 150 mm
- 45 ≤ e₁ ≤ 140 e₂ = 50 mm
- 22.5 ≤ e₁ ≤ 150 P₂ = 120 mm

Alors selon les valeurs maximales des dispositions on prendra 6 boulons HR de classe 8.8 reposant sur une platine de 550x220x13.6



V.5.3.G. Vérification des boulons :

G.1. Détermination de l'effort max F_{mi} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les boulons qui sont au dessus de l'axe neutre :

$$X_n = \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 61.76 \text{ mm}$$

Avec

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 418.25 \text{ mm}$$

$$d_2 = 268.25 \text{ mm}$$

$$d_3 = 118.25 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2$$

$$\sum d_i^2 = 0.418^2 + 0.268^2 + 0.118^2 = 0.2604 \text{ m}^2$$

$$F_{m1} = \frac{30.97}{2 \times 0.2604} \times 0.418 = 24.85 \text{ KN}$$

$$F_{m2} = 15.93 \text{ KN}$$

$$F_{m3} = 7.01 \text{ KN}$$

G.2. Moment résistant effectif de l'assemblage :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800 \text{ MPA}$ et $A_s = 115 \text{ mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 115 = 64.4 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 64.4 \times 0.2604}{0.41825} = 80.23 \text{ KN.m}$$

$$30.97 \text{ MN.m} < 80.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_R \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

G.3. Résistance de l'assemblages sous l'effort tranchant :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

Pour boulon :

$$F_{v.sd} \leq F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0.30 \times (64.4 - (0.8 \times 24.85))}{1.25} = 10.68 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{44.46}{6} = 7.41 \text{ KN}$$

$$7.41 \text{ KN} \leq 10.68 \text{ KN}$$

$F_{V.Sd} < F_{V.rd}$... condition vérifiée

G.4. Effet de cisaillement :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{V.Sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.85 \times f_y \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec h_c et t_{wc} : caractéristique du poteau

$$F_{v.sd} = F_{t.Sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 240 \times 10}{1} = 327 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{30.97 \times 10^3}{400 - 13.5} = 80.12 \text{ KN}$$

$$80.12 \text{ KN} < 327 \text{ KN}$$

$F_{V.Sd} < F_{V.rd}$... condition vérifiée

G.5. Effet de traction :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{v.sd} = F_{t.Sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}} = 80.12 \text{ KN}$$

$$F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10 \times 120}{1} = 282 \text{ KN}$$

Avec b_{eff} c'est la distance entre l'entraxe des file des boulons

$$80.12 \text{ KN} < 282 \text{ KN}$$

$F_{t.Sd} \leq F_{t.rd}$... condition vérifiée

G.6. Vérification de La pression diamétrale :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$$

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

De sorte que :

$$\alpha = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} \\ \frac{P_1}{3d_0} + \frac{1}{4} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 14 \times 13.5}{1.25} = 136 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{44.46}{6} = 7.41 \text{ KN}$$

$$7.41 \text{ KN} < 136 \text{ KN}$$

$F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$ La condition est vérifiée.

V.5.3.H. Conclusion :

Donc l'assemblage finale est :

- 6 boulons HR de classe 8.8 et de diamètre M14 (d = 14mm et d₀ = 16mm)
- Platine de 550x220x13.6 avec une disposition de :
 - e₁ = 40 mm
 - P₁ = 150 mm
 - e₂ = 50 mm
 - P₂ = 120 mm

V.5.4. Assemblage boulonné de console (les balcon 1) :

V.5.4.A. Caractéristiques géométriques des profilés :

La poutre IPE400

Le poteau HEB240

	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	R mm	A Cm ²
IPE400	400	180	8,6	13,5	21	84,46
HEB240	240	240	10	17	21	106

Tableau.V.5.les caractéristiques des profilées

V.5.4.B. Les efforts considérés:

Les efforts sont repris depuis le logiciel « ETABS »

M= 106 KN.m

V=69.5 kN

V.5.4.C. Le choix des boulons :

On prendra 8 boulons de M20 (d=20mm et d₀=22mm) de classe 8.8.

V.5.4.D. Disposition constructive des boulons :

Alors notre disposition est :

- $33 \leq e_1 \leq 140 \dots \dots \dots e_1 = 40 \text{ mm}$
- $18 \leq p_1 \leq 150 \dots \dots \dots P_1 = 130 \text{ mm}$
- $45 \leq e_1 \leq 140 \dots \dots \dots e_2 = 50 \text{ mm}$
- $22.5 \leq e_1 \leq 150 \dots \dots \dots P_2 = 120 \text{ mm}$

Notre platine est de 600x220x13.6.

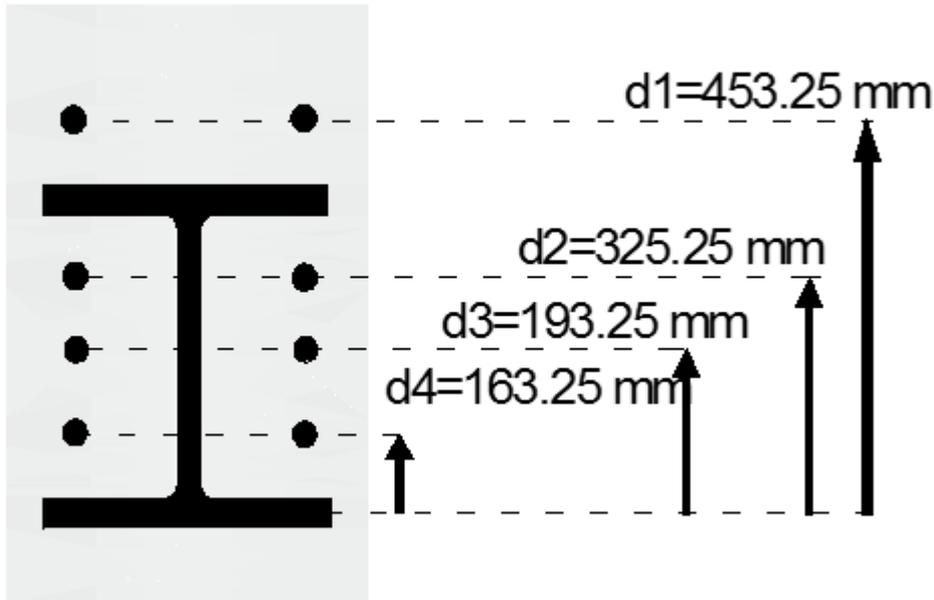


Figure.V.10. Disposition des boulons de la poutre principale de balcon

V.5.4.E. Vérification de boulons

E.1. Détermination de l'effort max F_{mi} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les boulons qui sont au dessus de l'axe neutre :

$$X_n = \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 61.76 \text{ mm}$$

Avec

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 453.25 \text{ mm}$$

$$d_2 = 323.25 \text{ mm}$$

$$d_3 = 193.25 \text{ mm}$$

$$d_4 = 63.25 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2$$

$$\sum d_i^2 = 0.453^2 + 0.323^2 + 0.193^2 + 0.063^2 = 0.3512 \text{ m}^2$$

- $F_{m1} = \frac{106.5}{2 \times 0.3512} \times 0.453 = 68.68 \text{ KN}$
- $F_{m2} = 48.97 \text{ KN}$
- $F_{m3} = 29.26 \text{ KN}$
- $F_{m4} = 9.55 \text{ KN}$

E.2. Moment résistant effectif de l'assemblage :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800\text{MPa}$ et $A_s = 245\text{mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 245 = 156.8 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 156.8 \times 0.3512}{0.453} = 241.8 \text{ KN.m}$$

$$106.5 \text{ MN.m} < 241.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_R \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E.3. Résistant de l'assemblages sou l'efforts tranchant :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{vsd} \leq F_{srd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

Pour boulon :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.30 \times (241.8 - (0.8 \times 68.68))}{1.25} = 44.65 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{69.5}{8} = 8.68$$

$$8.68 \text{ KN} \leq 44.68 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} < F_{v.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

E.4. Effet de cisaillement :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{V.sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.85 \times f_y \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec h_c la t_{wc} les caractéristique du poteau, on aura

$$F_{v.sd} = F_{t.sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 240 \times 10}{1} = 327 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{106.5 \times 10^3}{400 - 13.5} = 275.5 \text{ KN}$$

$$275.5 \text{ KN} < 327 \text{ KN}$$

$F_{V.sd} < F_{V.rd} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

E.5. Effet de traction :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10 \times 120}{1} = 282 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = F_{t.sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}} = 275.5 \text{ KN}$$

Avec b_{eff} : la distance entre l'entraxe des file des boulons

$$275.5 \text{ KN} < 282 \text{ KN}$$

$F_{t.sd} \leq F_{t.rd} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

E.6. Vérification de la pression diamétrale :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$$

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

Avec

$$\alpha = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} \\ \frac{P_1}{3d_0} + \frac{1}{4} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 14 \times 13.5}{1.25} = 136 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{69.5}{8} = 8.68 \text{ KN}$$

$$8.68 \text{ KN} < 136 \text{ KN}$$

$F_{v.sd} \leq F_{b.rd} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

V.5.4.F. Conclusion

Donc l'assemblage finale est identique à celui de la poutre principale 1, on aura donc :

- 8 boulons HR de classe 8.8 et de diamètre M20 ($d = 20\text{mm}$ et $d_0 = 22\text{mm}$)
- Platine de $600 \times 220 \times 13.6$ avec une disposition de :
 - $e_1 = 40\text{ mm}$
 - $P_1 = 130\text{ mm}$
 - $e_2 = 50\text{ mm}$
 - $P_2 = 120\text{ mm}$

V.5.5. Assemblage boulonné de console (balcon 2) :

V.5.5.A. Caractéristiques géométriques des profilés :

La poutre IPE400

Le poteau HEB240

	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	R mm	A Cm ²
IPE400	400	180	8,6	13,5	21	84,46
HEB240	240	240	10	17	21	106

Tableau.V.6. Les caractéristiques des profilées

V.5.5.B. Les efforts considérés :

Les efforts sont repris depuis le logiciel « ETABS »

- $M = 25.3\text{ KN.m}$
- $V = 37.6\text{ kN}$

V.5.5.C. Le choix des boulons :

On optera pour 6 boulons de M14 ($d=14\text{mm}$ et $d_0=16\text{mm}$) de classe 8.8.

V.5.5.D. Disposition constructive des boulons :

Alors notre disposition est :

- $19.2 \leq e_1 \leq 162 \dots \dots \dots e_1 = 40\text{ mm}$
- $35.2 \leq p_1 \leq 189 \dots \dots \dots P_1 = 150\text{ mm}$
- $24 \leq e_2 \leq 162 \dots \dots \dots e_2 = 50\text{ mm}$
- $22.5 \leq P_2 \leq 150 \dots \dots \dots P_2 = 120\text{ mm}$

Avec de 6 boulon HR 8.8 de M14.

Les dimensions de notre platine sont : $530 \times 220 \times 13.6$

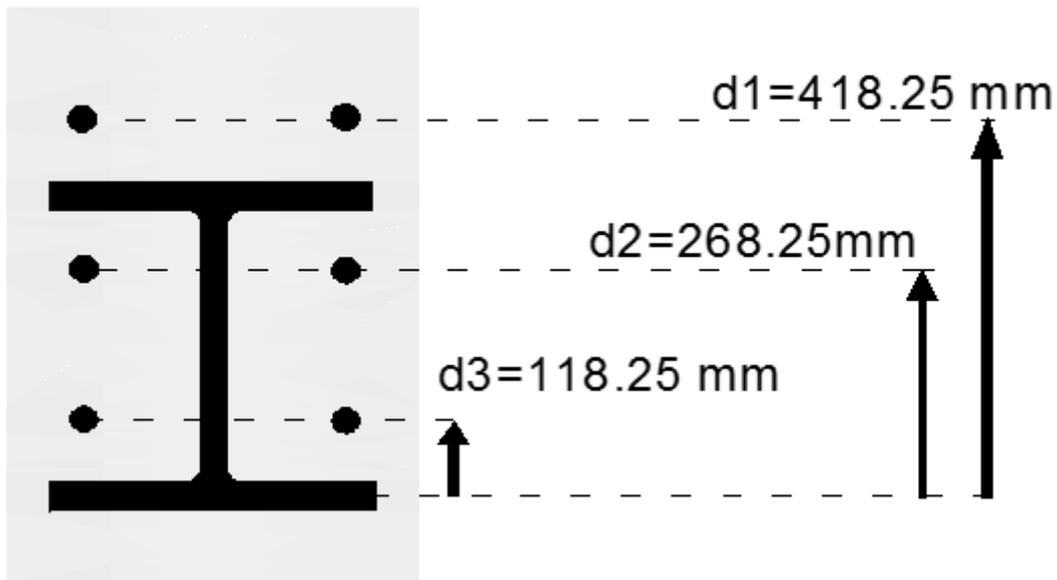


Figure.V.11. Disposition des boulons de la poutre principal 2

V.5.5.E. Vérification des boulons :

E.1.Détermination de l'effort max F_{mi} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les boulons qui sont au dessus de l'axe neutre :

$$X_n = \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 61.76 \text{ mm}$$

Avec

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 418.25 \text{ mm}$$

$$d_2 = 268.25 \text{ mm}$$

$$d_3 = 118.25 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2 + d_3^2$$

$$\sum d_i^2 = 0.418^2 + 0.268^2 + 0.118^2 = 0.2604 \text{ m}^2$$

- $F_{m1} = \frac{25.3}{2 \times 0.2604} \times 0.418 = 20.3 \text{ KN}$
- $F_{m2} = 13.01 \text{ KN}$
- $F_{m3} = 5.73 \text{ KN}$

E.2. Moment résistant effectif de l'assemblage :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800\text{MPa}$ et $A_s = 115\text{mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 115 = 64.4 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 64.4 \times 0.2604}{0.41825} = 80.23 \text{ KN.m}$$

$$25.3 \text{ MN.m} < 80.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_R \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E.3. Résistant de l'assemblages sou l'efforts tranchant :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{vsd} \leq F_{srd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

Par boulon :

$$F_{v.sd} \leq F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0.30 \times (64.4 - (0.8 \times 20.03))}{1.25} = 11.61 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{37.6}{6} = 6.26 \text{ KN}$$

$$6.26 \text{ KN} \leq 10.68 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} < F_{v.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

E.4. Effet de cisaillement :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{V.sd} \leq F_{v.rd} = \frac{0.85 \times f_y \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec h_c la t_{wc} les caractéristique du poteau

$$F_{v.sd} = F_{t.sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}} \leq F_{v.rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 240 \times 10}{1} = 327 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{25 \times 10^3}{400 - 13.5} = 64.68 \text{ KN}$$

$$64.68 \text{ KN} < 327 \text{ KN}$$

$$F_{V.sd} < F_{v.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

E.5. Effet de traction :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10 \times 120}{1} = 282 \text{ KN}$$

$$F_{v.Sd} = F_{t.Sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}} = 64.68 \text{ KN}$$

Avec b_{eff} c'est la distance entre l'entraxe des file des boulons

$$64.68 \text{ KN} < 282 \text{ KN}$$

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

E.6. Vérification de La pression diamétrale :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.rd}$$

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

Avec

$$\alpha = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} \\ \frac{P_1}{3d_0} + \frac{1}{4} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 14 \times 13.5}{1.25} = 136 \text{ KN}$$

$$F_{v.Sd} = \frac{37.6}{6} = 6.26 \text{ KN}$$

$$6.26 \text{ KN} < 136 \text{ KN}$$

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.5.5.F. Conclusion :

Donc l'assemblage finale est le même que celui de la poutre principale 2 :

- 6 boulons HR de calasse 8.8 et de diamètre M14 ($d = 14\text{mm}$ et $d_0 = 16\text{mm}$)
- Platine de 550x220x13.6 avec une disposition de :
 - $e_1 = 40 \text{ mm}$
 - $P_1 = 150 \text{ mm}$
 - $e_2 = 50 \text{ mm}$
 - $P_2 = 120 \text{ mm}$

V.5.6. Assemblage de la poutre secondaire

V.5.6.A. Caractéristiques géométriques des profilés :

La poutre HEA200

Le poteau HEB240

	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	R mm	A Cm ²
HEA200	190	200	9	15	18	78.1
HEB240	240	240	10	17	21	106

Tableau.V.7. Les caractéristiques des profilées

V.5.6.B. Les efforts considérés :

Les valeurs sont reprises depuis le logiciel « ETABS »

- M= 23.85 KN.m
- V=15.71 kN

V.5.6.C. Le choix des boulons :

On prendra des boulons M14(d = 14mm et d₀ = 16mm) de classe 8.8.

V.5.6.D. Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

La vérification se fait par le biais de la formule suivante :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

- **f_{ub} = 800 MPA**
- A_s : Section résistante en traction.
- A_s = 115mm²
- γ_{Mb} : Résistance des boulons à la traction.
- γ_{Mb} = 1,25

$$F_{v,rd} = 0.6 \times 800 \frac{115}{1.25} \times 10^3 = 44.16 \text{ KN}$$

V.5.6.E. Nombre des boulons nécessaires :

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n} \Rightarrow n = \frac{V_{sd}}{F_{v,rd}} = 1 \text{ boulon}$$

V.5.6.F. Disposition constructive des boulons :

Notre disposition est :

- $19.2 \leq e_1 \leq 150 \dots\dots\dots e_1 = 40 \text{ mm}$
- $35.2 \leq p_1 \leq 126 \dots\dots\dots P_1 = 50 \text{ mm}$
- $24 \leq e_2 \leq 150 \dots\dots\dots e_2 = 50 \text{ mm}$
- $48 \leq P_2 \leq 126 \dots\dots\dots P_2 = 100 \text{ mm}$

Avec de 4 boulon HR 8.8 de M14.

Notre platine est de 110x200x10

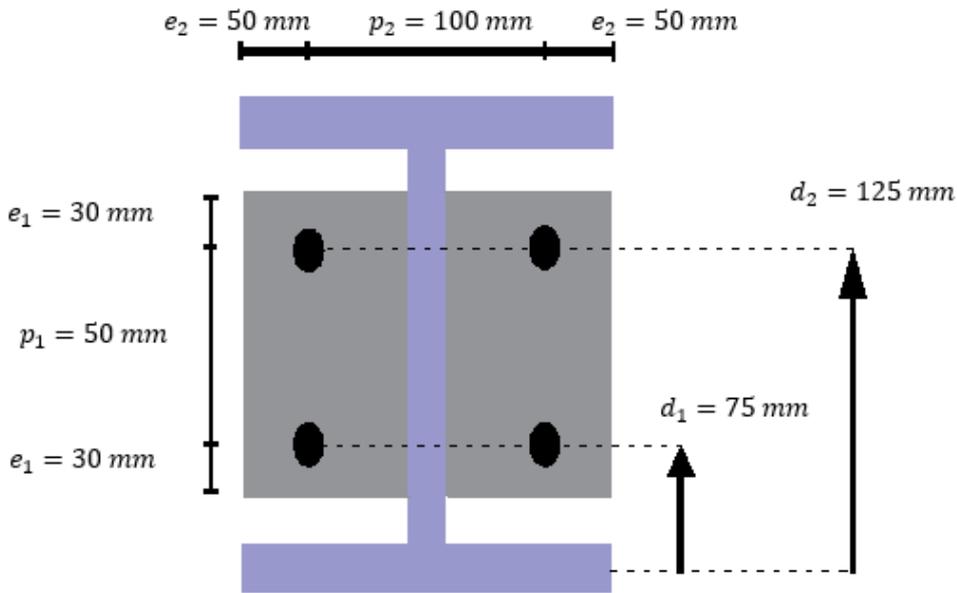


Figure.V.12. Disposition des boulon de la poutre secondaire

V.5.6.G. Vérification des boulons :

G.1. Détermination de l'effort max F_{mi} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les boulons qui sont au dessus de l'axe neutre :

$$X_n = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 55.47 \text{ mm}$$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2}$$

- $d_1 = 125 \text{ mm}$
- $d_2 = 75 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = d_1^2 + d_2^2$$

$$\sum d_i^2 = 0.125^2 + 0.075^2 = 0.02125 \text{ m}^2$$

- $F_{m1} = \frac{23.85}{2 \times 0.02125} \times 0.125 = 121.68 \text{ KN}$
- $F_{m2} = 73.01 \text{ KN}$

G.2. Moment résistant effectif de l'assemblage :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800 \text{MPa}$ et $A_s = 115 \text{mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 115 = 64.4 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 64.4 \times 0.02125}{0.225} = 12.16 \text{ KN.m}$$

$$23.85 \text{ kN.m} \not\leq 12.16 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \not\leq M_R$Condition non vérifiée

Nouveau choix : 4 boulons HR de M20 d=20mm et d₀=22 mm

$$M_R = \frac{n_f \times F_{p.cd} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $f_{ub} = 800 \text{MPa}$ et $A_s = 245 \text{mm}^2$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times 800 \times 245 = 137 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{2 \times 137 \times 0.02125}{0.225} = 25.87 \text{ KN.m}$$

$$23.85 \text{ kN.m} \leq 25.87 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_R$Condition vérifiée.

G.3. Résistant de l'assemblage sou l'efforts tranchant :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \cdot \mu \cdot m \cdot (F_p - 0,8F_{tsd})}{\gamma_{MSult}}$$

Par boulon :

$$F_{v.sd} \leq F_{vrd} = \frac{1 \times 1 \times 0.30 \times (137 - (0.8 \times 121.68))}{1.25} = 9.51 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{v_{sd}}{n} = \frac{15.71}{4} = 3.92 \text{ KN}$$

$$3.92 \text{ KN} \leq 9.51 \text{ KN}$$

$F_{V.Sd} < F_{V.rd}$ Condition vérifiée

G.4. Effet de cisaillement :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{V.Sd} \leq F_{V.rd} = \frac{0.58 \times f_y \times h_c \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec h_c la t_{wc} les caractéristique du poteau

$$F_{v.sd} = F_{t.Sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 240 \times 10}{1} = 327 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{23.85 \times 10^3}{190 - 10} = 132 \text{ KN}$$

$$132 \text{ KN} < 327 \text{ KN}$$

$F_{V.Sd} < F_{V.rd}$ condition vérifiée

G.5. Effet de traction :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t.rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 10 \times 100}{1} = 235 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = F_{t.Sd} = \frac{M}{(h - t_f)_{poutre}} = 132 \text{ KN}$$

Avec b_{eff} c'est la distance entre l'entraxe des file des boulons

$$132 \text{ KN} < 235 \text{ KN}$$

$$F_{t.sd} \leq F_{t.rd} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

G.6. Vérification de La pression diamétrale :

La vérification se fait par le biais de la condition suivante :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$$

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

Avec $\alpha = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} = 0.45 \\ \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = 0.5 \\ \frac{f_{ub}}{f_t} \text{ ou } 1 = 1 \end{array} \right.$

$$\alpha = 0.45$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 20 \times 10}{1.25} = 144 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{15.71}{4} = 3.92 \text{ KN}$$

$$3.92 \text{ KN} < 144 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} \leq F_{b.rd} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.5.6.H. Conclusion :

Donc l'assemblage finale pour la poutre secondaire est :

- 4 boulons HR de classe 8.8 et de diamètre M20 ($d = 20\text{mm}$ et $d_0 = 22\text{mm}$)
- Platine de 110x200x10 avec une disposition de :
 - $e_1 = 40 \text{ mm}$
 - $P_1 = 150 \text{ mm}$
 - $e_2 = 50 \text{ mm}$
 - $P_2 = 120 \text{ mm}$

V.5.7. Assemblages des diagonales de stabilité :

V.5.7.A. Attache diagonale 2UPN200 – gousset :

Pour notre cas les diagonales les plus sollicitées sont formées par des UPN sa dimension UPN200 ce qui fait que les boulons de l'assemblage diagonale – gousset seront doublement cisailés.

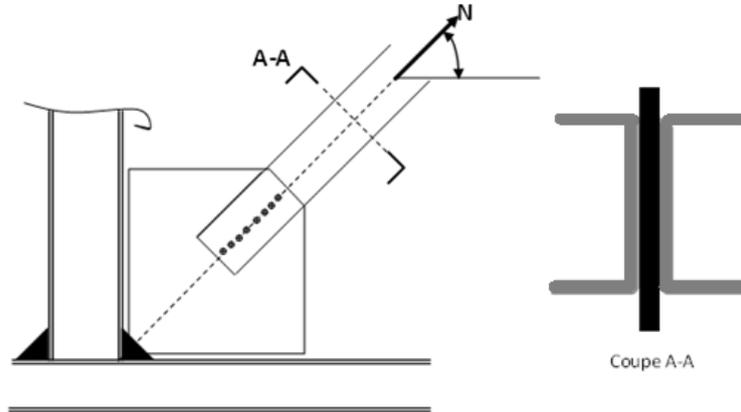


Figure.V.13. L'attache de la diagonale 2UPN240 avec le poteau.

V.5.7.B. Effort maximums de cisaillement (compression / traction) :

L'effort de compression repris par 2UPN est :

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est $V_{sd} = \frac{V_{sd} = 103 \text{ KN}}{2} = 206 \text{ KN}$

V.5.7.C. Choix des boulons :

Soit $d_0 = 22 \text{ mm}$, ce correspond, avec un jeu de 2 mm, à des boulons de diamètre $d = 20 \text{ mm}$ et de class 8.8.

V.5.7.D. Résistance d'un boulon au cisaillement :

$$F_{vRd} = 0.6 \times f_{ub} \times A_s / \gamma_{Mb}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 : \text{Section résistante en traction.}$$

$$\gamma_{Mb} = 1.25 : \text{Résistance des boulons à la traction.}$$

$$m = 2 : \text{Nombre de plan de cisaillement.}$$

$$F_{vRd} = 0,6 \times 800 \times \frac{245}{1,25} = 94,08 \text{ kN}$$

V.5.7.E. Nombre de boulons nécessaires :

$$F_{Vsd} = \frac{N_{sd}}{n} \quad n = \frac{N_{sd}}{F_{sd}} = \frac{103}{94.08} = 1.09$$

on prendra donc 3 boulons.

V.5.7.F. Disposition des boulons :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}).$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}).$$

$$26.4 \leq e_1 \leq 150 \dots \dots \dots e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$48.4 \leq p_1 \leq 119 \dots \dots \dots P_1 = 60 \text{ mm}$$

V.5.7.G. Dimension de gousset :

On a choisi un gousset de dimension : (400x400x8.5) mm

V.5.7.H. Vérification de la pression diamétrale :

La vérification de la pression diamétrale se fait par le biais de l'équation suivante :

$$F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$$

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

De sorte que :

$$\alpha = \min \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} = 0.6 \\ \frac{p_1}{3d_0} + \frac{1}{4} = 1.15 \rightarrow \alpha = 0.6 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 = 1 \end{cases}$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 20 \times 8.5}{1.25} = 122.4 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{103}{3} = 34.33 \text{ KN}$$

$$34.33 \text{ KN} < 122 \text{ KN}$$

$$F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$$

De ce fait le choix est donc validé et on prendra :

- 3 boulons HR de classe 8.8 avec un gousset de 400x400x8.5 dans l'intersection des profilées
- 3 boulons HR de classe 8.8 avec un gousset de 200x200x8.5 dans l'intersection des des palées avec les extrémités des inférieurs et supérieurs des poteaux.

V.6. Assemblage soudés

V.6.1. Méthode de calcul :

En utilisant les formules suivantes, on peut déterminer les longueurs utiles des cordons de soudures nécessaires de chaque face du profilé :

$$L_1 = b$$

$$L_2 = \frac{b - t_w}{2}$$

$$L_3 = h_i = h - 2 \times t_f$$

$$\Sigma L = 2 \times L_1 + 4 \times L_2 + 2 \times L_3$$

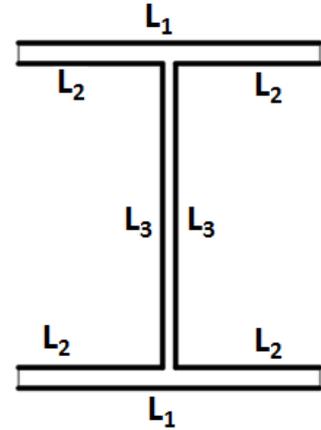


Figure.V.14. Les longueurs utiles des cordons de la soudure

L'épaisseur du cordon en fonction de l'épaisseur de la plus faible des pièces à assembler :

t (mm)	4	6	7	8	10	12	14	16	18
a (mm)	3	4	5	6	7	8	10	11	13

Tableau.V.8.L'épaisseur du cordon en fonction de l'épaisseur de la plus faible des pièces à assembler

Valeurs nominales de fy et de fu

Nuance	S235	S275	S355
f _u (MPa)	360	430	510
β _w	0,80	0,85	0,90
γ _{MW}	1,25	1,30	1,35

Tableau.V.9.les coefficient de β_w et γ_{MW} selon les nuance d'acier

V.6.2. Assemblage poutre platine

Les efforts maximums dans les nœuds des poutres

- M=87.77 KN.m
- V=198 KN

- $l_1 = 180\text{mm}$;
- $l_2 = 85.7\text{ mm}$;
- $l_3 = 373\text{ mm}$;
- $h = 400\text{ mm}$;
- $t_f = 13.5\text{ mm}$
- $t_w = 8.6\text{ mm}$

V.6.3. Calcul de l'épaisseur de la soudure :

Dans notre cas la nuance d'acier est S₂₃₅ alors

$$S_{235} \left\{ \begin{array}{l} f_u = 360\text{ MPA} \\ \beta_w \times \gamma_{mw} = 1 \end{array} \right.$$

V.6.3.A. Sous N et V (pour l'âme de la poutre) :

Le calcul de l'épaisseur se fait par le biais de la condition suivante :

$$\sqrt{\left(2 \times \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i}\right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 \times l_3 \times a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \gamma_{mw}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 0$$

$$\sqrt{3} \left(\frac{V_{sd}}{2 \times l_3 \times a}\right) \leq f_{us}$$

$$a \geq \sqrt{3} \left(\frac{V_{sd}}{2 \times l_3 \times f_{us}}\right)$$

$$a \geq 1.27\text{ mm}$$

Alors on prendra $a = 7\text{ mm}$ pour l'âme de la poutre

V.6.3.B. Sous M et N (pour les semelle de la poutre):

Le calcul de l'épaisseur se fait par le biais de la condition suivante :

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i a_i} + \frac{M_{sd}}{I_{s/y-y}} \times \frac{h}{2} \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \gamma_{mw}}$$

$$I_{s/y-y} = 2 \times I_{s1} + 4 \times I_{s2}$$

$$I_{s1} = \frac{l_1 \times a^3}{12} + (a \times l) \times \left(\frac{h}{2} + \frac{a}{2} \right)^2$$

$$\frac{l_1 \times a^3}{12} = 0 \text{ et } \frac{a}{2} = 0$$

Ce qui donne :

$$I_{s1} = (a \times l_1) \times \left(\frac{h}{2} \right)^2$$

$$I_{s1} = 7200000 a \text{ mm}^4$$

$$I_{s2} = (a \times l_2) \times \left(\frac{h}{2} - t_f \right)^2$$

$$I_{s2} = 2980838.82 a \text{ mm}^4$$

$$I_{s/y-y} = 26323355.3 a \text{ mm}^4$$

$$a \geq \sqrt{2} \frac{M_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}{26323355 \times f_{us}} \times \frac{h}{2}$$

$$a \geq 2.61 \text{ mm}$$

Alors on prendra $a = 10 \text{ mm}$ pour les semelles, afin de faciliter la réalisation sur chantier, on généralise l'épaisseur de soudures pour avoir des soudures de « $a = 10 \text{ mm}$ ».

V.6.4. Assemblages soudés gousset-contreventements :

Pour s'assurer de la qualité de la soudure dans ces éléments critiques à la résistance de l'ensemble de la structure vis-à-vis des efforts sismiques, il est important que le centre de gravité de la soudure se confonde avec le centre de gravité des profilés sélectionné, cette vérification passe par le biais de la formule suivante :

$$\begin{cases} F_1 e_1 = F_2 e_2 \dots\dots\dots (1) \\ F = F_1 + F_2 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

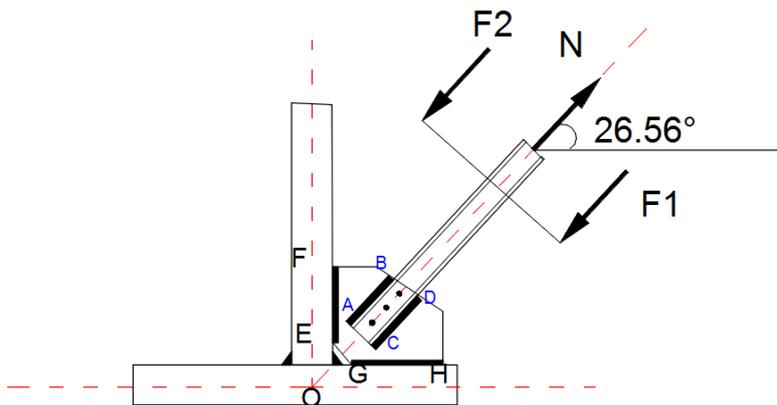


Figure.V.15. Schéma d'assemblage goussets-contreventements

$$F_1 = \frac{e_2}{e_1 + e_2} F \dots\dots\dots (1)$$

$$F_2 = \frac{e_1}{e_1 + e_2} F \dots\dots\dots (2)$$

$$F_1 = K_1 F \dots\dots\dots (1)$$

$$F_2 = K_2 F \dots\dots\dots (2)$$

Nous avons un profilé « 2UPN200 », de ce fait on prendra :

$$K_1 = 0.65 \dots\dots\dots (1)$$

$$K_2 = 0.35 \dots\dots\dots (2)$$

L'EUROCODE 3 préconise une épaisseur de soudure de l'ordre de « a=7mm », en prenant en compte ce choix, on passera à l'étape de vérification.

Vérification de l'attache des profilées UPN-Goussets :

La vérification se fera en passant par la vérification suivante

$$a \times l \geq \frac{N \times \sqrt{3}}{f_{us}} \times \beta_w \times \gamma_{mw}$$

$$\sum l_1 = 2l_1$$

$$\sum l_2 = 2l_2$$

De sorte que :

$$l_1 \geq K_1 \frac{N \times \sqrt{3}}{2 \times a \times f_{us}} \times \beta_w \times \gamma_{mw}$$

$$l_2 \geq K_2 \frac{N \times \sqrt{3}}{2 \times a \times f_{us}} \times \beta_w \times \gamma_{mw}$$

En considérant un cordon de soudure de 7mm et un effort « N=206 kN », par application numérique on auras :

$$l_1 \geq 0.65 \frac{206 \times 10^2 \times \sqrt{3}}{2 \times 7 \times 360} \times 1$$

$$l_1 \geq 77.34 \text{ mm}$$

$$l_1 \geq 0.35 \frac{206 \times 10^2 \times \sqrt{3}}{2 \times 7 \times 360} \times 1$$

$$l_1 \geq 41.64 \text{ mm}$$

On prendra donc des longueurs de cordons de l'ordre de :

- $l_1 \geq 8.5 \text{ cm}$
- $l_1 \geq 5 \text{ cm}$

V.7. Etude de tige d'ancrage

V.7.1. Introduction :

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous et tiges d'ancrage qui sont ancrée dans les poteaux en béton armé.

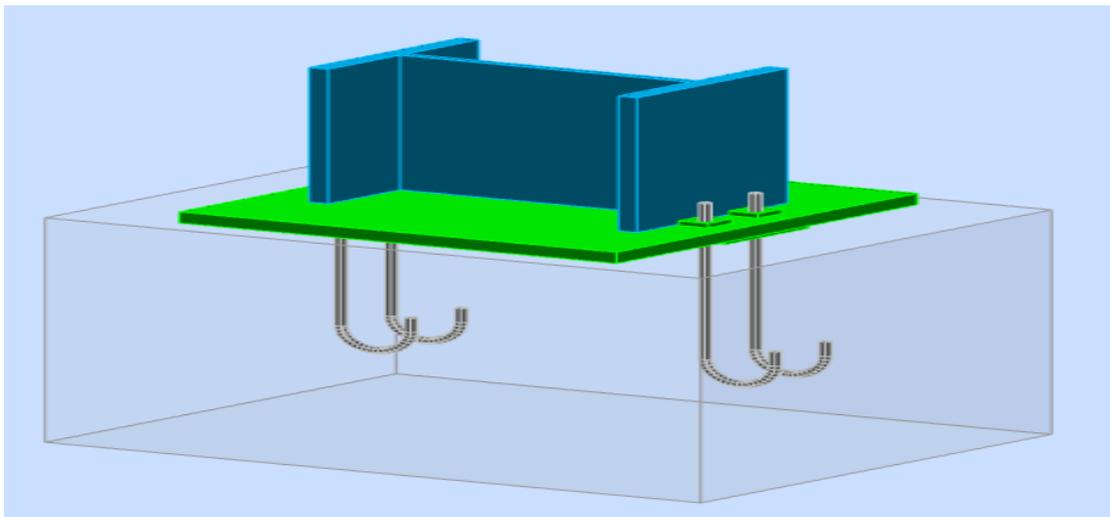


Figure.V.16. **Connexion poteau – fondation par platine d'ancrage.**

V.7.1.B. La platine d'extrémité :

La platine d'extrémité est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellés dans fondation.

Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur surface de béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

V.7.1.C. Les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

V.7.1.D. La bêche :

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert la transmission au béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau.

V.7.2. Les types de la base de poteau :

1. **Les base articulé :** est la base qui sollicité par un effort normale et un effort tranchant et elle n'pas de moment telle que : $(N \neq 0 ; V \text{ ou } T \neq 0 ; M=0)$
2. **La base encastrée :** est la base qui sollicité par tout l'effort normal ; effort tranchant ; moment) telle que $(N \neq 0 ; V \text{ ou } T \neq 0 ; M \neq 0)$

V.7.3. Dimensionnement de la platine

La largeur minimale de la platine

$$h_p = 2 \times a_s + h = (2 \times 12) + 240 = 264\text{mm}$$

$$b_p = 2 \times a_s + h = (2 \times 12) + 240 = 264\text{mm}$$

On prendra :

- $h_p = 400\text{mm}$
- $b_p = 400\text{mm}$
- $t_p = 20\text{mm}$
-

V.7.4. Choix des cordonne de la soudure

- Cordon semelle : $a_s = 0.7 \times t_f = 0.7 \times 17 = 11.9 \text{ mm} \Rightarrow a_s = 12\text{mm}$
- Cordon d'âme : $a_s = 0.7 \times t_w = 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm} \Rightarrow a_s = 12\text{mm}$

Pour des raisons d'exécution et la facilité de la mise en œuvre nous allons prendre un cordon de l'âme égale le cordon de la semelle est égale $a_s = 12 \text{ mm}$

- 1- Poteau HEB240.
- 2- Platine.
- 3- Fiche de poteau en béton armé.

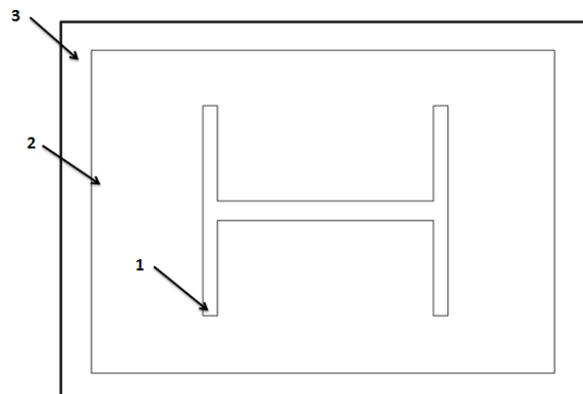


Figure.V.17. Vue en plans de la base de poteau

V.7.5. Calcul des goujons d'ancrage

V.7.5.A. Les efforts dans la platine :

$$N^{max}=665.44 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M^{corr}=9.3 \text{ KN.m}$$

$$N^{corr}=105 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M^{max}=55.49 \text{ KN.m}$$

V.7.5.B. Premier cas N^{max} et M^{corr}

B.1. Les Hypothèse de calcul

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastré dans les deux sens longitudinal et transversal.

- Le béton des poteaux (semelle) est dosé à 350 kg/ m^3 ; $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$.
- Les caractéristiques de poteau HEB240 :
 - $h=240\text{mm}$
 - $b=240\text{mm}$
 - $tw = 10\text{mm}$
 - $tf=17\text{mm}$
- Les tiges d'ancrage sont de diamètre ($\phi = 20 \text{ mm}$) et de section résistante $A_S = 245 \text{ mm}^2$
- Nombre des tiges : $n = 4$
- Platine de :
 - $h_p = 450\text{mm}$
 - $b_p = 450\text{mm}$
 - $t_p = 20\text{mm}$

B.2. Calcul de l'excentricité

Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M , ce qui est équivalent à un effort vertical N excentré de :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{9.3}{665.44} = 0.01\text{m} = 1.3\text{cm}$$

$$D/6 = 30/6 = 5\text{cm} > 1.3 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve à l'intérieur du tiers central de la section, la platine ne risque pas de soulèvement ni du côté gauche ni du côté droite (tous les boulons sont sollicités à la compression). Il n'y a donc pas lieu de vérifier la traction des tiges.

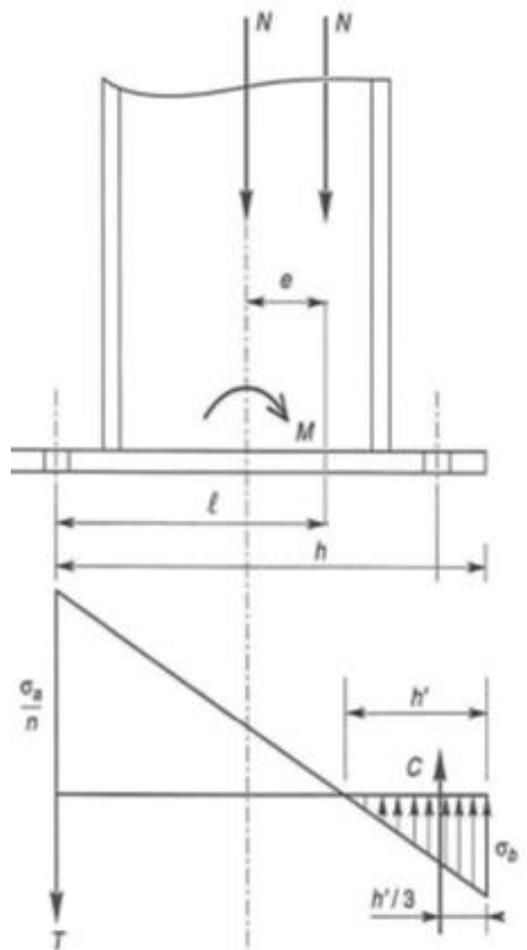


Figure.V.18. Distributions des contraintes

B.3. Vérification des contraintes :

$$A = 2.45 \times 2 = 4.9 \text{ cm}^2$$

A : section de l'ensemble des boulons

$$l = 17.5 + 1.3 = 18.8 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

L'équation de 3^{ème} degré en h' s'écrit alors :

$$h^3 + 3(l - h)h^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 - 63.6h'^2 + 184.24 h' - 7369.6 = 0$$

$$h' = 62.53 \text{ cm}$$

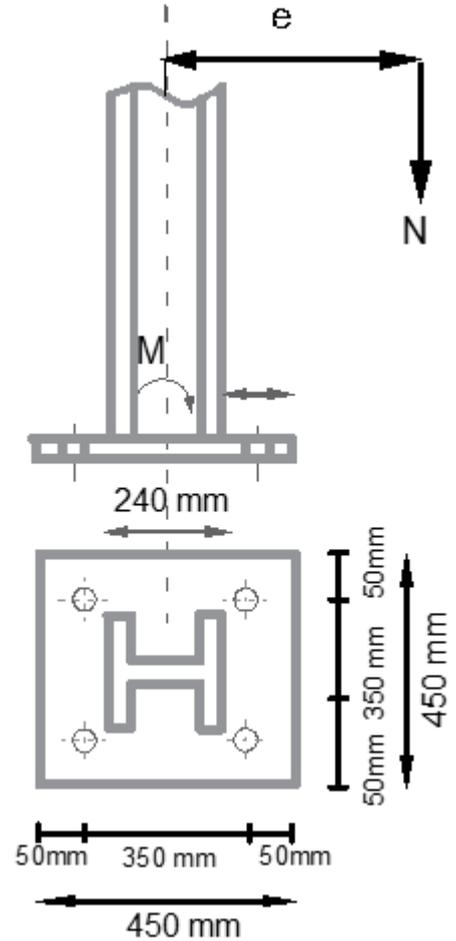


Tableau.V.10. Disposition des boulons d'ancrage

A) La contrainte de compression dans le béton est égale :

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd} \times l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 665 \times 188}{450 \times 625.3 \times (400 - \frac{625.53}{3})} = 4.64 \text{ MPA} < \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPA}$$

$\sigma_b < f_{bc} \dots \dots$ vérifier

B) Vérification des goujons a la traction :

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{N}{A} \times \frac{[l - h + (\frac{h'}{3})]}{[h - \frac{h'}{3}]}$$

$$\sigma_a = \frac{665}{490} \times \frac{[188 - 400 + (\frac{625.3}{3})]}{[400 - \frac{625.3}{3}]} = 0 \text{ MPA} < 235 \text{ MPA}$$

$$1.25\sigma_a = 0 \text{ MPA} < f_y = 235 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

B.4. Vérification de la platine :

La platine est soumise de la réaction due à la fondation selon les lignes suivant (1_1) ; (2_2) ; (3_3).

1) Vérification de la section 1_1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

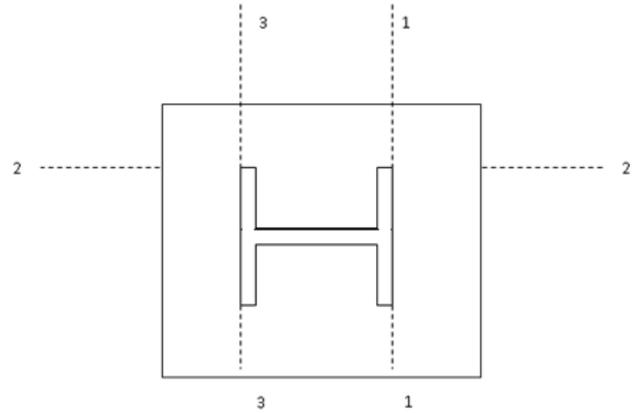


Figure.V.19. Pied de poteau

- Calcul de X :

$$\frac{h'}{\sigma_b} = \frac{h' - 105}{x}$$

$$\frac{625.3}{4.64} = \frac{625.3 - 105}{x}$$

$$x = 3.86 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = 0.84 \text{ MPA}$$

Les moments correspondants, pour une bande de largeur Unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

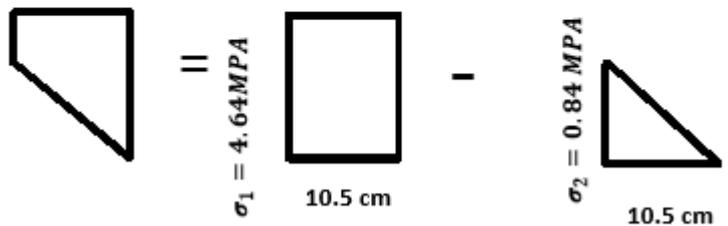
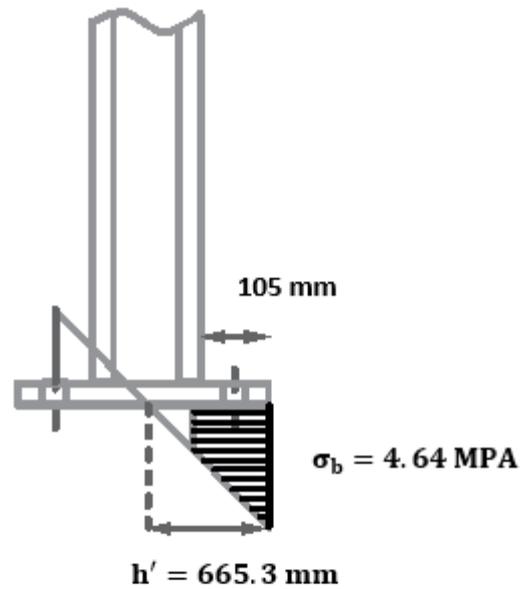
$$M_1 = 4.64 \times 10^2 \times 10.5 \times \frac{0.105}{2} = 255 \text{ N.m}$$

$$M_2 = 0.84 \times 10^2 \times \frac{10.5}{2} \times \frac{0.105}{3} = 15.4 \text{ N.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 239.6 \text{ N.m}$$

Le module d'inertie de la platine pour b=1cm est :

$$W_{el} = \frac{I}{v} = \frac{t^2}{6}$$



La contrainte de flexion de la section 1_1 :

$$\frac{M}{W_{el}} = \frac{M \times 6}{t^2} \leq f_y$$

$$t_p \geq \sqrt{\frac{255 \times 10^2 \times 6}{235 \times 10^2}} = 2.47 \text{ cm}$$

D'où $t \geq 2.47 \text{ cm}$

2) Vérification de la section 2_2 :

$$M = M_1 = 255 \text{ N.m}$$

$$t_p \geq \sqrt{\frac{255 \times 10^2 \times 6}{235 \times 10^2}} = 2.55 \text{ cm}$$

D'où $t \geq 2.55 \text{ cm}$

3) Vérification de la section 3_3 :

La platine ne va pas être soulevée ni à gauche ni à droite donc la vérification de la section tendue 3-3 n'est pas nécessaire. Alors on choisit de $t=2.55 \text{ cm}$

B.5. Dimensionnement de tige d'ancrage

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur :

- La longueur de scellement (l_1).
- Le rayon de courbure (r).
- Le retour de courbure (l_2) ; avec : $l_1 > r > l_2$

- $\phi = 20 \text{ mm}$
- $l_1 = 20\phi = 400 \text{ mm}$
- $l_2 = 2\phi = 40 \text{ mm}$
- $r = 3\phi = 60 \text{ mm}$

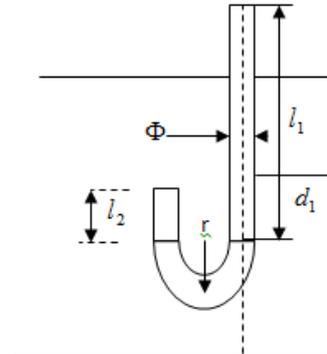


Figure.V.20. Dimensions des tige d'ancrage

V.7.5.C. Deuxième cas N^{corr} et M^{max}

Les efforts considérés sont :

$$N^{corr} = 105 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M^{max} = 55.49 \text{ KN.m}$$

C.1. Les Hypothèse de calcul

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastré dans les deux sens longitudinal et transversal.

- Le béton des poteaux (semelle) est dosé à 350 kg/m^3 ; $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$.
- Les caractéristiques de poteau HEB240 : $h=240\text{mm}$; $b=240\text{mm}$; $t_w = 10\text{mm}$; $t_f=17\text{mm}$
- Les tiges d'ancrage de diamètre ($\phi = 20 \text{ mm}$) et de section résistante $A_S = 245 \text{ mm}^2$
- Nombre des tiges : $n = 8$ tiges
- Diamètre platine :
 - $h_p = 450\text{mm}$
 - $b_p = 450\text{mm}$
 - $t_p = 20\text{mm}$

C.2. Calcul de l'excentricité

Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M , ce qui est équivalent à un effort vertical N excentré de :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{55.49}{105} = 0.528\text{m} = 52.8\text{cm}$$

$$D/6 = 30/6 = 5\text{cm} < e = 52.8 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors de tiers central de la section, et la platine soulevée à gauche (les boulons de gauche sont sollicités en traction)

C.3. Vérification des contraintes :

$$A = 3.03 \times 3 = 9.09 \text{ cm}^2$$

A : section des ensembles des boulons

$$l = 17.5 + 52.8 = 70.3 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

L'équation de 3ème degré en h' s'écrit alors :

$$h^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h^3 + 90.9 h'^2 + 1278.05 h' - 51122.16 = 0$$

$$h' = 16.65 \text{ cm}$$

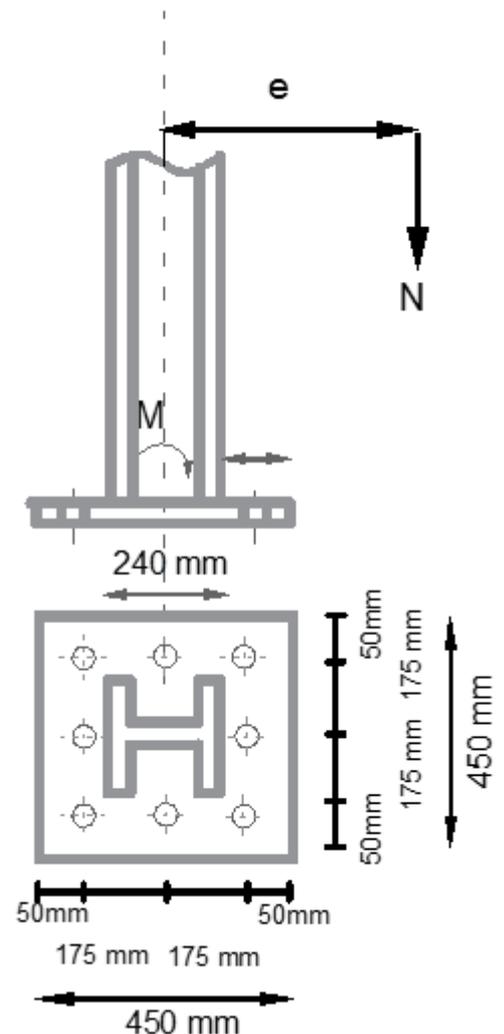


Figure.V.21. Disposition des boulons D'ancrage

C.3.2. La contrainte de béton a la compression est égale :

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd} \times l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 105 \times 703}{450 \times 166.5 \times (400 - \frac{166.5}{3})} = 5.71 \text{ MPA} < \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 17 \text{ MPA}$$

$\sigma_b < f_{bc} \dots \dots \dots$ vérifiée

C.3.3. Vérification des goujons a la traction :

$$\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{N}{A} \times \frac{[l - h + (\frac{h'}{3})]}{[h - \frac{h'}{3}]}$$

$$\sigma_a = \frac{105}{909} \times \frac{[703 - 400 + (\frac{166.5}{3})]}{[400 - \frac{166.5}{3}]} = 120.2 \text{ MPA} < 235 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$1.25\sigma_a = 150.25 \text{ MPA} < f_y = 235$$

$\sigma_a < \sigma_s \dots \dots \dots$ vérifiée

V.7.5.D. Calcul de l'épaisseur de la platine :

- Vérification dans la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité

(= 1 cm) et d'épaisseur t , sont :

Calcul de X :

$$\frac{h'}{\sigma_b} = \frac{h' - 105}{x}$$

$$\frac{166.5}{5.71} = \frac{166.5 - 105}{x} \Rightarrow x = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = 3.61 \text{ MPA}$$

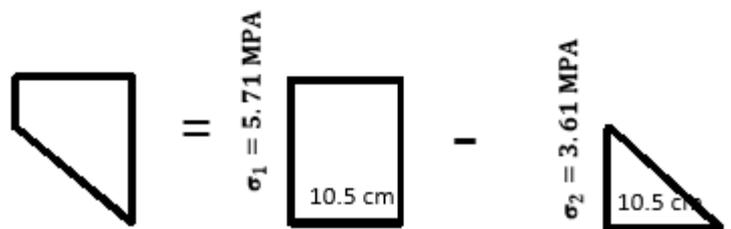
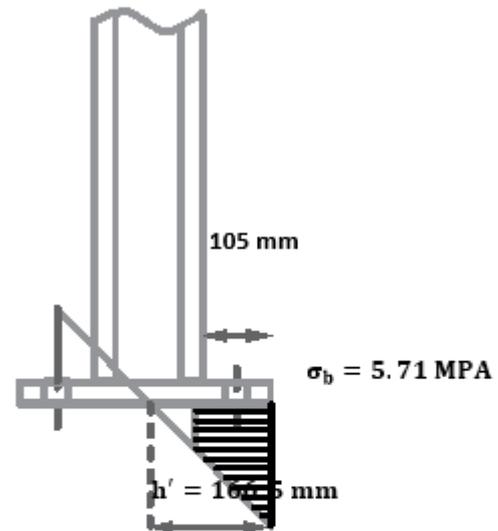


Figure.V.22. Diagramme des contraintes

Les moments correspondants, pour une bande de largeur Unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 5.71 \times 10^2 \times 10.5 \times \frac{0.105}{2} = 314 \text{ N.m}$$

$$M_2 = 3.61 \times 10^2 \times \frac{10.5}{2} \times \frac{0.105}{3} = 66.33 \text{ N.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 247.6 \text{ N.m}$$

D.2.Vérification de la section 1-1 :

Le module d'inertie de la platine pour b=1cm est :

$$W_{el} = \frac{I}{v} = \frac{t^2}{6}$$

$$\frac{M}{W_{el}} = \frac{M \times 6}{t^2} \leq f_y$$

$$t \geq \sqrt{\frac{247.6 \times 10^2 \times 6}{235 \times 10^2}} = 2.51 \text{ cm}$$

D'où $t \geq 2.51 \text{ cm}$

D.3.Vérification de la section 2-2 :

Le même raisonnement conduit au moment maximale, donc :

$$M_1 = 5.71 \times 10^2 \times 10.5 \times \frac{0.105}{2} = 314 \text{ N.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{314 \times 10^2 \times 6}{235 \times 10^2}} = 2.83 \text{ cm}$$

D'où $t \geq 2.83 \text{ cm}$

D.4.Vérification de la section 3-3 :

La cote tendue la platine est soumise à un moment $M=0.055 \times T$ (N.m)

$$T = A \times \sigma_a = 909 \times 120.2 = 109261.8 \text{ N}$$

$$M = 0.055 \times 109261.8 = 6009.39 \text{ N.m}$$

$$W_{el} = b \times \frac{t^2}{6}$$

b : la cote de la platine

Il faut vérifier que : $\frac{M}{W_{el}} \leq f_y$

$$t \geq \sqrt{\frac{6009.39 \times 10^2 \times 6}{23500 \times 45}} = 2.3 \text{ cm}$$

D'où $t \geq 2.3 \text{ cm}$

V.7.6. Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur :

- La longueur de scellement (l_1).
- Le rayon de courbure (r).
- Le retour de courbure (l_2) ; avec : $l_1 > r > l_2$

- $\phi = 22 \text{ mm}$
- $l_1 = 20\phi = 420 \text{ mm}$
- $l_2 = 2\phi = 42 \text{ mm}$
- $r = 3\phi = 66 \text{ mm}$

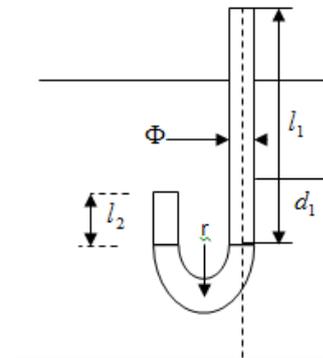


Figure.V.23. les dimensions de tige d'ancrage

V.7.7. Conclusion :

En conclusion, on sélectionnera une platine de 450x450x25 mm d'épaisseur (section 2-2) la Plus défavorable). Avec 8 boulons d'ancrage 3 boulons par face et de diamètre de 22 mm et de classe 8.8 et de la nuance de S23 ainsi que des fondations (continuité des poteaux en béton armée de la structure) de 500x500x650.

V.8. Récapitulatif des éléments en charpente métallique :

V.8.1.A. Profilé choisis :

Le hangar/toiture est composé de :

- Pannes IPE200.
- Pannes sablière HEA200.
- Lisses UPN180.
- Potelets IPE140.
- Poutres IPE400.
- Poutres secondaire HEA200.
- Poteau HEA200.
- Contreventement de la toiture : Cornières de 50×50×5 sous forme de « X » .
- Contreventement des parois verticale : Cornières de 80×80×10 sous forme de « X ».

V.8.1.B. Assemblages des éléments :

B.1. Boulonnage :

B.1.1. Poteau-platine (poutre) principal 1 et balcons 1:

- 8 boulons HR de classe 8.8 et de diamètre M20 ($d = 20\text{mm}$ et $d_0 = 22\text{mm}$)
- Platine de 600x200x13.6 avec une disposition de :
 - $e_1 = 40\text{ mm}$
 - $P_1 = 150\text{ mm}$
 - $e_2 = 50\text{ mm}$
 - $P_2 = 100\text{ mm}$

B.1.2. Poteau-platine (poutre) principal 2 et balcons 2 :

- 6 boulons HR de classe 8.8 et de diamètre M14 ($d = 14\text{mm}$ et $d_0 = 16\text{mm}$)
- Platine de 550x220x13.6 avec une disposition de :
 - $e_1 = 40\text{ mm}$
 - $P_1 = 150\text{ mm}$
 - $e_2 = 50\text{ mm}$
 - $P_2 = 120\text{ mm}$

B.1.3. Poutre secondaire :

- 4 boulons HR de classe 8.8 et de diamètre M20 ($d = 20\text{mm}$ et $d_0 = 22\text{mm}$)
- Platine de 110x200x10 avec une disposition de :
 - $e_1 = 40\text{ mm}$
 - $P_1 = 150\text{ mm}$
 - $e_2 = 50\text{ mm}$
 - $P_2 = 120\text{ mm}$

B.1.4. Contreventements

- 3 boulons HR de classe 8.8 avec un gousset de 400x400x8.5 dans l'intersection des profilées
- 3 boulons HR de classe 8.8 avec un gousset de 200x200x8.5 dans l'intersection des palées avec les extrémités des inférieurs et supérieurs des poteaux.

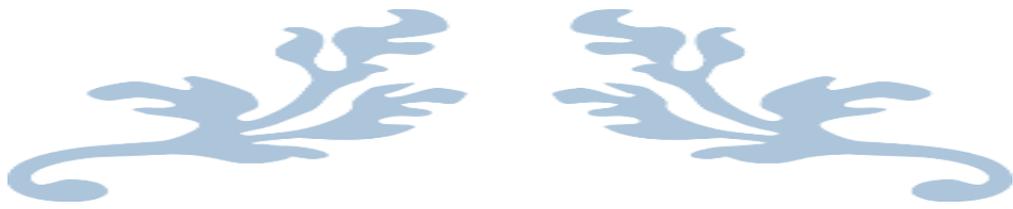
B.2. Soudure :

Les soudures au niveau des intersections poutres-platines et au niveau des semelles ont été uniformisé en une soudure de « $a=10\text{mm}$ »

B.3. Tiges d'ancrage :

- La platine est de dimensions :
 - $h_p = 450\text{mm}$
 - $b_p = 450\text{mm}$
 - $t_p = 30\text{mm}$
- Les cordons de soudures ont été uniformisé en des cordons de « $a=12\text{mm}$ » pour les semelles et l'âme.
- Les goujons d'ancrages sont de dimensions :
 - $\varnothing = 20\text{ mm}$
 - $l_1 = 20\varnothing = 400\text{ mm}$
 - $l_2 = 2\varnothing = 40\text{ mm}$
 - $r = 3\varnothing = 60\text{ mm}$
- Fondation assurée par la continuité des poteaux en béton armée qui font l'office de socle de 500x500x650.

Deuxième partie :



Étude de
l'ouvrage en
béton armé.

Chapitre VI: Prédimensionnement des éléments en béton armé

VI.1. Introduction

Le pré dimensionnement est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge, même si les planchers ne sont pas des éléments dit porteur, il est néanmoins obligatoire de les pré-dimensionner afin d'incorporer leurs poids dans la décente des charges, le pré dimensionnement a donc pour but d'estimer les dimensions des éléments constituant la structure :

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles, balcon) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En utilisant des règlements en vigueur, notamment le RPA99 modifié en 2003, BAEL91 modifié 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

VI.2. Prédimensionnement des dalles :

Le plancher est un ouvrage qui, dans une construction une plate-forme horizontale leurs fonctions principales sont :

- Porter les charges et les surcharges du bâtiment.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Un séparateur entre deux étages.

Il existe plusieurs types de planchers, les plus courants sont :

- Plancher à corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

En vue des travées imposantes présentes sur notre ouvrage ainsi qu'au charges d'exploitation importantes, la solution de plancher à corps creux ne répond pas au besoins de l'ouvrage, de ce fait, on opte pour un plancher à dalle pleine.

VI.2.1. Plancher courant :

Le pré dimensionnement d'un plancher en dalle pleine doit satisfaire plusieurs critères de sécurité et de confort.

Ce type de plancher est le plus courant pour les bâtiments ayant des portées importantes ou qui subissent des charges d'exploitation imposante, ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaire et principale, les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres.

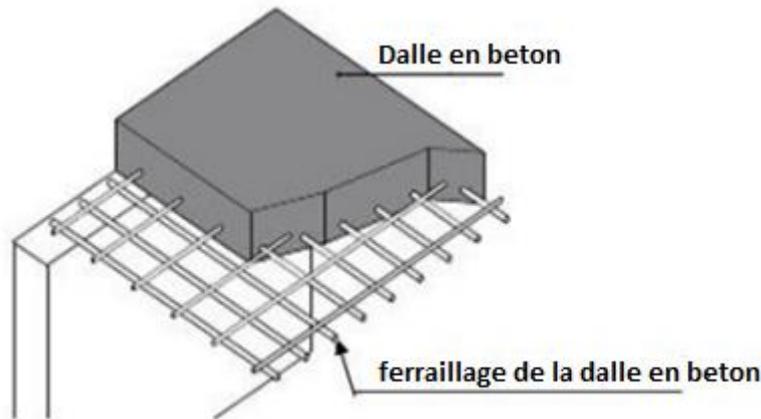


Figure.VI.1. Exemple d'armatures de dalles

VI.2.1.A. Critère de résistance au feu :

Notre plancher doit tenir en cas d'incendie, pour cela, le RPA propose :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 15\text{cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On opte pour $e=15\text{cm}$

VI.2.1.B. Critère de résistance a la flexion :

Pour une dalle sur 4 appuis, on utilise la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

Avec $L_{\max} = 750 - 30 = 720\text{ cm}$ on obtient:

$$\frac{720}{50} \leq e \leq \frac{720}{40} \leftrightarrow 14.4\text{cm} \leq e \leq 18\text{cm}$$

VI.2.1.C. Critère d'isolation phonique :

Etant donné la nature de notre projet (Hôtel) et du CBA93, l'isolation phonique constitue un paramètre non négligeable pour le confort des futurs clients, pour le cas d'une dalle pleine, et selon les règles du BAEL91 modifiée 99, l'épaisseur de la dalle pleine doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Afin d'assurer un confort et une sécurité maximale, de la flèche on prendra une dalle d'épaisseur $e = 18\text{cm}$.

VI.2.2. Dalle de balcon :

Le pré dimensionnement du plancher du balcon se fait en fonction de la longueur de console max, dans notre cas, on a une longueur maximale de 1.7m :

$$e = \frac{L_{\max}}{10} = \frac{170}{10} = 17\text{cm}$$

Afin de faciliter le travail sur chantier, on uniformise les dimensions des deux types de dalles, on aura donc une dalle pleine de $e = 18\text{cm}$ tout plancher confondu.

VI.2.3. Conclusions :

Afin de faciliter le travail sur chantier, on uniformise les dimensions des deux types de dalles, on aura donc une dalle pleine de $e = 18\text{cm}$ tout plancher confondu.

VI.2.4. Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

VI.2.4.A. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE

a. Charges permanentes :

1- Gravillon de protection ($e=5\text{cm}$; $\rho=17\text{kN/m}^3$).....	$0,85\text{kN/m}^2$
2- Etanchéité multicouche	$0,12\text{kN/m}^2$
3- Forme de pente ($e_{\text{moy}}=10\text{cm}$; $\rho=22\text{kN/m}^3$).....	$2,20\text{kN/m}^2$
4- Polyane.....	$0,01\text{kN/m}^2$
5- Isolation thermique (liège) ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN/m}^3$).....	$0,16\text{kN/m}^2$
6- Dalle plein (18 cm).....	$4,50\text{kN/m}^2$
7- Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	$0,20\text{kN/m}^2$
	$G=8,04\text{ kN/m}^2$

b. Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible **$Q=1,50\text{kN/m}^2$**

VI.2.4.B. PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes :

1- Carrelage ($e=2cm$).....	$0,50kN/m^2$
2- Mortier de pose ($e=2cm ; \rho=20kN/m^3$).....	$0,40kN/m^2$
3- Lit de sable ($e=3cm ; \rho=18kN/m^3$).....	$0,54kN/m^2$
4- Dalle plein ($18 cm$).....	$4,50kN/m^2$
5- Enduit en plâtre ($e=2cm ; \rho=10kN/m^3$).....	$0,20kN/m^2$
6- Cloisons de distribution ($e=10cm$).....	$1,00kN/m^2$
	$G=7,14kN/m^2$

b. Surcharge d'exploitation :

$Q=1,50kN/m^2$(habitation)

VI.3. Pré dimensionnement des portiques :

Le système des portiques est constitué par des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux), en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) ; elles doivent vérifier aussi la rigidité ce qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM.

VI.3.1. Pré dimensionnement des poutres :

VI.3.1.A. Poutres principales :

❖ D'après le "BAEL 91 modifié 99" :

* $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

* $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

- L : La portée maximale de la poutre.
- h : La hauteur de la section.
- b : La largeur de la section.

A.1. Détermination de la hauteur "h" :

On a : $L=7,50m$

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad 50 \leq h \leq 75$

On prend : $h=60cm$

A.2. Détermination de la largeur "b" :

$h = 60cm ; 0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Longrightarrow \quad 24 \leq b \leq 48$

On prend : $b=40cm$

A.3. Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $h > 30\text{cm}$ vérifié
- $b > 20\text{cm}$ vérifié
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{60}{40} = 1.5 < 4$ vérifié

A.4. Condition de rigidité :

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{60}{750} = 0,08 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc notre choix de 60x40 est vérifié.

VI.3.1.B. Poutres secondaire :

D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [1] :

$$* \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

- L : La portée maximale de la poutre.
- h : La hauteur de la section.
- b : La largeur de la section.

B.1. Détermination de la hauteur « h » :

On a : $L=6,20\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad 0.41 \leq h \leq 62$$

On prend : $h=50\text{cm}$

B.2. Détermination de la largeur « b » :

$$h = 50\text{cm} ; 0,4h \leq b \leq 0,8h \quad \Longrightarrow \quad 20 \leq b \leq 40$$

On prend : $b=35\text{cm}$

B.3. Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » : (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $h > 30\text{cm}$ vérifié
- $b > 20\text{cm}$ vérifié
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{50}{35} = 1.42 < 4$ vérifié

B.4. Condition de rigidité :

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{50}{620} = 0,0806 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc notre choix de 50x35 est vérifié.

B.5. Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 » :

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L \geq 5 \text{ m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

Avec :

- L : La portée de la poutre.
- h : La hauteur de la section de la poutre.
- f_{\max} : La flèche maximale de la poutre.
- q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).
- G : Charge permanente reprise par la poutre.
- Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.
- I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion $\left(I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$
- E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé ($E_{vj}=11496 \text{ MPa}$).

B.5.1.Sens porteurs (L=7,50m) :

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{1000} + 0,5 = 1,25 \text{ cm} ; E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 11496 \text{ MPA} ; I_b = 720000 \text{ cm}^4$$

Plancher terrasse :

$$q=G+Q$$

$$G = [(0.6 - 0.18) \times 0.4 \times 25]] + [(6,2 + 0.4) \times 8.01]$$

$$G = 57.66 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 1.5 \times (6,2)$$

$$Q = 9.3 \text{ kn/ml}$$

$$q=66.30 \text{ kn/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5 qL^4}{384E_v j I_b} = 1.2 \text{ cm} < \bar{f}_{max} = 1.25 \text{ cm}$$

Plancher courant :

$$q=G+Q$$

$$G = [(0.6 - 0.18) \times 0.4 \times 25]] + [(6,2 + 0.4) \times 7.14]$$

$$G = 47.12 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 1.5 \times (6,2)$$

$$Q = 9.30 \text{ kn/ml}$$

$$q=56.42 \text{ kn/ml}$$

$$\bar{f}_{max} = \frac{5 qL^4}{384E_v j I_b} = 1.19 \text{ cm} < \bar{f}_{max}=1.25 \text{ cm}$$

B.5.2.Sens non porteurs (L=6.2m) :

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{1000} + 0,5 = 1,12 \text{ cm} ; E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 11496 \text{ MPA} ; I_b = 18229166 \text{ cm}^4$$

Plancher terrasse :

$$q=G+Q=(25 \times 0.35 \times 0.5) + 1.5 \times$$

$$G = [(0.6 - 0.18) \times 0.4 \times 25]] + [(6,2 + 0.4) \times 8.01]$$

$$G = 57.66 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 1.5 \times (6,2)$$

$$Q = 9.3 \text{ kn/ml}$$

$$q=66.30 \text{ kn/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5 qL^4}{384E_{vj}I_b} = 1.2cm < \bar{f}_{max} = 1.25 cm$$

$$q = G + Q = (6,39 \times 0,95 + 25 \times 0,2 \times 0,35) + 1 \times 0,95 = 8,771 kN/ml$$

$$f^{max} = 0,67 cm \pi 0,92 cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Plancher courant :

$$q = G + Q = (5,49 \times 0,95 + 25 \times 0,2 \times 0,35) + 1,5 \times 0,95 = 8,39 kN/ml$$

$$f^{max} = 0,64 cm \pi 0,92 cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.3.1.C. Conclusion :

- Poutres porteuses.....(b x h)=(40x60)cm²

- Poutres secondaires.....(b x h)=(35x50)cm²

VI.4. L'acrotère :

VI.4.1. Charges permanentes :

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 cm^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 kN/ml$$

Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m³) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 18 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,504 kN/ml$$

$$G = 2,229 kN/ml$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 kN/ml$$

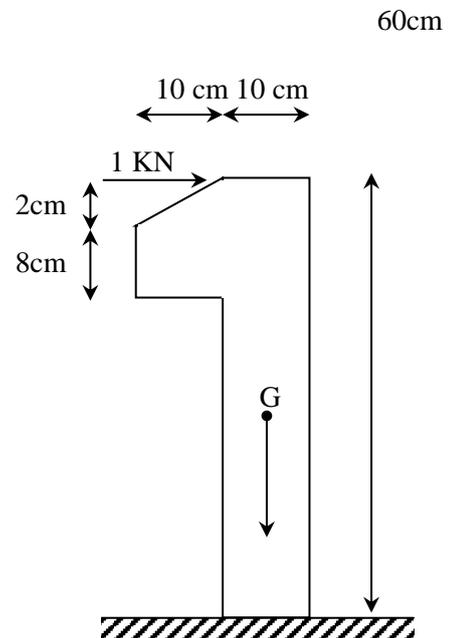


Figure.VI.2. Dimensions de l'acrotère

VI.5. Prédimensionnement des poteaux :

VI.5.1. Principe :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

VI.5.2. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le "RPA99 version 2003".
- Vérifier la section à ELS imposée par le "RPA99 version 2003" [2].

VI.5.3. Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à n=5 .

Q : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par "BAEL 91 modifié 99"}$$

Avec :

- n : Nombre d'étage.
- Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

- Sous terrasse	Q_0 .
- Sous étage 1	Q_0+Q_1 .
- Sous étage 2	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2$.
- Sous étage 3	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$
- Sous étage 4	$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7 Q_4$
- Sous étage n	$\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q \dots \dots \dots$ Pour $n \geq 5$.

Tableau.VI.1. Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	2.5
P9	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	4
P8	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	5.35
P7	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	6.55
P6	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	7.6
P5	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	8.5
P4	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	9.25
P3	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+.....+Q_7)$	9.99
P2	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+.....+Q_8)$	10.78
P1	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+.....+Q_9)$	11.54
P.RDC	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+.....+Q_{10})$	12.25
SS ₁	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+.....+Q_{11})$	13.07

VI.5.4. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s.f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G+1,5Q$.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B=a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=500MPa$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30MPa$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle l_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br=(a-0,02)(b-0,02)$) [m^2].

* Selon le «BAEL 91 modifié 99» :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 \pi \lambda \pi 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{0,01 f_e}{\gamma_s} \right]} \rightarrow B_r \geq 0,062 N_u$$

AN :

$$B_r \geq 0,062 N_u \quad (B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en kN})$$

VI.5.5. E. Le minimum requis par «RPA99 version 2003» :

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- Poteaux carres

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) \phi \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} \pi \frac{a}{b} \pi 4 \end{array} \right.$$

Avec

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

VI.5.6. F. Calcul les charges et surcharges revenant au poteau :

Donc, à partir de là , il suffit de définir la charge N_u qui reviens au poteau le plus chargé par le biais d'une décente de charge.

La descente de charge a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure. En choisissant 3 types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Les charges et calculs seront donné selon les données suivante, puis un tableau récapitulatif des charges résultantes sera donné.

- **Section afférente de poteau central :**

1. $S=43,875 \text{ m}^2$

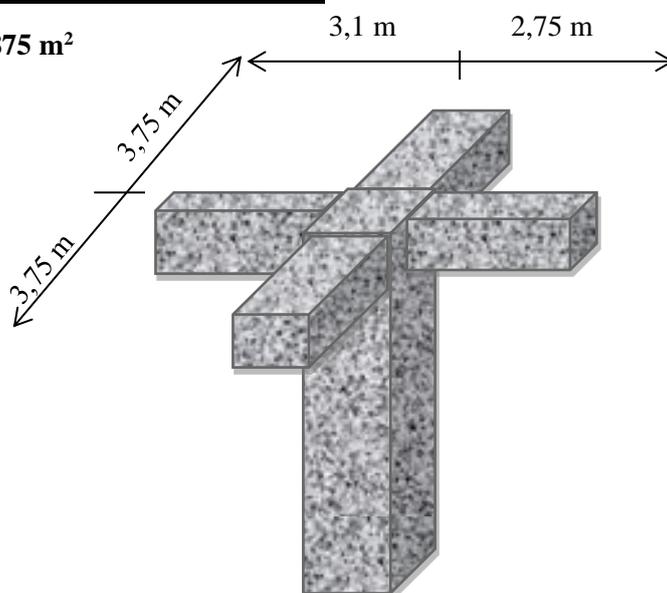
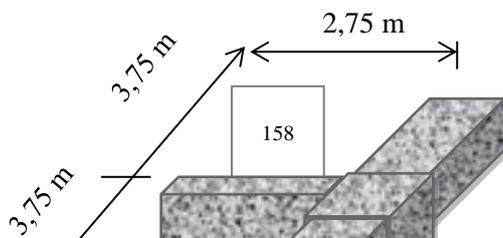


Figure.VI.3. Poteau central.

- **Section afférente de poteau de rive :**



$$S=20,625 \text{ m}^2$$

Figure.VI.4. Poteau de rive

- Section afférente de poteau d'angle :

$$S=10,31 \text{ m}^2$$

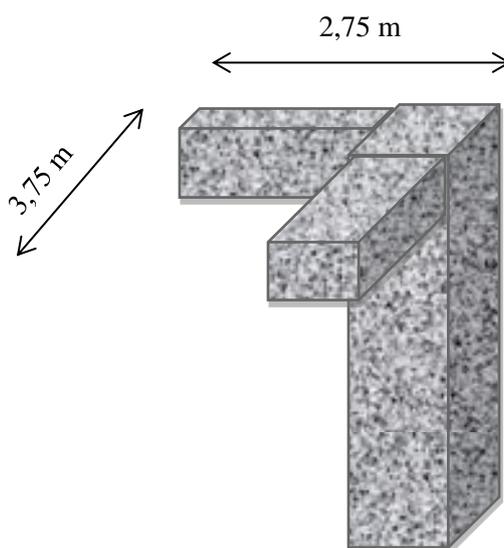


Figure.VI.5. Poteau d'angle.

VI.5.6.B. Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est d'une surface offerte $S = 43,875\text{m}^2$

Poids revenant au poteau du 9ème étage:

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 8,04 \times 43,785 = 352kN$
- Poids du poteau $h_p \times (a \times b) \times \rho_b = (3,21 - 0,6) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,87kN$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (7,5 - 0,30) \times ((0,6 - 0,18) \times 0,35) \times 25 = 26,46kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (5,85 - 0,30) \times (0,50 - 0,18) \times 0,35 \times 25 = 15,54kN$
- Poids revenue par la cherpent $30,24 + (0,4203 \times 4,5) = 32,13kN$

$G = 432kN$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage **$G_9 = 432 kN$**

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage et les étages courants :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 7,14 \times 43,785 = 312,62kN$
- Poids du poteau $h_p \times (a \times b) \times \rho_b = (3,21 - 0,6) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,87kN$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (7,5 - 0,30) \times ((0,6 - 0,18) \times 0,35) \times 25 = 26,46kN$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (5,85 - 0,30) \times (0,50 - 0,18) \times 0,35 \times 25 = 15,54kN$

$G = 360,49 kN$

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage **$G_8 = G_1 + G = 792,56kN$**

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage, **$G_7 = G_8 + G = 1153N$**

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage, **$G_6 = G_7 + G = 1512,5kN$**

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage, **$G_5 = G_6 + G = 1873kN$**

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage, **$G_4 = G_5 + G = 2233,5kN$**

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage, **$G_3 = G_4 + G = 2593kN$**

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage, $G_2 = G_3 + G = 2954 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_1 = G_2 + G = 3314,5 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC:

Poids revenant au poteau du RDC, $G = G_1 + G = 3674 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{er} Sous-sol:

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_{ss2} = G_{ss1} + G = 4035,5 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} Sous-sol:

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_{ss2} = G_{ss1} + G = 4396 \text{ kN}$

VI.5.6.C. Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est d'une surface offerte $S = 20,625 \text{ m}^2$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage:

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 8,04 \times 20,625 = 166,2 \text{ kN}$

- Poids du poteau $h_p \times (a \times b) \times \rho_b = (3,21 - 0,6) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,87 \text{ kN}$

- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (7,5 - 0,30) \times ((0,6 - 0,18) \times 0,40) \times 25 = 26,46 \text{ kN}$

- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (4,05 - 0,30) \times (0,50 - 0,18) \times 0,35 \times 25 = 10,5 \text{ kN}$

- Poids revenue par la charpent $15,14 + (0,4203 \times 4,5) = 17,03 \text{ kN}$

- Poids de l'acrotère $L_{C.H} \times G \text{ acrotère} = 5,475 \times 2,229 = 12,20 \text{ kN}$

Poids du Balcon $L \times B \times G \text{ balcon} = 1,3 \times 7,5 \times 8,04 = 78,39 \text{ kN}$

$G = 322 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage **$G_9 = 322 \text{ kN}$**

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage et les étage courant :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 7,14 \times 20,625 = 147,26 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times (a \times b) \times \rho_b = (3,21 - 0,6) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,87 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (7,5 - 0,30) \times ((0,6 - 0,18) \times 0,35) \times 25 = 26,46 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (5,85 - 0,30) \times (0,50 - 0,18) \times 0,35 \times 25 = 15,54 \text{ kN}$
- Poids du mur... $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = (7,5 - 0,30) \times (3,21 - 0,6) \times 2,76 = 51,86 \text{ kN}$
- Poids du Balcon $L \times B \times G \text{ balcon} = 1,3 \times 7,5 \times 7,14 = 69,615 \text{ kN}$

$G = 316 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage $G_8 = G_T + G = 638 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage, $G_7 = G_8 + G = 954 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage, $G_6 = G_7 + G = 1270 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage, $G_5 = G_6 + G = 1586 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage, $G_4 = G_5 + G = 1902 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage, $G_3 = G_4 + G = 2218 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage, $G_2 = G_3 + G = 2534 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_1 = G_2 + G = 2850 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC:

Poids revenant au poteau du RDC , $G_{RDC} = G_1 + G = 3166 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1er Sous-sol:

Poids revenant au poteau du 1^{er} sous-sol , $G_{ss1} = G_1 + G = 3482 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} Sous-sol:

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_{ss2} = G_{ss1} + G = 3798 \text{ kN}$

VI.5.6.D. Poteau d'angle

Le poteau le plus sollicité est d'une surface offerte $S = 10,31 \text{ m}^2$

Poids revenant au poteau du 9ème étage:

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 8,04 \times 10,31 = 166,2 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times (a \times b) \times \rho_b = (3,21 - 0,6) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,87 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (3,75 - 0,15) \times ((0,6 - 0,18) \times 0,4) \times 25 = 15,12 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,75 - 0,15) \times (0,50 - 0,18) \times 0,35 \times 25 = 7,28 \text{ kN}$
 - Poids revenue par la cherpent $15,14 + (0,4203 \times 4,5) = 17,03 \text{ kN}$
 - Poids de l'acrotère $L_{C.H} \times G \text{ acrotère} = 5,475 \times 2,229 = 12,20 \text{ kN}$
- Poids du Balcon $L \times B \times G \text{ balcon} = 1,7 \times 3,75 \times 8,04 = 51,255 \text{ kN}$
- $G = 275 \text{ kN}$**

Poids revenant au poteau du 9ème étage

Poids revenant au poteau du 9^{ème} étage $G_9 = 275 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 8ème étage et les étage courant :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 7,14 \times 10,31 = 147,26 \text{ kN}$
 - Poids du poteau $h_p \times (a \times b) \times \rho_b = (3,21 - 0,6) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,87 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale .. $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = (3,75 - 0,15) \times ((0,6 - 0,18) \times 0,4) \times 25 = 15,12 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = (2,75 - 0,15) \times (0,50 - 0,18) \times 0,35 \times 25 = 7,28 \text{ kN}$
 - Poids du mur... $L_{pp} \times h \text{ mur} \times G \text{ mur} = (6,5 - 0,30) \times (3,21 - 0,6) \times 2,76 = 44,66 \text{ kN}$
 - Poids du Balcon $L \times B \times G \text{ balcon} = 1,7 \times 3,75 \times 7,14 = 45,51 \text{ kN}$
- $G = 266 \text{ kN}$**

Poids revenant au poteau du 8ème étage

Poids revenant au poteau du 8^{ème} étage $G_8 = G_T + G = 541 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 7^{ème} étage, $G_7 = G_8 + G = 807 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 6^{ème} étage, $G_6 = G_7 + G = 1073 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 5^{ème} étage, $G_5 = G_6 + G = 1339 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 4^{ème} étage, $G_4 = G_5 + G = 1605 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 3^{ème} étage, $G_3 = G_4 + G = 1871 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage

Poids revenant au poteau du 2^{ème} étage, $G_2 = G_3 + G = 2137 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_1 = G_2 + G = 2403 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du RDC:

Poids revenant au poteau du RDC, $G_{ss1} = G_1 + G = 2669 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 1er Sous-sol:

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_{ss1} = G_1 + G = 2944 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du 2eme Sous-sol:

Poids revenant au poteau du 1^{er} étage, $G_{ss2} = G_{ss1} + G = 3219 \text{ kN}$

Tableau.VI.2.Choix des sections des poteaux centraux

Niveaux	N_G Kn	N_Q Kn	N_u Kn	N_{ser} Kn	Br Kn	a (cm)	b (cm)	min RPA (cm)	le a (cm)	choix b (cm)	Br Cm ²	σ_{ser} MPA	Obs.
T	432	65,81	681,9	497,8	423	32,01	16,09	30x30	45	40	1800	9,667	ok
9	792,6	131,6	1267	924,2	786	32,01	28,19	30x30	45	40	1800	10,24	ok
8	1153	190,9	1843	1344	1143	32,01	40,07	30x30	50	45	2250	10,48	ok
7	1512	243,5	2406	1756	1492	32,01	51,72	30x30	50	45	2250	10,6	ok
6	1873	289,6	2963	2163	1837	32,01	63,22	30x30	55	50	2750	10,69	ok
5	2233	329,1	3508	2562	2175	32,01	74,48	30x30	55	50	2750	10,75	ok
4	2596	362	4048	2958	2509	32,01	85,63	30x30	60	55	3300	10,79	ok
3	2954	394,9	4580	3349	2840	32,01	96,63	30x30	60	55	3300	10,83	ok
2	3314	429,1	5118	3743	3173	32,01	107,73	30x30	65	60	3900	10,85	ok
1	3674	462,4	5654	4136	3505	32,01	118,81	30x30	65	60	3900	10,88	ok
rdc	4035	493,6	6188	4529	3836	32,01	129,84	30x30	70	65	4550	10,9	ok
ss1	4396	557,2	6770	4953	4198	32,01	141,88	30x30	70	65	4550	10,91	ok

Tableau.VI.3.Choix des sections des poteaux de rives

Niv eaux	N_G Kn	N_Q Kn	N_u Kn	N_{ser} Kn	Br Kn	a (cm)	b (cm)	min RPA (cm)	le a (cm)	choix b (cm)	Br Cm ²	σ_{ser} MPA	Obs.
T	322	65,81	533,42	387,81	330,72	32,01	13,02	30x30	40	35	1400	9,3	ok
9	638	131,63	1058,74	769,63	656,42	32,01	23,87	30x30	40	35	1400	10,1	ok
8	950	190,86	1568,78	1140,86	972,65	32,01	34,41	30x30	45	40	1800	10,4	ok
7	1270	243,51	2079,76	1513,51	1289,45	32,01	44,97	30x30	45	40	1800	10,5	ok
6	1586	289,58	2575,46	1875,58	1596,79	32,01	55,21	30x30	50	45	2250	10,6	ok
5	1902	329,06	3061,29	2231,06	1898,00	32,01	65,25	30x30	50	45	2250	10,7	ok
4	2218	361,97	3537,25	2579,97	2193,10	32,01	75,08	30x30	55	50	2750	10,7	ok
3	2534	394,88	4013,21	2928,88	2488,19	32,01	84,92	30x30	55	50	2750	10,8	ok
2	2850	429,10	4491,15	3279,10	2784,51	32,01	94,79	30x30	60	55	3300	10,8	ok
1	3166	462,44	4967,76	3628,44	3080,01	32,01	104,64	30x30	60	55	3300	10,8	ok
rdc	3482	493,59	5441,09	3975,59	3373,48	32,01	114,42	30x30	65	60	3900	10,9	ok
ss1	3798	557,21	5963,12	4355,21	3697,13	32,01	125,20	30x30	65	60	3900	10,9	ok

Tableau.VI.4.Choix des sections des poteaux d'angles

Niv-eaux	N_G Kn	N_Q Kn	N_u Kn	N_{ser} Kn	Br Kn	a (cm)	b (cm)	min RPA (cm)	le a (cm)	Choix b (cm)	Br Cm ²	σ_{ser} MPA	Obs.
T	275	65,81	469,97	340,81	291,38	32,01	11,71	30x30	40	35	1400	9,1	ok
9	541	131,63	927,79	672,63	575,23	32,01	21,17	30x30	40	35	1400	9,9	ok
8	807	190,86	1375,73	997,86	852,96	32,01	30,42	30x30	45	40	1800	10,2	ok
7	1073	243,51	1813,81	1316,51	1124,56	32,01	39,48	30x30	45	40	1800	10,4	ok
6	1339	289,58	2242,01	1628,58	1390,05	32,01	48,32	30x30	50	45	2250	10,5	ok
5	1605	329,06	2660,34	1934,06	1649,41	32,01	56,97	30x30	50	45	2250	10,6	ok
4	1871	361,97	3068,80	2232,97	1902,66	32,01	65,40	30x30	55	50	2750	10,7	ok
3	2137	394,88	3477,26	2531,88	2155,90	32,01	73,84	30x30	55	50	2750	10,7	ok
2	2403	429,10	3887,70	2832,10	2410,37	32,01	82,32	30x30	60	55	3300	10,7	ok
1	2669	462,44	4296,81	3131,44	2664,02	32,01	90,78	30x30	60	55	3300	10,8	ok
rdc	2944	493,59	4714,79	3437,59	2923,17	32,01	99,41	30x30	65	60	3900	10,8	ok
ss1	3219	557,21	5181,47	3776,21	3212,51	32,01	109,05	30x30	65	60	3900	10,8	ok

VI.5.6.E. Exemple de calcul : Etude de poteau central de 9^{ème} étage :

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 (432) + 1.5 (65,8125)$$

$$N_u = 681,21 \text{ KN}$$

On remplace dans l'équation :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} = 0.062 N_u$$

$$B_r \geq 0.062 \times 681,21 \times 10^3$$

$$B_r \geq 422.78 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I}{b}} = \frac{a}{12}$$

$$a \geq \frac{l_f \sqrt{12}}{35} = 0.32 \text{ m}$$

a=35cm

$$B_r = (a-0.02) \times (b-0.02) ; \text{ on trouve : } b = \frac{B_r}{(a-2)} + 2 = 16 \text{ cm}$$

« a » est supérieure de b alors on choisit un poteau rectangulaire telle que $a \geq b$

Le choix : a=35 cm

a=30 cm

E.1.f Vérification à l'ELS :

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\%B$).

n : Coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 f_{28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} = 9,76 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{28} = 18 \text{ MPa}$$

E.2. Vérification selon le « RPA99 version 2003 »:

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

Poteaux rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) \geq \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e: Hauteur d'étage.

$$\text{Min}(30 ; 35) = 30\text{cm} \geq 30\text{ cm}$$

$$\text{Min}(30 ; 35) = 30\text{ cm} \geq 16.05\text{ cm}$$

$$0.25 \leq 1.16 \leq 4$$

VI.6. Prédimensionnement des voiles:

Les voiles des éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

l: Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

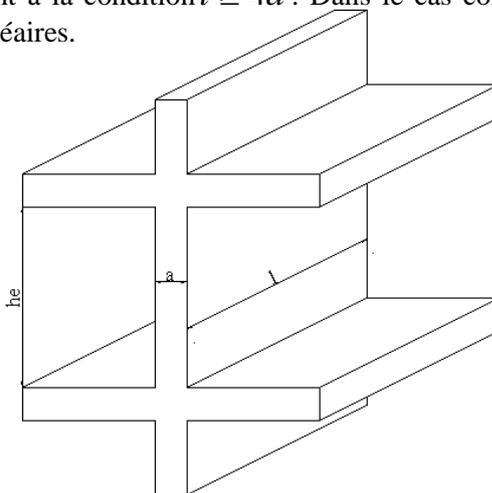


Figure.VI.6. Schéma du voile

D'après le "*RPA 99 version 2003*" [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a : $h_e = 3.21 - 0.6 = 2.61$

$$a = \frac{h_e}{20} = 13.05 \text{ cm}$$

On prend : $a = 18 \text{ cm}$

D'après le "*RPA 99 version 2003*" : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

$a = 18 \text{ cm} \phi a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Chapitre VII: Dimensionnement et ferrailage des éléments secondaires

VII.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Ce chapitre est consacré aux calculs des éléments ci-après :

- Acrotère.
- Escalier.
- Plancher.
- Porte-à-faux.

Ces éléments ne participent pas directement au contreventement et leur calcul se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "*BAEL 91 modifié 99*" en respectant le règlement parasismique Algérien "*RPA 99 version 2003*"

VII.2. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural, C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse (gravier et forme de pente)

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

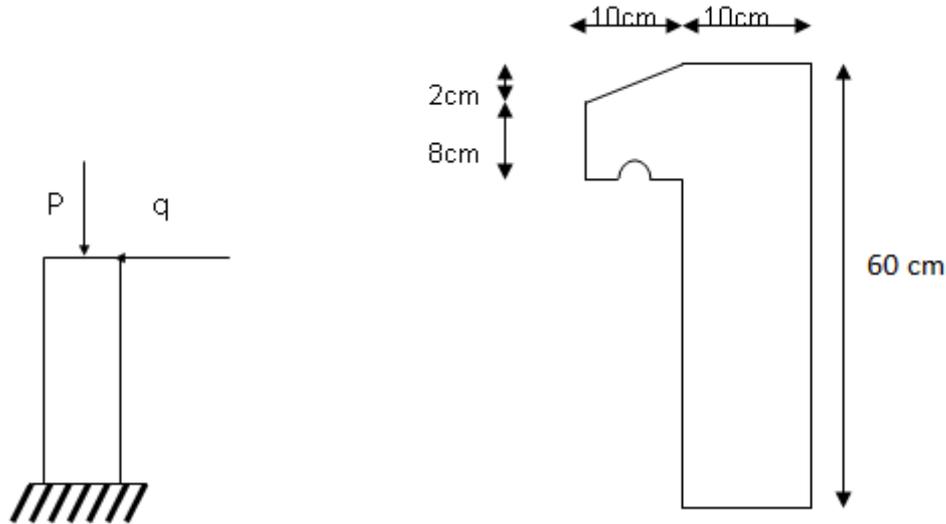


Figure.VII.1. Schémas statique et dimensions de l'acrotère

La surface de l'acrotère est :

$$S = [(0,08+0,2) \times 0,1 + (2+0,1 \times 0,6)] - 0,001 = 0,069 \text{ m}^2$$

VII.2.2. Evaluation des charges :

a. Charge d'exploitation

- $Q = 1 \text{ kN/ml}$

b. Charges permanentes

- $G = 2,229 \text{ kN/m}^2$

○ L'action des forces horizontales $Q_h (F_p)$

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_p W_p$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2
- C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$]
- W_p : Poids de l'acrotère = $2,229 \text{ kN}$
- $F_p = 4 \times 0,30 \times 0,8 \times 2,229 = 2,14 \text{ kN}$
- $Q_u = \text{MAX}(1,5Q; F_p)$ $\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} F_p = 2,14 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \quad Q_u = Q_h = 2,14 \text{ kN}$

pour une bande de 1m de largeur $\left\{ \begin{array}{l} G = 2,229 \text{ kN/ml} \\ Q = 2,14 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$

VII.2.3. Calcul des efforts :

Pour une bande de $1m$ de largeur

E.L.U

$$N_u = 1,35G = 3,01kN$$

$$M_u = 1,5Q.h = 1,926kNm$$

$$T_u = 1,5Q = 3,21kN$$

E.L.S

$$N_{ser} = G = 2,229kN$$

$$M_{ser} = Q.h = 1,284kNm$$

$$T_{ser} = Q.h = 2,14kN$$

VII.2.4. Ferrailage de l'acrotère :

$e=10cm$; $b=100cm$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $c=c'=2cm$; $f_e=400MPa$

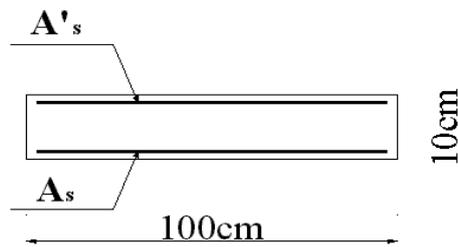


Figure.VII.2. Disposition des files d'armatures

▪ Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,926}{3,01} = 63,98cm \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3cm \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

▪ Calcul du moment fictif " M_f "

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,02kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,017$$

$$\mu \pi \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,92cm$$

$$\mu = 0,015 \pi 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 65,07 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 56,42 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc} \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,56 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VII.2.5. Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 Modifié 99» :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$- f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$- A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : nous optons finalement pour $6\phi 6 = 1,70 \text{ cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

VII.2.6. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

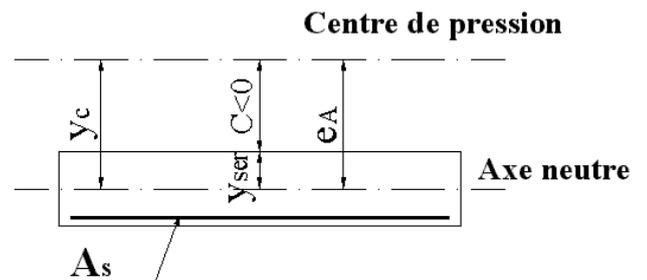
Nous choisissons $4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$ avec un espacement

$$S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

VII.2.7. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 57,60 \text{ cm}$$



On a :

- $e_0 \phi \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).
- C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.
- $C=d-e_A$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 61,60cm \Rightarrow C = -52,60cm \quad (C \neq 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99" [1], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -8206,03 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 285257,47 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -4,92.10^8$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \phi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 104,60$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + 120 \right) = -104,48cm$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} \right) = 56,51cm$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\phi}{3} + 240 \right) = 47,97cm$$

La solution qui convient est : $y_c = 56,51cm$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 56,51 - 52,60 = 3,91cm < 9cm$$

$$\text{Donc } \begin{cases} y_{ser} = 3,91cm \\ y_c = 56,51cm \end{cases}$$

▪ **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 2653,20cm^4 \quad \text{avec } n = 15$$

▪ **Vérification des contraintes**

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,229 \cdot 10^3 \cdot 56,51 \cdot 10}{2653,20 \cdot 10^4} \right) \cdot 3,91 \cdot 10 = 1,85MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 36,25MPa \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 13,60MPa \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VII.2.8. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{3,21 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,035MPa \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

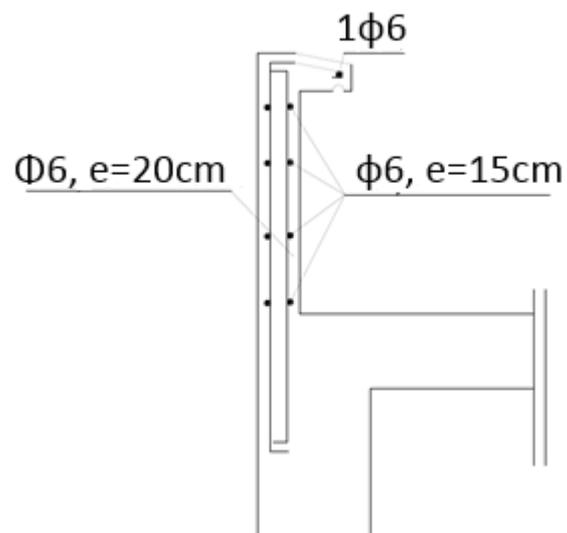


Figure.VII.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère (coupe verticale)

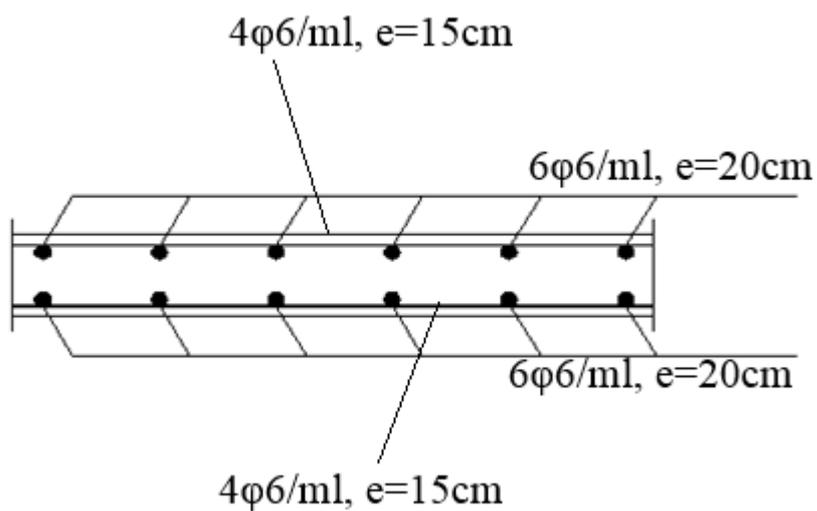


Figure.VII.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère (coupe horizontale)

VII.3. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, il en est de même pour les dalles pleines en porte à faux (console). Dans notre structure, nous avons des dalles pleines de forme rectangulaires qui reposent sur quatre appuis, pour le calcul nous choisissons la dalle la plus sollicitée.

VII.3.1. Evaluation des charges :

$$G=8.04kN/m^2, Q=1.5kN/m^2.$$

ELU

$$q_u=1,35G+1,5Q=13.99kN/m^2$$

ELS

$$q_s=G+Q=9.54kN/m^2$$

VII.3.2. Vérification a L'ELU :

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ et la dalle soumise à des charges réparties :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

Alors dans ce cas :

- Dans le sens porteur (de la petite portée) : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens non porteur (de la grande portée) : $M_y = \mu_y M_x$

Telle que : $L_x \leq L_y$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire en fonction de v et ρ telle que :

$$v : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

Si $\rho < 0.4$ est soumise a des charges réparties :

Le calcul se fait en flexion simple suivant la petite portée avec $b=1m$ telle que le ferrailage sur le sens L_y doit être plus grande que le $\frac{1}{4}$ de ferrailage suivant L_x .

Le panneau le plus défavorable :

Panneau Le plus défavorable	L _x m	L _y m	ρ	μ_x	μ_y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
	6.2	7.5	0.82	0.0539	0.6313	28.98	18.29

Tableau.VII.1. Tableau des efforts du panneau le plus défavorable

- **Moments en travées**
 $M_{tx}=0,75M_x=21.73 \text{ kNm}$
 $M_{ty}=0,75M_y=13.71 \text{ kNm}$
- **Moments sur appuis**
 $M_{ax}=M_{ay}= -0,5M_x= -14.49 \text{ kNm}$

VII.3.3. Ferrailage de la dalle :

- b=100cm
- h=18 cm
- d_x=0,9h=16.2cm
- d_y=0,9h-1 =15.2cm
- f_{c28}=30 MPa
- f_{t28}=0.06 f_{c28}+0.6= 2.4MPa
- $F_{bc}=\frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}=17$
- f_e=400MPa
- $\sigma_s=\frac{F_e}{\gamma_s} =348\text{MPa}$

Les résultats sont résumé dans le tableau suivant :

Le moment	Sens	M _u (kN.m)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	21.73	0.0487	0	0.0624	15.79	3.95	6T10	4.71	14
	y-y	13.71	0,034		0,0389	15.94	2.46			
Appuis	x-x	14.49	0,0325		0,0413	15.93	2.61			
	y-y		0.036		0.046	14.9	2,79			

Tableau.VII.2.Ferrailage de la dalle plein

Espacement

• **Travée**

Sens x- x esp = $\frac{100}{6} = 16 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

Sens y- y esp = $\frac{100}{6} = 16 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

• **Appuis**

Sens x- x esp = $\frac{100}{6} = 16 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

Sens y- y esp = $\frac{100}{6} = 16 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$

VII.3.4. Condition de non fragilité

$h=e=18 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,28 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,28 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VII.3.5. Vérification à L'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82$$

Alors $0.4 \leq \rho \leq 1$ la dalle soumise à des charges réparties :

VII.3.5.A. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$v = 0.2$

$q_{ser} = G + Q = 10.2 \text{ kN/m}^2$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire en fonction de v

et ρ telle que : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Et $v=0.2$

Panneau	L _x m	L _y m	ρ	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
Le plus défavorable	6.2	7.5	0.82	0.0607	0.7381	23.79	17.56

Tableau.VII.3. Tableau des efforts du panneau le plus défavorable

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 17.84 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 13.17 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x = 11.89 \text{ kNm}$$

VII.3.5.B. b. Vérification des contraintes

• **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 215.55 \text{ MPa} :$$

Avec :

$$f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 ; \text{ pour HA} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

B.1. Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

B.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VII.4. Tableau Vérification des contraintes à l'ELS

		M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =18MPa	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ =216MPa
Travée (x-x)	(x-x)	17,84	4,71,	4,12	12641	5,81	vérifiée	255,7 2	Non vérifiée
	(y-y)	13,17	4,71	3,97	10995	4,75		201,77	vérifiée
Appuis	(x-x)	11,89	4,71	4,12	12641	3,87		170	
	(y-y)	11,89	4,71	3,97	10995	4,29		182,16	

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18$ MPa Tous vérifiées
- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 215.55$ MPa

Sur le sens porteur n'est pas vérifié, on doit alors rajouter des sections d'acier en plus

Tableau.VII.5. Augmentation de la section d'armature

	Sens	nombre de barre	As [cm ²]	d [cm]	esp [cm]
travée	x-x	6T12	6,78	162	16
	y-y	6T10	4,72	150	16
appui	x-x	6T10	4,72	162	16
	y-y	6T10	4,72	150	16

B.3. Vérification des contraintes

Tableau.VII.6. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle pleine (final)

		M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =18MP A	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ =216MPa
Travée	(x-x)	17,84	6,78	4,81	16903	5,07	vérifiée	180	vérifiée

B.4.c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{aligned}
 1) \quad & \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2) \quad & \frac{1}{27} \geq \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{35} \\
 3) \quad & \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{aligned}$$

Tableau.VII.7. Récapitulatif du calcul de les condition de la flèche de la dalle pleine

sens	h[cm]	d	Lx [cm]	As [cm ²]	Mt	Mx	1	2	3
x-x	18	16,2	6,2	4,71	17,84	23,79	0,029≤0,037	0.028≤0,029≤0,037	0,0029 ≤0,004
y-y		16,2		4,71	13,17		0,029≤0,037	0.028≤0,029≤0,037	0,0029 ≤0,004

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,12 \text{ cm} \quad (L > 5m)$$

- f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre « y₁ »

$$y = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15 A_s d}{bh + 15 A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ »

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \frac{b_0}{3} \cdot (h - y_1)^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.VII.8.Récapitulatif du calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y_I (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
17,84	6,72	9,38	0,003	164,11	8,27	3,31	0,038	38117	31903	33858

- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179 \text{ MPA}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{E_i} = 11496 \text{ MPA}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.62 \text{ cm} \qquad L=6.2 \text{ m}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1.7 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 1.08 \text{ cm} < \bar{f} = 1,12 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

VII.3.6. Schémas de ferrillages :

VII.3.6.A. Sens principal :

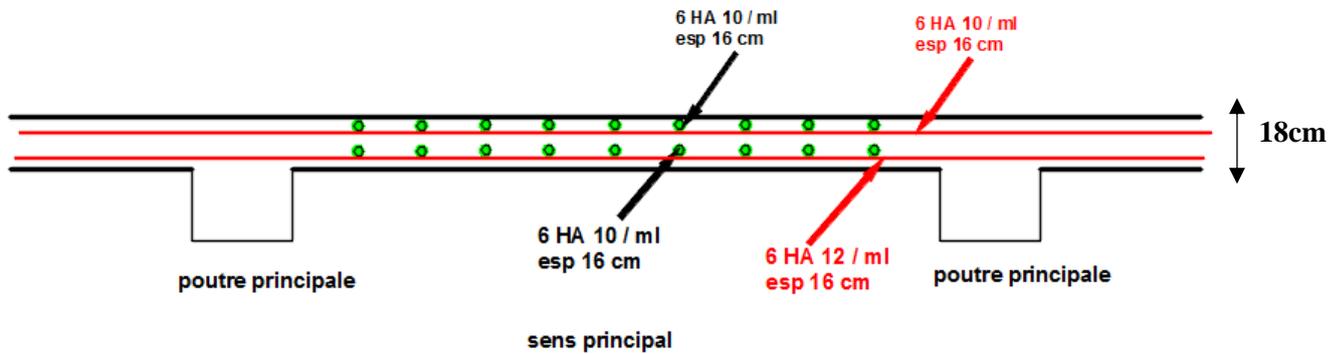


Figure.VII.5. Ferrillages des dalles pleines dans le sens principal

VII.3.6.B. Sens secondaire :

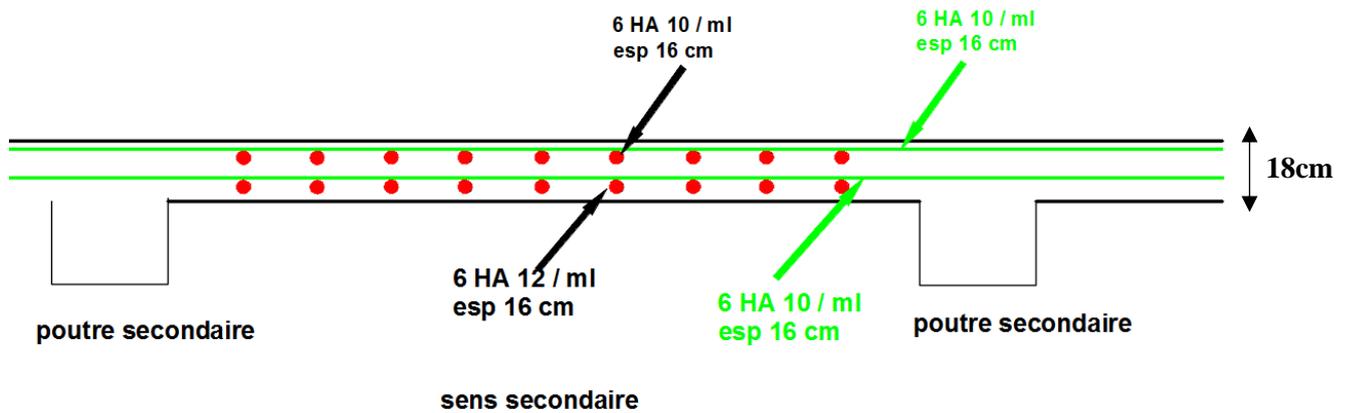


Figure.VII.6. Ferrillages des dalles pleines dans le sens secondaire

VII.4. Balcons :

Les balcons sont assimilés à des consoles de portées $1,45m$, les balcons seront réalisés en dalle pleine et calculée comme des poutres de largeur d'1m de bande avec une épaisseur $e = 18\text{ cm}$

VII.4.1. Evaluation et combinaison des charges :

-G = 8,04kN/m²

-Q = 3,5 kN/m²

- Charge concentrée "F":

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

- Maçonnerie (ép = 10 cm) 0,90 kN/m²

- Enduit au ciment 0,36 kN/m²

G = 1,62 kN/m²

-hauteur de mur 3,21ml

D'où :

$$F = Gxh = 1,62 \times 3,21 = 5.2\text{ KN}$$

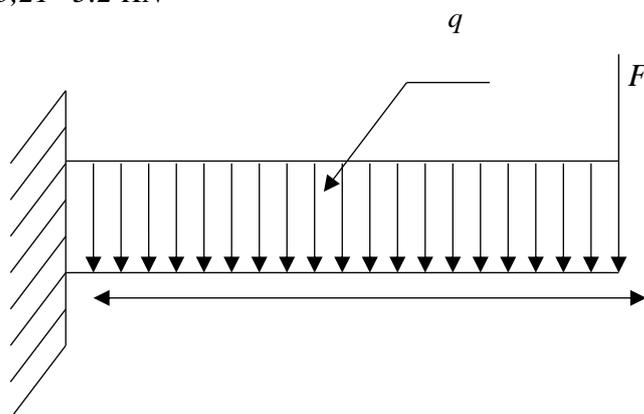


Figure.VII.7. Schéma statique de balcon

Tableau.VII.9. Combinaison des charges :

	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
<i>q (KN/ml)</i>	16.104	11.4
<i>F (KN)</i>	7.02	5.2

VII.4.2. Calcul des efforts internes :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- Moment fléchissant : $M(x) = \left[\frac{q}{2}x^2 + Fx \right]$

- Effort tranchant : $T(x) = [qx + F]$

	E.L.U	E.L.S
M (kN.m)	34.66	25.82
T (kN)	34.39	24.88

Tableau.VII.10. Tableau des efforts internes

E.L.U :



E.L.S :



Figure.VII.8. . Diagramme des efforts internes

VII.4.3. Calcul des armatures :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m

$b=100cm ;$

$h=18 cm ;$

$d_x=0,9h=16.2cm ;$

$f_{c28}=30 MPa ;$

$f_{t28}=0.06f_{c28}+0.6= 2.4MPa ;$

$F_{bc}=\frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}=17$

$f_e=400MPa ;$

$\sigma_s=\frac{F_e}{\gamma_s} =348MPa ;$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VII.11.Ferrailage de balcon

M_U (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp. (cm)
34.66	0,077	Oui	0	0,100	15.55	6.40	6T12	6,78	15

*** Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \dots \text{vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,69 \leq A_r \leq 3,39$$

Le choix est de : 6T10=4.71 cm² avec : St=15cm

VII.4.4. Vérifications :

VII.4.4.A. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 6,79\text{cm}^2 \phi A_s^{min} = 1,63\text{cm}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

VII.4.4.B. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 3\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{24.42 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.15 \text{MPa} \ll 3\text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

VII.4.4.C. Vérification à l'E.L.S :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

C.1. Vérification des contraintes :

- **Position de l'axe neutre "y":**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I":**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: n=15 ; c'=1,6cm ; d=16.2cm ; b=100cm ; A'_s=0

On doit vérifier que :

- $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 215.55 \text{ MPa} :$

Pour $\eta = 1.6$ (pour les acier HA)

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VII.12.Vérification des contraintes du balcon

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
16,57	6,78	4,81	16903	4.71	vérifiée	167.48	Vérifiée

C.2. Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{I}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{145} = 0,103 \text{ f } 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 13,5} = 0,0050 \text{ p } 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,103 \text{ f } 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad \frac{0.18}{170} \geq \frac{1}{20} \quad 0.105 \geq 0.05 \dots \dots \dots \text{ok}$
- $\frac{1}{27} \geq \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{35} \quad 0.037 \geq 0.105 \geq 0.028$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad \frac{6.78}{100 \times 16.2} \leq \frac{2}{500} \quad 0.004 \leq 0.004$

Tableau.VII.13. Récapitulatif du calcul de les condition de la flèche de la dalle pleine

sens	h[cm]	d	Lx [cm]	As [cm ²]	Mt	Mx	1	2	3
x-x	18	16,2	1.7	6.78	23.79	23,79	$0,029 \leq 0,037$	$0.028 \leq 0,029 \leq 0,037$	$0,0029 \leq 0,004$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

VII.5. Les escaliers :

Notre bâtiment comporte une cage d'escalier composé de deux volées et d'un palier de repos réalisé en béton armé ; elle sert à relier et desservir les différents étages d'habitation afin d'assurer la bonne circulation des usagers et le bon fonctionnement du projet. :

VII.5.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h + g = 64$ Soit:

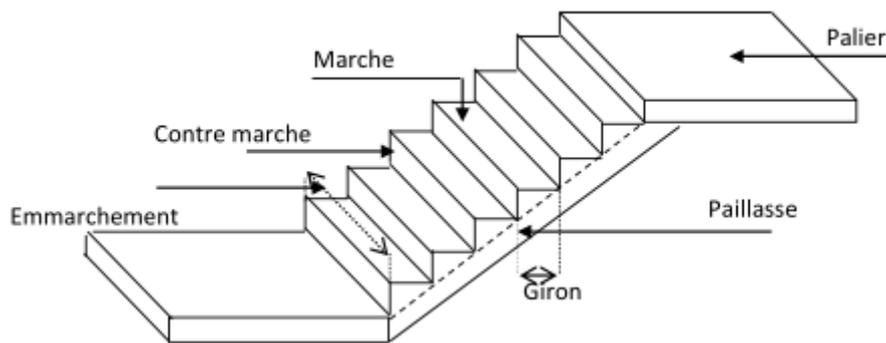


Figure.VII.9. Les différents éléments qui composent un escalier

- $L1$ = Longueur de la paillasse (profitée)
- $L2$ = Longueur de palier
- H : hauteur d'un demi-étage,
- g : largeur de la marche,
- h : hauteur de contre marche,
- n : nombre de contre marches,
- $n-1$: nombre de marches,
- L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

• Les données :

$L2=147(\text{cm})$; $L1=241(\text{cm})$; $H=152(\text{cm})$; $L=600(\text{cm})$

$$\begin{cases} 59 \leq 2h + g \leq 66 \\ H = n * h \rightarrow h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_1}{n-1} \end{cases}$$

En supposant le nombre de contre marches est égal à 9 ainsi qu'à partir de ces trois formules, on en déduit que :

$$\begin{cases} h = \frac{152}{9} = 17cm \\ g = \frac{241}{8} = 30cm \end{cases}$$

Vérification de l'équation :

$$\begin{cases} 59 \leq 2h + g \leq 66 \rightarrow 59 \leq 2 * 17 + 30 = 64 \leq 66 \text{ vérifiée} \\ g > h \rightarrow 30 > 17 \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Epaisseur pailleasse :

$$\begin{cases} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow 14 \leq e \leq 21 \\ l = \sqrt{241^2 + 152^2} + 135 = 420cm \end{cases}$$

On prendra donc une pailleasse d'épaisseur $e = 18cm$

Inclinaison de la pailleasse :

$$tg \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{125}{241} = 0.630 \rightarrow \alpha = 32.23^\circ$$

• Évaluation des Charges :

• Palier :

Composant	P (KN/m)	E (m)	G (kN/m)	G (kN/m)	Q (kN/m)
Carrelage	20	0.02	0.4	5.94	2.5
Chape	20	0.015	0.3		
Lit de sable	18	0.03	0.54		
Dalle pleine	25	0.18	4.5		
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2		

Tableau.VII.14.Evaluation des charges du palier

- Paillasse (volée) :

Composant	P (KN/m)	E (m)	G (kN/m)	G (kN/m)	Q (kN/m)
Carrelage	20	0.02	0.4	9.04	2.5
Chape	20	0.015	0.3		
Lit de sable	18	0.03	0.54		
Dalle pleine	25	0.18/cos α	5.32		
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2		
Poids des marches	25	0.17 /2	2.125		
Garde-corps	/	/	0.15		

Tableau.VII.15.Evaluation des charges de la paillasse

VII.5.2. Combinaison de charges :

E.L.U :

$$\begin{cases} G_{palier} = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 5.94 + 1.5 * 2.5 = \mathbf{11.77 kN/m} \\ G_{volée} = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 9.04 + 1.5 * 2.5 = \mathbf{15.96 kN/m} \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} G_{palier} = G + Q = 5.94 + 2.5 = \mathbf{8.44 kN/m} \\ G_{volée} = G + Q = 9.04 + 2.5 = \mathbf{11.54 kN/m} \end{cases}$$

VII.5.3. Calcul des ferrailages :

Evaluation des moments :

$$\begin{cases} M_u = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{15.96 * 6^2}{8} = 71.82 kN.m \\ M_s = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{11.54 * 6^2}{8} = 51.93 kN.m \end{cases}$$

On récapitule les moments en travée et en appuis dans le tableau qui suis :

Cas	En Travée (0.85M)	En appuis (0.5M)
ELU	61.05	35.91
ELS	44.14	25.97

Tableau.VII.16.Tableau récapitulatif des moments max de l'escalier

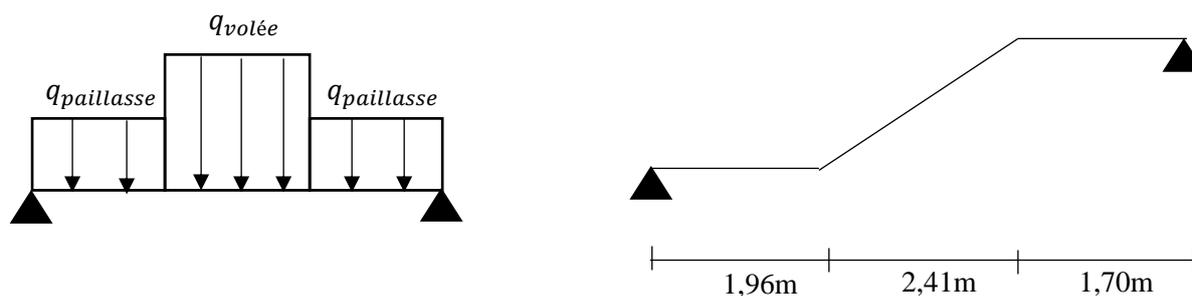


Tableau.VII.17. Répartition des charges sur la longueur de l'escalier

VII.5.4. Ferrailage en travée :

Le calcul se fait selon les hypothèses de flexion simple d'un élément rectangulaire pour une bande de 1 ml, en prenant en compte les données :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 18 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \\ f_{bc} = 17 \text{ MPa} \\ Fe = 500 \text{ MPa} \\ d = 0.9 * h = 16.2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les résultats seront exprimé sur le tableau cis dessous :

	M_u (kN.m)	μ	A_s'	α	Z (mm)	A_s (cm ²)	choix	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	61.05	0,137	0,000	0,185	150,032	9,36	12T10	9.42
Appui	35.91	0,080	0,000	0,105	155,194	5,32	7T10	5.50

Tableau.VII.18. Ferrailage a la flexion simple en travée

Espacement :

- **En travée :** $S_t = 100/12 = 8.33$ cm on prend espacement = 8cm.
- **Sur appui :** $S_t = 100/7 = 14.28$ cm on prend espacement = 14cm.

VII.5.5. Armature de répartition :

- **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 2.36 \leq A_r \leq 4.71$$

Le choix est de 6T8=3.03 cm² avec $S_t=16$ cm.

- **Sur appui :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.38 \leq A_r \leq 2.75$$

Le choix est de 5T8=2,51 cm² avec S_t=20cm.

Résumé :

Ferrailage	Longitudinal	Transversal
Travée	12T10/e=8cm	6T8/e=16cm
Appuis	7T10/e=14cm	5T8/e=20cm

Tableau.VII.19.Résumé du ferrailage

VII.5.6. Vérifications :

VII.5.6.A. Vérifications a l'ELU

A.1.Effort tranchant :

La valeur des efforts tranchants est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } T_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{15.96 * 6}{2} = 47.88 \\ \text{En appui: } T_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{15.96 * 6}{2} = \frac{11.54 * 6}{2} = 34.62 \end{array} \right.$$

La fissuration est donc peu préjudiciable, et par conséquent :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} = \frac{47.88 * 10^3}{1000 * 162} = 0.296 MPa < \tau_{u,max} = \min\{0.1f_{c28}, 4MPa\} = 3MPa$$

Et donc l'effort tranchant est vérifié.

A.2.Effort de traction :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 * d} = 47.88 * 10^3 - \frac{61.05 * 10^6}{0.9 * 162} \ll 0$$

Et donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

A.3.Armatures transversales :

$$\tau_u = 0.296 MPa > 0.05 * f_{c28} = 1.5MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.5.6.B. Vérifications a L'ELS :

- Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 MPa$$

- Acier

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 215.55 \text{ MPa} :$$

Avec :

$$f_{ij} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 ; \text{ pour HA } ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

B.1. Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

B.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s (d - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =18MPa	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ =216MPa
Travée	44.14	9.42	5,50	30856	11.17	vérifiée	326	Non vérifiée
Appuis	25.97	5.50	4,41	14307	8.00	vérifiée	321	Non vérifiée

Tableau.VII.20. Tableau Vérification des contraintes à l'ELS

L'ELS n'étant pas vérifié, on augmente la section des armatures :

	nombre de barre	As [cm ²]	esp [cm]
travée	10T14	12.31	10
appuis	10T12	11.3	10

Tableau.VII.21. Tableau des nouvelles armatures

B.3. Vérification des contraintes

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ =18MPa	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ =216MPa
Travée	44.14	15.39	6.64	26402	9.55	vérifiée	206	vérifiée
Appuis	25.97	11.30	5.9	24828	6.17	vérifiée	161	vérifiée

Tableau.VII.22. Tableau Vérification des contraintes à l'ELS

VII.5.6.C. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{M}{10M_0}$
- 2) $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16}$
- 3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Les conditions	Vérification	Observation
1	0,029 < 0,1	Non
2	0,029 ≤ 0,062	Oui
3	0,0029 ≤ 0,0084	oui

Tableau.VII.23. Récapitulatif du calcul des conditions de la flèche de l'escalier

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est donc nécessaire.

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que :

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,107 \text{ cm} \quad (L = 6.07 > 5m)$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

C.1.2.- Position de l'axe neutre "y₁"

$$y = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15 A_s d}{bh + 15 A_s}$$

C.1.3.- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot y^3 + \frac{b_0}{3} \cdot (h - y_1)^3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$$

C.1.4.- Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd} \quad : \text{ Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.VII.24.Récapitulatif du calcul de la flèche

<i>M_{ser}</i> (<i>kN.m</i>)	<i>A_s</i> (<i>cm²</i>)	<i>Y_I</i> (<i>cm</i>)	<i>δ</i>	<i>σ_s</i> (<i>MPa</i>)	<i>λ_i</i>	<i>λ_v</i>	<i>μ</i>	<i>I₀</i> (<i>cm⁴</i>)	<i>I_{fi}</i> (<i>cm⁴</i>)	<i>I_{fv}</i> (<i>cm⁴</i>)
44..14	15.3 9	9,66	0,008	177	3.42	1.2	0,47	59257. 9	25000	37888

C.1.5.- Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179 \text{ MPA}$$

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{E_i} = 11496 \text{ MPA}$$

C.1.6.- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1.9 \text{ cm} \quad L = 6,07 \text{ m}$$

C.1.7.- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.7 \text{ cm} < \bar{f} = 1,07 \text{ cm}$$

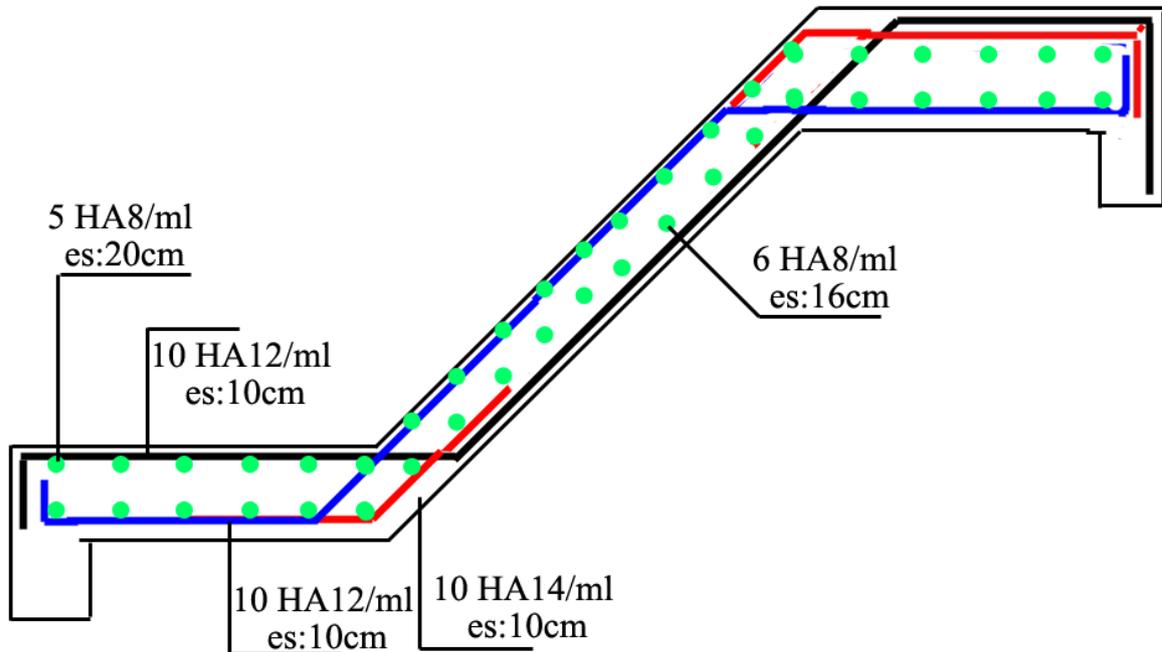
De ce fait, la flèche est vérifiée et le choix des armatures sera gardé, le ferrailage se fera suivant le tableau ci-dessous

		Les armatures	Les espacements [cm]
Les armatures longitudinales	travée	10HA14	10
	appuis	10HA12	10
Les armatures transversale	travée	6HA8	16
	appuis	5HA8	20

Tableau.VII.25. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers.

VII.5.7. Schémas de ferrailage :

Figure.VII.10. Ferrailage des escaliers



VII.5.8. Etude de la poutre palière :

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée les charges sont :

- Son poids propre (G_{poutre}).
- Réaction provenant du palier (R_u).

VII.5.8.A. Prédimensionnement de la poutre palière :

Les poutres seront prés-dimensionnés de la même manière que les poutres principales et secondaires, c'est-à-dire en utilisant les formules empiriques données par « BAEL91 modifié 99 » et vérifiées par la suite par le « RPA99 / Version 2003 ».

On a : $L = 3,50 \text{ m}$

$$* \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$* 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Et donc

$$\begin{cases} \frac{3.5}{15} \leq h \leq \frac{3.5}{10} \rightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

De ce fait, en prenant $h=35$, on aura $b=25$ cm.

VII.5.8.B. Evaluation des charges :

B.1. Poids propre de la poutre :

$$G_{poutre} = 0.35 * 0.25 * 25 = 2.19 \text{ kN/m}$$

B.2. Charges linéaire du palier :

$$\begin{cases} R_u = 47.88 \text{ kN} \\ R_s = 34.62 \text{ kN} \end{cases}$$

B.3. E.L.U :

$$q_u = 1.35 G_{poutre} + R_s = 1.35 * 1.875 + 47.88 = 50.83 \text{ kN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{50.83 * 3.5^2}{8} = 77.83 \text{ kNm}$$

Et donc on aura :

$$\begin{cases} M_T^u = 0.85 * M_0 = 66.16 \text{ kN.m} \\ M_t^u = 0.5 * M_0 = 38.92 \text{ kN.m} \end{cases}$$

VII.5.8.C. Ferrailage de la poutre palière:

Le ferrailage a été fait avec le logiciel SOCOTEC (Exécutable BAEL-R).

On a:

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{bc} = 22.17 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$
- $d = 0.9 * h = 31.5$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $f_e = 500 \text{ MPa}$

Tableau.VII.26. Ferrailage de la poutre palière.

	M_u (kN.m)	A_s'	A_s (cm ²)	Choix	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	66.16	0	5.2	5T12	5.65
Appui	38.92	0	2.94	3T12	3,39

VII.5.8.D. Vérification de la condition de non fragilité :

Conformément au règlement « BAEL 91 modifié 99 » Il faut vérifier A_s , avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

- b : Le largeur de la section.
- h : La hauteur de la section.
- D : 0,9h

		Section	AS choix	AS cnf	Vérification
Poutre Palière	Travée	25*35	5.65 cm ²	0.87 cm ²	Vérifiée
	Appuis	25*35	3.39 cm ²	0.87 cm ²	Vérifiée

Tableau.VII.27. Condition de non fragilité poutre palière

VII.5.8.E. Vérification a l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * 30 = 18 \text{ MPa}$$

Acier :

- Peut nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 215.6 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

De sorte que :

$$q_s = G_{poutre} + R_s = 2.19 + 34.62 = 36.81 \text{ kN}$$

$$M_{ser} = \frac{36.81 * 3.5^2}{8} = 56.36 \rightarrow \begin{cases} M_{ser}^T = 0.85 * M_{ser} = 47.91 \text{ kNm} \\ M_{ser}^A = 0.5 * M_{ser} = 28.18 \text{ kNm} \end{cases}$$

Les résultats seront donnés dans tableau ci-dessous :

		M _{ser}	σ _b	σ̄ _b	σ _s	σ̄ _s	Résultat
Poutre palière	Travée	47.91	11.8	18	330.1	250	Non vérifiée
	Appuis	28.18	8.18		288.6		Non vérifiée

Tableau.VII.28. Résumé des vérifications ELS de poutre palière

La condition à l'ELS est non vérifiée, on augmentera donc les sections d'armatures.

	Choix	A _s ^{adopté} (cm ²)
Travée	5T14	7.70
Appui	3T14	4.62

Tableau.VII.29. Nouvelles armatures des poutres palières

En adaptant ce choix on aura :

		M _{ser}	σ _b	σ̄ _b	σ _s	σ̄ _s	Résultat
Poutre palière	Travée	47.91	10.5	18	215.4	250	vérifiée
	Appuis	28.18	7.32		214.6		vérifiée

Tableau.VII.30. Résumé des vérifications ELS de poutre palière avec nouvelles armatures

VII.5.8.F. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : l'effort tranchant maximum.
- b: Largeur de la section de la poutre.
- d: Hauteur utile.
- $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$ (fissuration préjudiciable)

		Section (cm)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Résultat
Poutre palière		25*35	88.93	1.13	3	Vérifiée

Tableau.VII.31. Vérification effort tranchant de poutre palière

VII.5.8.G. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC (Exécutable Flèche.exe), le tableau suivant résume les résultats de l'opération :

	L	M _p	f _{c28}	Δf _t	\bar{f}	Observation
Poutre palière	3,5 m	47.91 kNm	30 MPa	3,157 mm	7 mm	vérifiée

Tableau.VII.32.Vérification de la flèche de poutre palière

VII.5.8.H. Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq (10, 14, 25)$$

Donc on prendra : $\phi_t = 8$ mm.

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500$ MPa).

• **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

• **Selon le RPA 99 version 2003:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_s^{max} (cm ²)	Choix
		S_t (cm)	S_t (cm)ZN	S_t (cm)ZC	ZN	ZC		
Palière	1.13	28	8.75	17.5	8	17	1.28	3HA8

Tableau.VII.33. Armatures transversales de poutre palière

VII.5.8.I. Schéma de ferrailage :

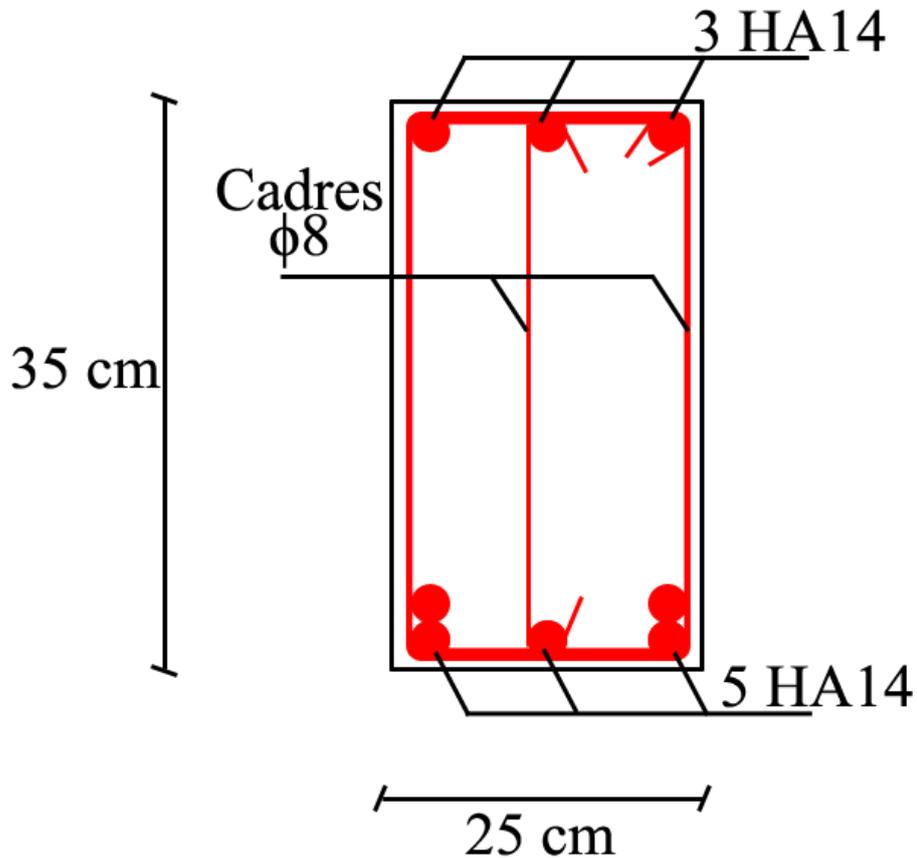


Figure.VII.11. Schéma de Ferrailage de la poutre palière.

Chapitre VIII: Etude dynamique en zone sismique :

VIII.1. Introduction :

Le **séisme** est un phénomène naturel due à la séparation des plaques des terrains telle que c'est une secousse de la terre et ça donne une force à la base de la structure quelconque permanente variable peut être plus fort « séisme majeure » et peut être moyenne ou faible.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations ou grande dégât, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel **etabs 2016**. La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le **RPA99/version 2003**

VIII.2. Caractéristique dynamique :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x(t)\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$: Vecteur des accélérations.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} \sin(\omega.t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2[M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A_i". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω s'annule c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2[M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " **Equation caractéristique** ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modale shape).

VIII.3. Etude sismique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de vibrations libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du comportement d'une structure lors d'un séisme, et le nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VIII.3.1. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire de type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles
- Les planchers ne sont pas modélisés par élément membrane, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

VIII.3.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $25kN/m^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

VIII.4. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VIII.4.1. La méthode statique équivalente

VIII.4.1.A. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

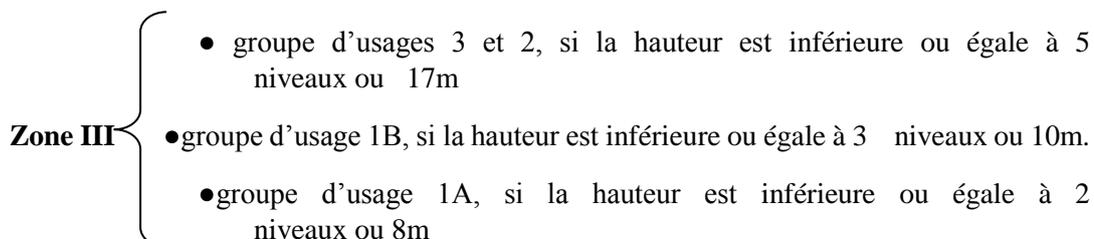
Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

VIII.4.1.B. Conditions d'applications

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :



- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17 m.

VIII.4.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

VIII.4.2.A. Principe

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- 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 repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

VIII.4.2.B. Analyse spectrale

Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse - toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogramme données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

VIII.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

➤ Représentation graphique du spectre de réponse

Sa/g

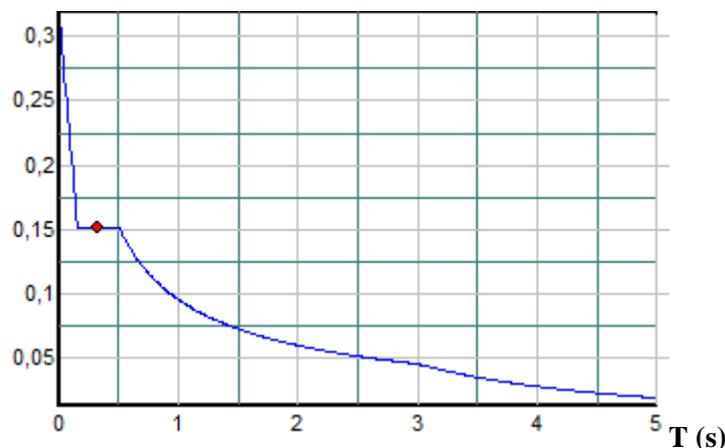


Figure.VIII.1. Graphique du spectre de réponse

Avec :

- g : accélération de la pesanteur, ($g = 9,81N$)
- A : coefficient d'accélération de zone $A=0.25$
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement ($R = 5$).
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, ($T_1 = 0,15sec, T_2 = 0,50sec$)
- Q : Facteur de qualité. ($Q = 1,10$)

VIII.4.4. Résultante des forces sismiques :

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le "RPA99 modifié en 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales elle doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....)

dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t}$

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

$$\text{telle que : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

Selon x-x : $L_x = 47.65$

Selon y-y : $L_x = 23.4$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

+ Groupe d'usage : **2** (bâtiment d'habitation collective (hôtel) avec une hauteur ne dépasse pas 48m).
+ Zone sismique : **III (wilaya d'Alger)**

} → **A=0.25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Telle que :

T1, T2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.**

$$\text{Catégorie } S_3 \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec.} \end{cases}$$

Calcul de la période T selon RPA :

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

La valeur de la période fondamentale (T_{RPA}) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le “RPA 99 version 2003” :

$$T_{RPA} = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$$C_T = 0,05$$

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

$$h_N = 37.19\text{m}$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{3/4}$$

$$AN : T_{RPA} = 0.75\text{s}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} D_x = 47.65 \text{ m} \\ D_y = 23.4 \text{ m} \end{cases}$$

A.N :

$$T_{RPA} = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0.75 \text{ s}$$

$$T_f = 0.75 \times 1.3$$

$$T_f = 0.98 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \begin{cases} T_x = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.48 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.69 \text{ s} \end{cases}$$

Alors :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Sens x :

$$T = \text{Min} \begin{cases} T_x = \min (T_{rpa} = 0.98 \text{ s}, T_{\text{impérique}} = 0.48 \text{ s}) = 0.48 \text{ s} \\ T_y = \min (T_{rpa} = 0.98 \text{ s}, T_{\text{impérique}} = 0.69 \text{ s}) = 0.69 \text{ s} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} T_x = 0.48 \text{ s} \\ T_y = 0.69 \text{ s} \end{cases} \quad \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$0 \leq T_x \leq T_2 \implies D_x = 2.5\eta$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \implies D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Avec $\xi = 7\%$

$$A.N \quad \eta = 0.88$$

$$D_x = 2.50.88 = 2.2$$

$$D_y = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.69}\right)^{2/3} = 1.78$$

Coefficient de comportement :

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction de type de structure (mode de contreventement tableau (3.4) (Art 4.2.3RPA 99/version 2003

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le contreventement est assuré par un système portiques + voiles, on a choisi un coefficient de comportement (R=5) qui dicte :

- Les voiles portent moins de 20% de poids propre de la structure
- Les portiques portent plus de 25% de (E_x et E_y) .

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de 5 conditions :

- La condition minimale sur les filles
- La redondance en plans
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Oui	0
Redondance en plan	oui	0	Non	0
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Non	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
La somme		0.1		0.05

Tableau.VIII.1.Critère de qualité

$$q_{x-x} = 0.1 + 1 = 1.1$$

$$q_{y-y} = 0.1 + 0.05 = 1.05$$

➤ **W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure avec logiciel ETABS de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Telle que :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher " i "

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau " i "

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau " i "

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

➤ **Calcul du nombre de mode :**

Le nombre de mode qu'il faut avoir dans l'analyse dynamique selon le « RPA-99 v2003 »

$$n = 3\sqrt{N}$$

Telle que :

n : le nombre des modes

N : c'est le nombre des étages

AN :

$$n = 3\sqrt{9} = 9 \text{ modes}$$

VIII.5. Résultats de l'analyse dynamique

VIII.5.1.A. Modèle initial :

Plan de RDC jusque l'étage 2^{ème} étage

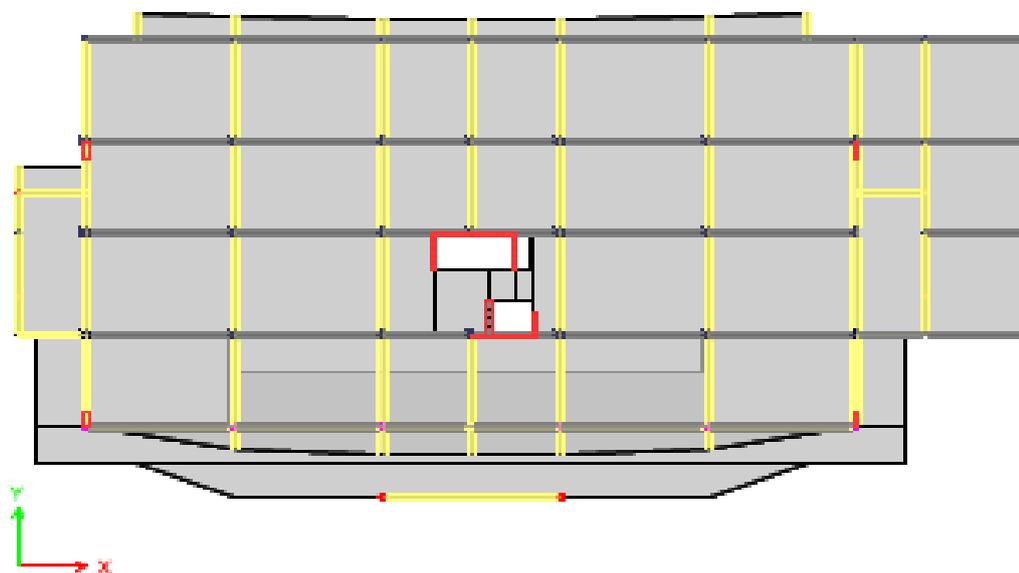


Figure.VIII.2. Vue en plans de RDC jusqu'au deuxième étage

Plan de l'étage 3 jusque l'étage 9

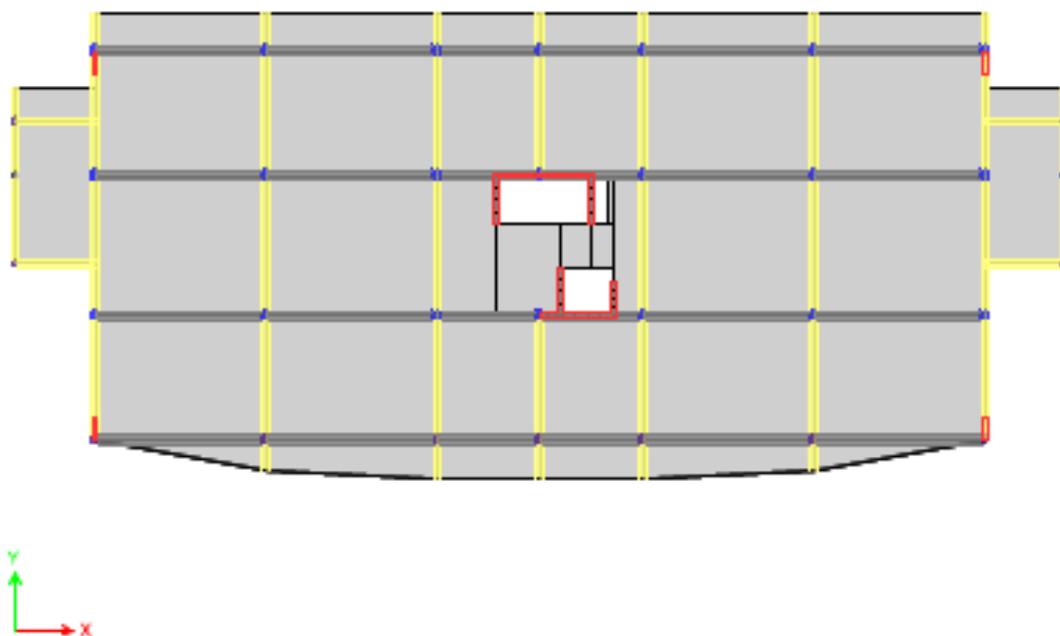


Figure.VIII.3. Vue en plans de 3 ème étage jusqu'au 9 ème étage

A.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Section des éléments Les étages	Poteau de central	Poteau de rive	Les voiles	Les poutres principal	Les poutres secondaire
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45x40	40x35	20	40x60	35x50
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x45	45x40	20	40x60	35x50
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55x50	50x45	20	40x60	35x50
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60x55	55x50	20	40x60	35x50
RDC et 1 ^{er}	65x60	60x55	20	40x60	35x50

Tableau.VIII.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

A.3. Les vérifications nodales :

A.3.1. Les Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

Tableau.VIII.3. Tableau la Période et les facteurs de participation massique du modèle initial :

Case	Mode	Period seconde	UX %	UY %	UZ %	Sum UX %	Sum UY %	Sum UZ %
Modal	1	1,29	0,0003	0,63	0	0,0003	0,63	0
Modal	2	1,16	0,6435	0,0003	0	0,6437	0,6303	0
Modal	3	0,988	0,0044	0,0004	0	0,6481	0,6307	0
Modal	4	0,347	0,166	0,0001	0	0,8142	0,6309	0
Modal	5	0,304	0,0001	0,1959	0	0,8142	0,8268	0
Modal	6	0,248	0,0436	2,05E-05	0	0,8579	0,8268	0
Modal	7	0,234	0,0097	0,0001	0	0,8676	0,8269	0
Modal	8	0,201	8,78E-07	0,0046	0	0,8676	0,8314	0
Modal	9	0,182	0,0003	0,0132	0	0,8679	0,8446	0
Modal	10	0,168	0,0001	0,0149	0	0,868	0,8595	0
Modal	11	0,151	0,0745	2,43E-05	0	0,9426	0,8596	0
Modal	12	0,121	3,60E-05	0,0758	0	0,9426	0,9353	0

Constatations :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T_{eps}=1.29 s$. elle est top loin de $T_f=0.98 s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion .
- Le 3^{ème} mode est mode translation parallèlement à Y-Y.

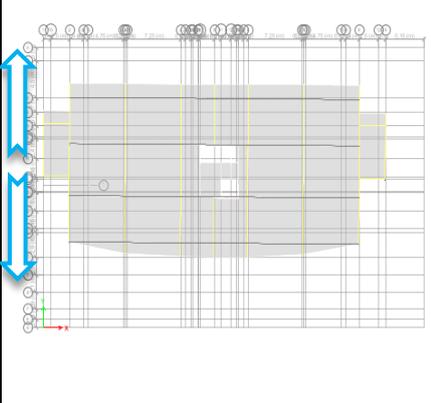
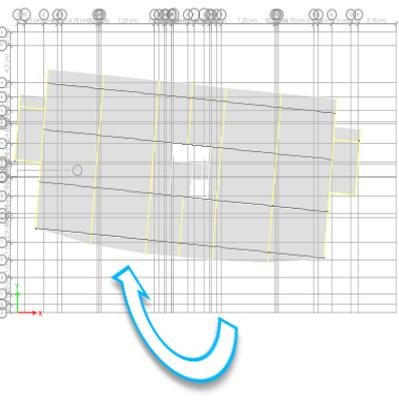
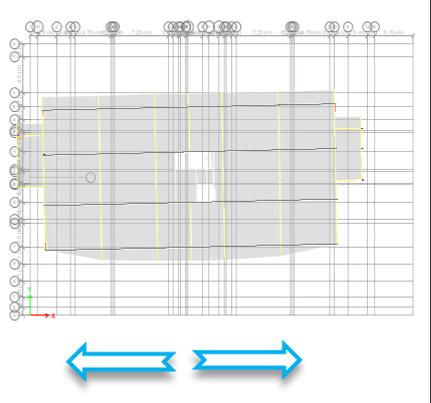
Mode 1	Mode 2	Mode 3
		
Translation parallèle à Y-Y.	translation	translation parallèle à Y-Y.

Tableau.VIII.4.Les déplacements selon les modes

A.4.Résultantes des forces sismiques :

A.4.1.Effort tranchant à la base :

Soit :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Il faut avoir $0.8V_{RPA} \leq V_{etabs}$

sens	A	D	q	w	R	V	0,8V	V (etabs)	V (RPA) /V(etabs)
sens X	0,25	2,2	1,1	97862,3224	5	11841,34	9473,07	5668,11	1,671
sens Y	0,25	1,82	1,05	97862,3224	5	9350,74	7480,60	5500,64	1,360

Tableau.VIII.5.Calcul de l'effort tranchant a la base

Depuis ce tableau, on remarque que la condition n'est pas vérifiée, on multipliera donc les résultats soit par R_x ou par R_y , ou bien, on l'introduit directement dans l'onglet « Load Case » dans le logiciel « ETABS », cette opération peut être sujette a plusieurs répétitions avant d'obtenir un résultat satisfaisant.

A.4.2.Vérification des déplacements inter étage

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés soit par r_x soit par r_y (selon le cas).

La vérification de le déplacement inter étage En effet, selon RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad et \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01he$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$ (idem dans le sens $y-y$, δ_{eK}^y).

Données $R=5$, $r_x=1,51$, $r_y=1,33$

Tableau.VIII.6. Les déplacements selon l'axe $x-x$:

Story	laode	Direction	Location	X-Dir m	x-Dir mm	X *R mm	delta mm	0,01h mm	pourcentage %
Story11	Ex	X	37,19	0,068726	68,726	343,63	22,3	45	50%
Story10	Ex	X	32,29	0,064266	64,266	321,33	38,635	32,1	120%
Story9	Ex	X	29,08	0,056539	56,539	282,695	40,2	32,1	125%
Story8	Ex	X	25,87	0,048499	48,499	242,495	40,045	32,1	125%
Story7	Ex	X	22,66	0,04049	40,49	202,45	39,975	32,1	125%
Story6	Ex	X	19,45	0,032495	32,495	162,475	37,71	32,1	117%
Story5	Ex	X	16,24	0,024953	24,953	124,765	35,775	32,1	111%
Story4	Ex	X	13,03	0,017798	17,798	88,99	31,105	32,1	97%
Story3	Ex	X	9,82	0,011577	11,577	57,885	26,765	32,1	83%
Story2	Ex	X	6,61	0,006224	6,224	31,12	18,99	32,1	59%
Story1	Ex	X	3,4	0,002426	2,426	12,13	12,13	34	36%
Base	Ex	X	0	0	0	0	0	0	0

Tableau.VIII.7.Les déplacements selon l'axe y-y :

Story	laode	Derection	elevation m	Y-Dir m	Y-Dir mm	y*R mm	delta mm	0,01h mm	porcentage %
Story11	Ey	Y	37,19	0,061714	61,714	308,57	4,87	45	11%
Story10	Ey	Y	32,29	0,060739	60,739	303,695	39,17	32,1	122%
Story9	Ey	Y	29,08	0,052905	52,905	264,525	39,55	32,1	123%
Story8	Ey	Y	25,87	0,044995	44,995	224,975	38,92	32,1	121%
Story7	Ey	Y	22,66	0,037212	37,212	186,06	38,16	32,1	119%
Story6	Ey	Y	19,45	0,029581	29,581	147,905	36,02	32,1	112%
Story5	Ey	Y	16,24	0,022377	22,377	111,885	33,51	32,1	104%
Story4	Ey	Y	13,03	0,015675	15,675	78,375	29,39	32,1	92%
Story3	Ey	Y	9,82	0,009798	9,798	48,99	24,07	32,1	75%
Story2	Ey	Y	6,61	0,004985	4,985	24,925	16,75	32,1	52%
Story1	Ey	Y	3,4	0,001635	1,635	8,175	8,175	32,1	25%
Base	Ey	Y	0	0	0	0	0	32,1	0%

Remarque :

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles **0.01h** il faudra donc résoudre ces problèmes et la seule solution est l'augmentation de la rigidité latérale de la structure. Et Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment à dépasser les 8 mètres en zone III.

Ce qui d'après le "**RPA99 modifié en 2003**" rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse. Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc il faudra déterminer le nombre de voiles nécessaires à rajouter et leur bon positionnement de sorte à ce qu'ils soient le plus éloignées du centre de rigidité.

VIII.5.1.B. Modèle 2 :

Plan de la base jusque l'étage 2

Plan de l'étage 3 jusque l'étage 9

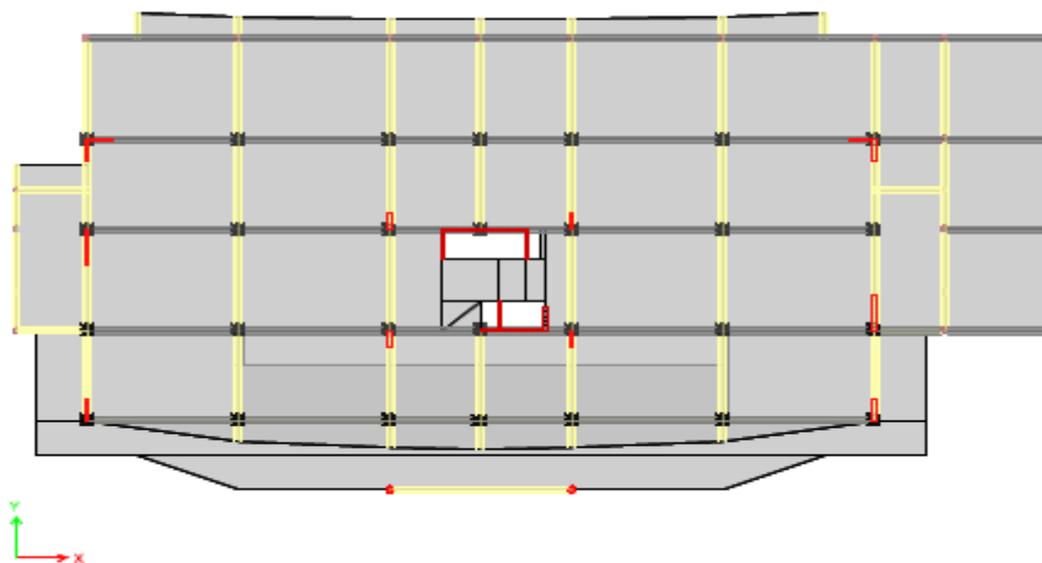


Figure.VIII.4. Vue en plans de RDC jusqu'au 2 ème étage

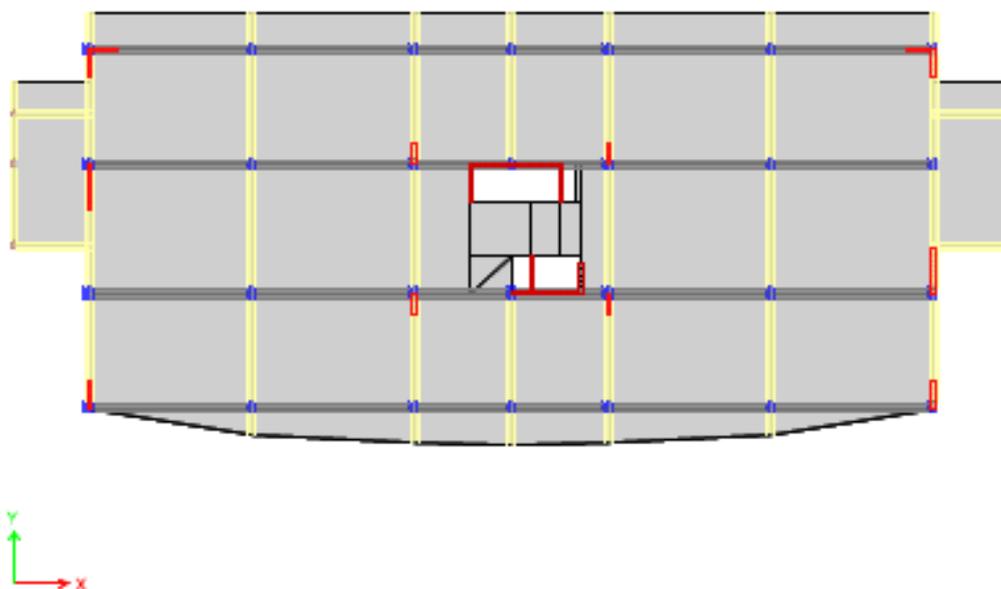


Figure.VIII.5. Vue en plans de 3 ème étage jusqu'au 9 ème étage

B.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Section des éléments	Poteau central	Poteau de rive	Les voiles	Les poutres principale	Les poutres secondaire
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	45x40	40x35	20	40x60	35x50
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	50x45	45x40	20	40x60	35x50
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	55x50	50x45	20	40x60	35x50
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	60x55	55x50	20	40x60	35x50
RDC et 1 ^{er}	65x60	60x55	20	40x60	35x50

Tableau.VIII.8. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

B.3. Les vérifications nodales :

B.3.1. Les Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

Tableau.VIII.9. Tableau la Période et les facteurs de participation massique du modèle initial :

Case	Mode	Period	UX %	UY %	UZ %	Sum UX %	Sum UY %
		sec					
Modal	1	1,051	0,0001	0,6357	0	0,0001	0,6357
Modal	2	0,88	0,6592	0,0001	0	0,6593	0,6357
Modal	3	0,808	0,001	3,08E-05	0	0,6603	0,6358
Modal	4	0,305	0,1016	0,0002	0	0,7619	0,636
Modal	5	0,267	0,0001	0,1742	0	0,762	0,8102
Modal	6	0,225	0,061	0,001	0	0,823	0,8112
Modal	7	0,219	0,0404	0,0014	0	0,8634	0,8125
Modal	8	0,185	0	0,0047	0	0,8634	0,8173
Modal	9	0,174	1,37E-05	0,0202	0	0,8634	0,8374
Modal	10	0,162	0,0001	0,0095	0	0,8635	0,8469
Modal	11	0,125	0,0722	0,0002	0	0,9356	0,8471
Modal	12	0,107	0,0002	0,0785	0	0,9358	0,9256

Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T_{etps}=1.05\text{ s}$. s'apparente de $T_f=0.98\text{ s}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

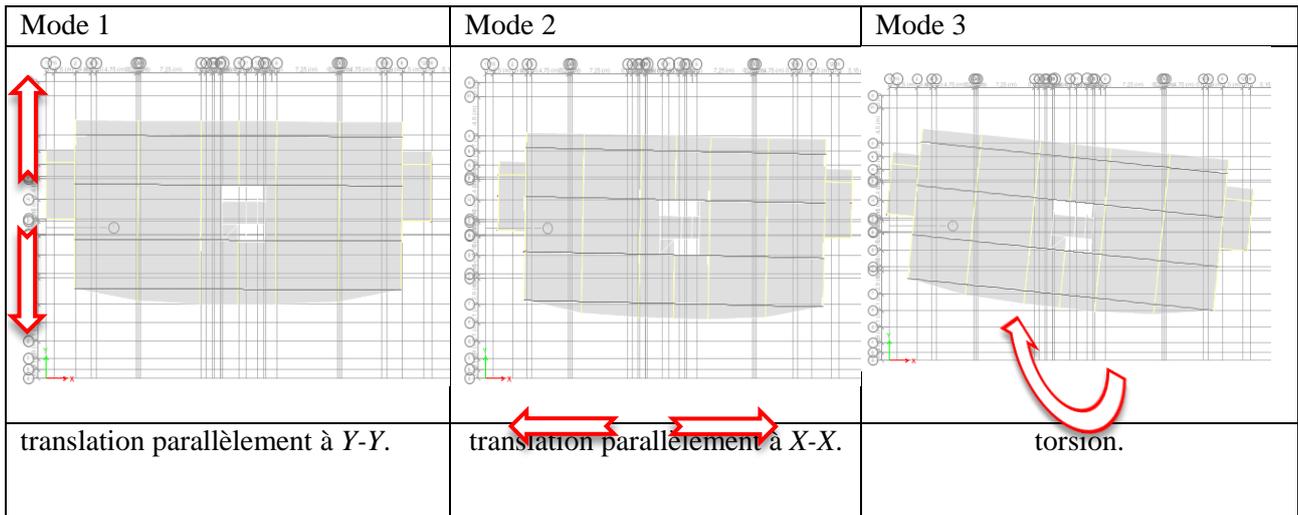


Figure.VIII.6. Déplacements de la structure en fonction des modes

B.4. Résultantes des forces sismiques :

B.4.1. Effort tranchant à la base :

Soit :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Il faut avoir $0.8V_{RPA} \leq V_{etabs}$

sens	A	D	q	w	R	V	0,8V	V (etabs)	$r = \frac{0.8V}{V}$
sens X	0,25	2,2	1,1	104602,50	5	12656,90	10125,52	7610,77	1,33
sens Y	0,25	1,82	1,05	104602,50	5	9994,769	7995,82	7610,77	1,05

Tableau.VIII.10. Effort tranchant a la base

Comme mentionné plus tôt, on introduit les Rx et Ry dans les « Load Cases »

B.4.2.Vérification des déplacements inter étage (R=5)

Tableau.VIII.11.Déplacement inter-étage selon y

Story	laode	Derection	elevation m	Y-Dir m	Y-Dir mm	y*R mm	delta mm	0,01h mm	porcentage %
Story11	Ey	Y	37,19	0,043441	43,441	217,205	9,705	45	22%
Story10	Ey	Y	32,29	0,0415	41,5	207,5	25,305	32,1	79%
Story9	Ey	Y	29,08	0,036439	36,439	182,195	26,025	32,1	81%
Story8	Ey	Y	25,87	0,031234	31,234	156,17	26,01	32,1	81%
Story7	Ey	Y	22,66	0,026032	26,032	130,16	25,895	32,1	81%
Story6	Ey	Y	19,45	0,020853	20,853	104,265	25,14	32,1	78%
Story5	Ey	Y	16,24	0,015825	15,825	79,125	23,57	32,1	73%
Story4	Ey	Y	13,03	0,011111	11,111	55,555	20,85	32,1	65%
Story3	Ey	Y	9,82	0,006941	6,941	34,705	16,975	32,1	53%
Story2	Ey	Y	6,61	0,003546	3,546	17,73	12,085	32,1	38%
Story1	Ey	Y	3,4	0,001129	1,129	5,645	5,645	32,1	18%
Base	Ey	Y	0	0	0	0	0	32,1	0%

Tableau.VIII.12.Déplacement inter-étage selon x

Story	laode	Direction	Location	X-Dir m	x-Dir mm	X *R mm	delta mm	0,01h mm	pourcentage %
Story11	Ex	X	37,19	0,04209	42,08963	210,4482	25,48641	45	57%
Story10	Ex	X	32,29	0,036992	36,99235	184,9618	20,47472	32,1	64%
Story9	Ex	X	29,08	0,032897	32,89741	164,487	21,82726	32,1	68%
Story8	Ex	X	25,87	0,028532	28,53195	142,6598	21,52177	32,1	67%
Story7	Ex	X	22,66	0,024228	24,2276	121,138	21,8497	32,1	68%
Story6	Ex	X	19,45	0,019858	19,85766	99,2883	21,70695	32,1	68%
Story5	Ex	X	16,24	0,015516	15,51627	77,58135	20,82635	32,1	65%
Story4	Ex	X	13,03	0,011351	11,351	56,755	19,3903	32,1	60%
Story3	Ex	X	9,82	0,007473	7,472939	37,3647	16,72252	32,1	52%
Story2	Ex	X	6,61	0,004128	4,128436	20,64218	13,05899	32,1	41%
Story1	Ex	X	3,4	0,001517	1,516638	7,583189	7,583189	34	22%
Base	Ex	X	0	0	0	0	0	0	0

B.4.3. Vérification de l'effet P-Δ (effet de seconde ordre):

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 \leq \theta_K \leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

- Selon l'axe X_X :

Tableau.VIII.13.Effet P-Δ selon x-x

story	P kN	delta (inter étage) m	VX kN	h étage m	P-Δ	θ_x admissible	observation
Story11	4930,4433	0,02548641	1544,6628	4,5	0,018	<0,1	vérifié
Story10	14403,3577	0,02047472	3120,8983	3,21	0,029	<0,1	vérifié
Story9	22967,9782	0,02182726	4527,8585	3,21	0,034	<0,1	vérifié
Story8	31781,62	0,02152177	5654,9747	3,21	0,038	<0,1	vérifié
Story7	40701,1242	0,0218497	6654,1781	3,21	0,042	<0,1	vérifié
Story6	49717,8478	0,02170695	7547,8634	3,21	0,045	<0,1	vérifié
Story5	58897,5989	0,02082635	8283,7353	3,21	0,046	<0,1	vérifié
Story4	68210,9862	0,0193903	8857,5127	3,21	0,047	<0,1	vérifié
Story3	77691,2461	0,01672252	9320,9128	3,21	0,043	<0,1	vérifié
Story2	92366,9607	0,01305899	9858,85	3,21	0,038	<0,1	vérifié
Story1	104217,764	0,00758319	10109,6817	3,21	0,024	<0,1	vérifié

- Selon l'axe Y_Y :

Tableau.VIII.14.Effet P-Δ selon y-y

story	P kn	delta (inter étage) m	VY kn	h (étage) m	P-Δ	θ_y admissible	observation
Story11	4930,4433	0,009705	1136,2062	4,5	0,009	<0,1	vérifié
Story10	14403,3577	0,025305	2654,8054	3,21	0,043	<0,1	vérifié
Story9	22967,9782	0,026025	3712,6026	3,21	0,050	<0,1	vérifié
Story8	31781,62	0,02601	4453,4648	3,21	0,058	<0,1	vérifié
Story7	40701,1242	0,025895	5124,1834	3,21	0,064	<0,1	vérifié
Story6	49717,8478	0,02514	5785,5283	3,21	0,067	<0,1	vérifié
Story5	58897,5989	0,02357	6361,2924	3,21	0,068	<0,1	vérifié
Story4	68210,9862	0,02085	6829,7897	3,21	0,065	<0,1	vérifié
Story3	77691,2461	0,016975	7240,9311	3,21	0,057	<0,1	vérifié
Story2	92366,9607	0,012085	7768,1155	3,21	0,045	<0,1	vérifié
Story1	104217,764	0,005645	7997,8564	3,4	0,022	<0,1	vérifié

Constations :

Le P-delta est inférieure à 0.1 dans les deux sens alors la condition est vérifiée dans les deux sens.

B.4.4.Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Et d'après le règlement RPA2013version2003 on doit vérifier cette condition :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- N_d Désigne l'effort normal de compression qui exercer sur une section de béton.
- B_c Est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} Est la résistance caractéristique du béton. ($f_{c28}=30$ MPa).

Poteau central :

Tableau.VIII.15.Effort normal réduit du poteau central

story	La section B_c (m ²)	N_d (KN)	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	Observation $v \leq 0.3$
Story 10	45x40	735,4469	0.17	Oui
Story 9	45x40	1174,1244	0.27	Oui
Story8	50x45	1609,118	0.23	Oui
Story 7	50x45	2037,612	0.31	Non
Story 6	55x50	2482,2643	0.30	Non
Story 5	55x50	2936,7524	0.35	Non
Story 4	60x55	3429,1493	0.34	Non
Story 3	60x55	4309,0699	0.43	Non
Story 2	65x60	5224,6414	0.44	Non
Story 1	65x60	5907,4798	0.50	Non

Les poteaux de rive :

Tableau.VIII.16.Effort normal réduit du poteau de rive

story	La section B_c (m²)	N _d (KN)	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	Observation $v \leq 0.3$
Story 10	40x35	557,8195	0.13	Oui
Story 9	40x35	955,0234	0.22	Oui
Story8	45x40	1333,7708	0.24	Oui
Story 7	45x40	1723,3361	0.31	Non
Story 6	50x45	2126,1447	0.31	Non
Story 5	50x45	2532,6553	0.37	Non
Story 4	55x50	2946,5662	0.35	Non
Story 3	55x50	3359,362	0.40	Non
Story 2	60x55	3863,192	0.39	Non
Story 1	60x55	4081,314	0.41	Non

Constations :

On remarque que les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposée par le RPA-99V2003, la solution de ce problème est qu'il faut augmenter la section des poteaux qui sont déjà existants

- D'après plusieurs essais et plusieurs analyses et des vérifications des modèles on a choisissons les minimums des sections qui vérifier l'effort normale réduit.

Les étages	Les sections Pot centrale
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x50
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x55
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x60
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x65
RDC et 1 ^{er}	80x70

Tableau.VIII.17.Choix des sections de poteau pour le modèle 3

VIII.5.1.C. **Modèle 3 :**

Figure.VIII.7. Plan de la base jusque deuxième étage :

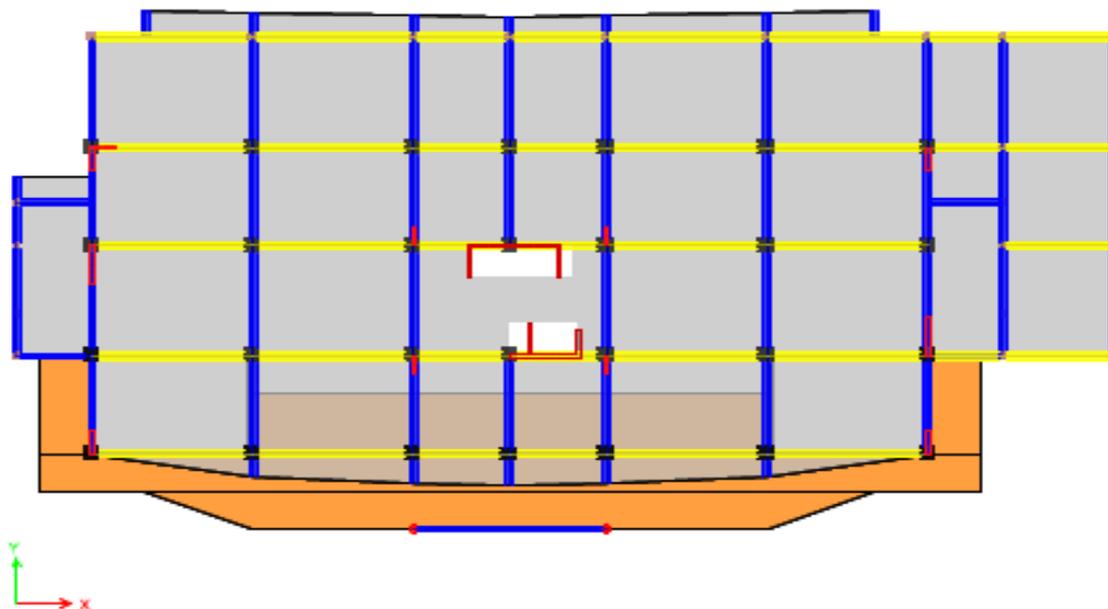
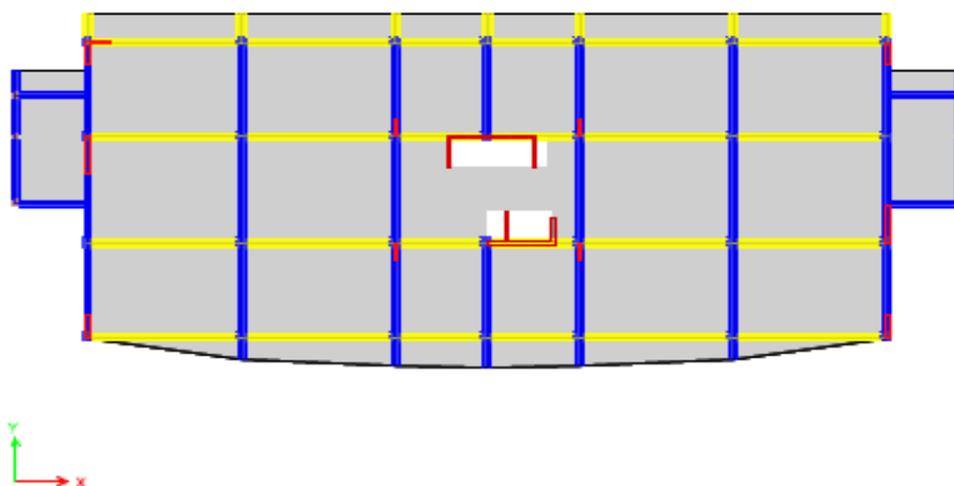


Figure.VIII.8. Plan du 3em étage jusqu'au 9em étage



C.2. Les vérifications modales :

C.2.1. Les Caractéristiques dynamique propres du modèle initial

Tableau.VIII.18. Tableau la Période et les facteurs de participation massique du modèle initial :

Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
	sec					
1	1,049	0,0008	0,678	0	0,0008	0,678
2	0,882	0,6644	0,001	0	0,6652	0,6789
3	0,871	0,0008	0,0012	0	0,666	0,6801
4	0,338	0,0006	0,1396	0	0,6666	0,8196
5	0,314	0,1043	0,0006	0	0,7709	0,8202
6	0,298	0,0041	0,0001	0	0,775	0,8203
7	0,229	0,0829	4,82E-05	0	0,8579	0,8203
8	0,199	0,0002	0,019	0	0,8581	0,8393
9	0,187	6,03E-06	0,0315	0	0,8581	0,8708
10	0,181	0	0,0021	0	0,8581	0,8729
11	0,148	0,0016	0,0276	0	0,8597	0,9005
12	0,142	0,0006	0,0099	0	0,8603	0,9104
13	0,135	0,0689	0,0003	0	0,9292	0,9107

Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T_{eps}=1.04 s$. s'apparente de $T_f=0.98 s$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 13^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

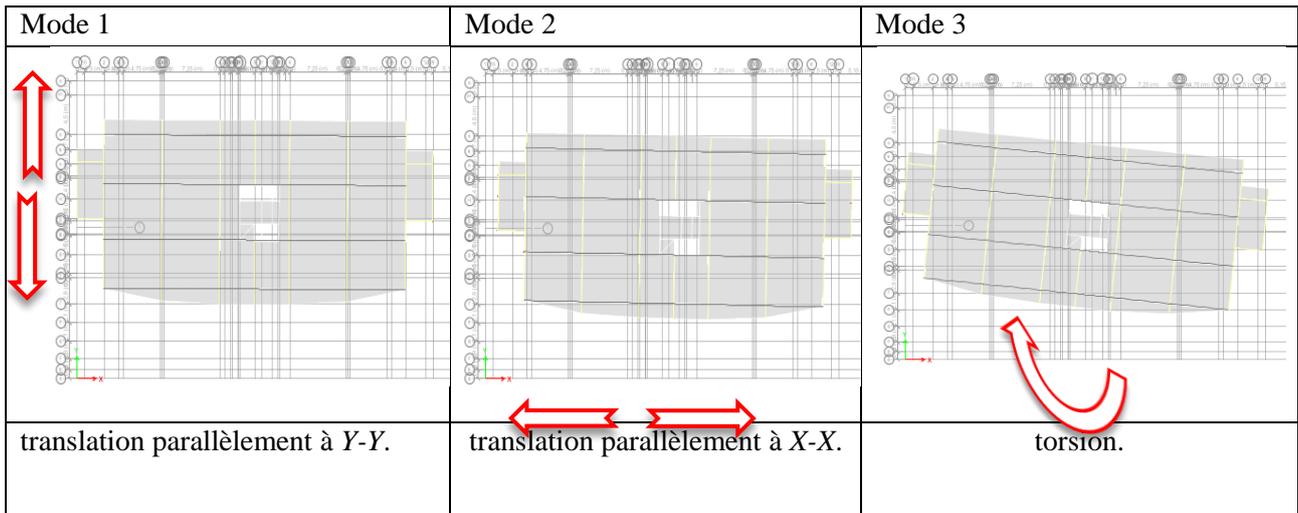


Figure.VIII.9. Déplacements de la structure suivant chaque mode

C.3. Résultantes des forces sismiques :

C.3.1. Effort tranchant à la base :

Soit :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Il faut avoir $0.8V_{RPA} \leq V_{etabs}$

Tableau.VIII.19. Effort tranchant a la base

sens	A	D	q	w	R	V	0,8V	V (etabs)	$r = \frac{0.8V}{V}$
sens-X	0,25	2,2	1,1	100746,8478	5	12190,37	9752,29	7330,2179	1,330
sens Y	0,25	1,82	1,05	100746,8478	5	9626,36	7701,09	6669,1843	1,155

On introduira les Rx et Ry dans le « Load Case » d' « ETABS »

C.3.2. Vérification des déplacements inter étage :

Les ratios sont introduites dans logiciel :

Données R=5

Selon X-X

Tableau.VIII.20. Déplacement inter-étage selon x-x

Story	laode	Direction	Location	X-Dir m	x-Dir mm	X *R mm	delta mm	0,01h mm	pourcentage %
Story11	Ex	X	37,19	0,041666	41,666	208,33	25,08	45	56%
Story10	Ex	X	32,29	0,03665	36,65	183,25	18,53	32,1	58%
Story9	Ex	X	29,08	0,032944	32,944	164,72	20,39	32,1	64%
Story8	Ex	X	25,87	0,028866	28,866	144,33	21,065	32,1	66%
Story7	Ex	X	22,66	0,024653	24,653	123,265	21,95	32,1	68%
Story6	Ex	X	19,45	0,020263	20,263	101,315	21,575	32,1	67%
Story5	Ex	X	16,24	0,015948	15,948	79,74	21,38	32,1	67%
Story4	Ex	X	13,03	0,011672	11,672	58,36	19,655	32,1	61%
Story3	Ex	X	9,82	0,007741	7,741	38,705	17,495	32,1	55%
Story2	Ex	X	6,61	0,004242	4,242	21,21	13,195	32,1	41%
Story1	Ex	X	3,4	0,001603	1,603	8,015	8,015	34	24%
Base	Ex	X	0	0	0	0	0	0	0

Selon Y-Y

Tableau.VIII.21. Déplacement inter-étage selon y-y

Story	laode	Derection	elevation m	Y-Dir m	Y-Dir mm	y*R mm	delta mm	0,01h mm	pourcentage %
Story11	Ey	Y	37,19	0,042725	42,725	213,625	5,22	45	12%
Story10	Ey	Y	32,29	0,041681	41,681	208,405	17,185	32,1	54%
Story9	Ey	Y	29,08	0,038244	38,244	191,22	20,465	32,1	64%
Story8	Ey	Y	25,87	0,034151	34,151	170,755	22,745	32,1	71%
Story7	Ey	Y	22,66	0,029602	29,602	148,01	24,45	32,1	76%
Story6	Ey	Y	19,45	0,024712	24,712	123,56	25,31	32,1	79%
Story5	Ey	Y	16,24	0,01965	19,65	98,25	25,77	32,1	80%
Story4	Ey	Y	13,03	0,014496	14,496	72,48	24,75	32,1	77%
Story3	Ey	Y	9,82	0,009546	9,546	47,73	22,205	32,1	69%
Story2	Ey	Y	6,61	0,005105	5,105	25,525	16,985	32,1	53%
Story1	Ey	Y	3,4	0,001708	1,708	8,54	8,54	32,1	27%
Base	Ey	Y	0	0	0	0	0	32,1	0%

C.3.3. Vérification de l'effet P-Δ (effet de seconde ordre) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 \pi \theta_K \leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K \phi 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

- Selon l'axe X_X :

Tableau.VIII.22.Valeur de P--Δ selon x-x

story	P kN	delta (inter etge) m	VX kN	h etage m	p delta	la valeur admmisible
Story11	4930,443	0,0251	1525,522	4,5	0,0180	<0,1
Story10	14084,793	0,0185	3074,535	3,21	0,0264	<0,1
Story9	22327,237	0,0204	4425,781	3,21	0,0320	<0,1
Story8	30759,983	0,0211	5525,920	3,21	0,0365	<0,1
Story7	39225,943	0,0220	6503,337	3,21	0,0412	<0,1
Story6	47925,339	0,0216	7371,467	3,21	0,0437	<0,1
Story5	56624,735	0,0214	8092,031	3,21	0,0466	<0,1
Story4	65602,507	0,0197	8657,732	3,21	0,0464	<0,1
Story3	74580,279	0,0175	9113,973	3,21	0,0446	<0,1
Story2	88880,839	0,0132	9614,678	3,21	0,0380	<0,1
Story1	100362,114	0,0080	9837,977	3,21	0,0255	<0,1

- Selon l'axe Y_Y :

Tableau.VIII.23.Effet de P-Δ selon y-y

story	P kN	delt (inter etagr m	VY kN	h (etage) m	p-delta	la valeur admmisible
Story11	4930,4433	0,00522	1051,7844	4,5	0,0054	<0,1
Story10	14084,7926	0,017185	2464,4009	3,21	0,0306	<0,1
Story9	22327,2368	0,020465	3531,4028	3,21	0,0403	<0,1
Story8	30759,9828	0,022745	4366,7579	3,21	0,0499	<0,1
Story7	39225,9426	0,02445	5081,8035	3,21	0,0588	<0,1
Story6	47925,3386	0,02531	5727,5833	3,21	0,0660	<0,1
Story5	56624,7347	0,02577	6305,5237	3,21	0,0721	<0,1
Story4	65602,5069	0,02475	6808,1844	3,21	0,0743	<0,1
Story3	74580,2792	0,022205	7219,8452	3,21	0,0715	<0,1
Story2	88880,8385	0,016985	7636,5677	3,21	0,0616	<0,1
Story1	100362,114	0,00854	7783,0785	3,4	0,0324	<0,1

Constations :

Le $P-\Delta$ est inférieure à 0.1 dans les deux sens alors la condition est vérifiée dans les deux sens

C.3.4.Vérification de l'effort normal réduit :

On devra refaire les vérifications avec la nouvelle section

Autre les vérifications prescrites par le **C.B.A 93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Et d'après le règlement RPA2013 version 2003 on doit vérifier cette condition :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

- N_d Désigne l'effort normal de compression qui exercer sur une section de béton.
- B_c Est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} Est la résistance caractéristique du béton. ($f_{c28}=30$ MPa).

Tableau.VIII.24. Effort normal réduit

story	La section B_c (m ²)	N_d (Kn)	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	Observation $v \leq 0.3$
Story 10	0.60x0.50	743,1791	0.08	Oui
Story 9	0.60x0.50	1170,5193	0.13	Oui
Story8	0.65x0.55	1601,7239	0.14	Oui
Story 7	0.65x0.55	2033,1973	0.18	Oui
Story 6	0.70x0.60	2474,1668	0.19	Oui
Story 5	0.70x0.60	2923,8882	0.23	Oui
Story 4	0.75x0.65	3398,0603	0.24	Oui
Story 3	0.75x0.65	3876,3752	0.26	Oui
Story 2	0.80x0.70	4399,3264	0.26	Oui
Story 1	0.80x0.70	4909,3599	0.29	Oui

Constations :

Après les changements effectués sur les sections des poteaux a tous les étages, l'effort normal réduit elle est vérifiée.

C.3.5.Vérification du facteur de comportement R

Etages en Béton Armé :

D'après les règles parasismiques algériennes (**art.3.4**) le système de contreventement avec interaction est justifié quand les voiles reprennent aux plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les cas possible a choisi :

R=3,5	voile>20% W
R=4	voile<=20% W
	Portique<0,25 (Ex et Ey)
R=5	voile<=20% W
	portique>=0,25 (Ex et Ey)

Tableau.VIII.25.Les différents facteurs de comportement

Dans notre cas on a choisie R=5, Les portiques doivent reprendre les sollicitations dues aux charges verticales, aux moins 25% d'effort tranchant d'étage, Et les voiles reprennent au plus 20% de poids totale de structure

Tableau.VIII.26.Justification de pourcentage des poids propre de la structure sur les voiles et des poteaux :

Etages	V _{tot} (kN)	V _{voiles} (kN)	V _{pot} (kN)	V _{voile} / V _{tot} (%)
9 ^{eme}	14084	2678	11406	19.014
8 ^{eme}	22327	4199	18128	18.806
7 ^{eme}	30759	5561	25198	18.079
6 ^{eme}	39225	7564	31661	19.283
5 ^{eme}	47925	9097	38828	18.981
4 ^{eme}	56324	10508	45816	18.656
3 ^{eme}	65602	10543	55059	16.07
2 ^{eme}	74580	11061	73519	14.83
1 ^{er}	89265	12128	77128	13.58
RDC	100746	13021	87725	12.92

- a) Justification de pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :

Sens-x

Tableau.VIII.27.Pourcentages des efforts tranchants dans le sens X (Modèle final)

Etages	V _{tot} (kN)	V _{voile} (kN)	V _{port} (kN)	V _{pot} / V _{tot} (%)
9 ^{eme}	2464	947	1517	60.5
8 ^{eme}	3531	1954	1588	44.66
7 ^{eme}	4366	1790	2576	59.00
6 ^{eme}	5081	2567	2523	49.47
5 ^{eme}	5727	2672	3055	53.34
4 ^{eme}	6306	2972	3335	52.78
3 ^{eme}	6807	4065	2744	40.31
2 ^{eme}	7220	3845	3375	46.74
1 ^{er}	7642	2981	4670	60.78
RDC	7789	4673	3018	40.00

Sens-y

Tableau.VIII.28.Pourcentages des efforts tranchants dans le sens Y (Modèle final)

Etages	V _{tot} (kN)	V _{voile} (kN)	V _{port} (kN)	V _{pot} / V _{tot} (%)
9 ^{eme}		1292	1782	57.97
8 ^{eme}	4426	2170	2903	50.97
7 ^{eme}	5526	3794	1764	31.92
6 ^{eme}	6504	3614	2898	44.55
5 ^{eme}	7371	4829	2562	34.75
4 ^{eme}	8091	4774	3528	43.60
3 ^{eme}	8657	5314	3355	38.75
2 ^{eme}	9115	5033	4089	44.86
1 ^{er}	9638	5967	3448	37.85
RDC	9860	5744	4116	41.74

Donc le facteur de comportement, **R=5 (4a - mixte portiques/voiles avec interaction).**

Etage en charpente

Tableau.VIII.29.Participation des éléments resistant en charpente métallique

	Total	Voile	Portique
W (kN)	5172	98	5074
% de participation	100%	1.89%	98.11%
Ex (kN)	902	702	318
% de participation	100%	75%	35%
Ey (kN)	234	86	148
% de participation	100%	36%	64%

Donc le facteur de comportement, **R=5 (10a - mixte portiques/palées triangulées en X)**

VIII.5.1.D. Conclusion :

D'après les résultats de la partie « Modèle 3 », nous avons un système stable vérifiant tous les critères de sécurité et cela en restant relativement économique, on adoptera donc ,pour le reste des calculs, les sections et efforts qui sont suggéré par le « Modèle 3 ».

Chapitre IX: Ferrailages des éléments principaux

IX.1. Introduction :

Après avoir déterminé les sollicitations, on passe à la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage (Poteaux, Poutres, Voiles). Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (CBA93, BAEL91 modifié 99 et RPA99/ Version 2003).

Les règles RPA99/ Version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

IX.2. Ferrailage des poteaux :

IX.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

La situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	30	17	500	435
Situation accidentelle	1,15	1	30	22.17	500	500

Tableau.IX.1.Définitions des paramètres du béton utilisé

IX.2.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

➤ Selon CBA93:

- E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)
- E.L.S. : Situation durable : $G + Q$ (2)

➤ Selon le RPA 99/Version 2003 situation accidentelle:

- $G+Q+E$(2)
- $0,8G+E$(3)

Avec :

- G: Charges permanentes.
- Q: Charge d'exploitation.
- E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
- $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

IX.2.3. Recommandations du RPA99/ Version 2003:

D'après le RPA99/Version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- $A_{\max} = A_s/bh < 4\%$ en zone courante.
- $A_{\max} = A_s/bh < 6\%$ en zone recouvrement.
- $A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh$ (zone III).

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Les résultats obtenus :

Nous avons retenu cinq (05) sections différentes pour l'étude du ferrailage des poteaux. Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel, à savoir ETABS 2017.

Tableau.IX.2.Sections de poteau de l'ouvrage

Étages	Section
RDC, 1 ^{er} étages	80x70 cm ²
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	75x65 cm ²
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	70x60 cm ²
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	65x55 cm ²
8 ^{eme} , 9 ^{eme} étages	60x50 cm ²

IX.2.4. Méthode de calcul :

Le calcul du ferrailage est obtenu par le logiciel SOCOTEC (Exécutable BAEL-R). Les valeurs obtenues représentent la quantité de ferrailage par face :

Combinaison	Efforts	Sections étudiées				
		80x70	75x65	70x60	65x55	60x50
ELU	N max	-6485,76	-5186,13	-3934,32	-2725,70	-1544,37
	M corr	-5,51	2,71	-4,75	-5,43	-6,86
	As	0	0	0	0	0
	N min	-852,61	-681,66	-553,39	-381,50	-184,79
	M corr	1,39	27,95	-5,76	-7,95	-7,07
	As	0	0	0	0	0
	M max	-83,32	153,26	-136,20	-129,71	-108,92
	N corr	-3950,30	-2911,29	-2304,23	-1571,51	-884,78
	As	0	0	0	0	0

Tableau.IX.3.Ferrailage a l'ELU

Combinaison	Efforts	Sections étudiées				
		80x70	75x65	70x60	65x55	60x50
0,8G±E	N max	-3950,30	-2724,85	-2030,04	-1403,00	-811,56
	M corr	-427,99	-212,92	-114,90	-133,20	-93,20
	As	0	0	0	0	0
	N min	97,11	134,53	69,98	10,45	-19,24
	M corr	53,54	121,34	112,98	102,28	80,36
	As	2,58	5,45	5,19	5,1	4,39
	M max	536,83	-419,11	-311,46	-239,33	125,11
	N corr	-1698,77	-1757,35	-1286,75	-847,53	-401,61
	As	0	0	0	3,01	3,26

Tableau.IX.4.Ferrillages selon la combinaison « 0. 8G ± E »

Combinaison	Efforts	Sections étudiées				
		80x70	75x65	70x60	65x55	60x50
G+Q±E	N max	-4832,10	-3873,73	-2925,10	-2020,66	-1161,11
	M corr	-427,86	-263,82	-182,06	-134,98	-95,07
	As	0	0	0	0	0
	N min	-218,06	-75,04	-84,44	-91,18	-69,11
	M corr	51,93	119,42	115,46	106,28	84,94
	As	0	3,04	3,55	4,13	4,14
	M max	538,88	-420,86	-314,63	-241,02	-133,81
	N corr	-2584,34	-2413,68	-1776,92	-1183,07	-647,95
	As	0	0	0	0	1,51

Tableau.IX.5.Ferrillages selon la combinaison « G + Q ± E »

Du fait que les sections d'armatures nécessaires soient dérisoires, on en déduit donc que la plus part des armatures seront probablement ferrillées a partir des As_{min} et As_{max}

IX.2.5. Choix des armatures :

Tableau.IX.6.Choix d'armatures

Sections (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Choix des armatures	As ^{adopté} (cm ²)
80x70 cm ²	9.05	50.40	4HA25+12HA20	57.34
75x65 cm ²	16.08	43.88	16HA20	50.27
70x60 cm ²	11,42	37.80	8HA20+8HA16	41.21
65x55 cm ²	11,46	32.18	4HA20+12HA16	36.7
60x50 cm ²	9,19	27.00	8HA16+8HA14	28.4

IX.2.6. Vérification vis-à-vis de l'Etat Limite de Service :

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 18 MPa$$

- Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}fe, \max(240 MPa, 110\sqrt{nf_{tj}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}fe, \max(200 MPa, 90\sqrt{nf_{tj}})\right)$

Avec:

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s=201,63 MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $N_{\max}^{\text{ser}} ; M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$

Tableau.IX.7. Vérifications ELS cas N-max M-corr

Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Vérification
80x70 cm ²	-4730.05	-4.01	SEC	7.87	18	Ok
75x65 cm ²	-3782,19	1.98	SEC	8.22	18	Ok
70x60 cm ²	-2869.16	-3.55	SEC	8.29	18	Ok
65x55 cm ²	-1987.94	-4.04	SEC	8.1	18	Ok
60x50 cm ²	-1126.89	-5.07	SEC	7.08	18	Ok

$N_{\text{cor}}^{\text{ser}} ; M_{\max}^{\text{ser}}$

Tableau.IX.8. Vérifications ELS cas N-corr M-max

Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	M _{ser} (kNm)	Sollicitation	σ _s (MPa)	σ _{sadd} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc add} (MPa)	Verification
80x70	-2881.02	-60.65	SEC	/	/	4.23	18	Ok
75x65	-2124.36	111.72	SEC	/	/	6.22	18	Ok
70x60	-1679.87	-99.18	SEC	/	/	4,73	18	Ok
65x55	-1145.54	-94.46	SEC	/	/	5.71	18	Ok
60x50	-645.12	-79.3	SEC	/	/	4.38	18	Ok

Remarque :

Selon BAEL 91 modifier 99 en cas de section entièrement comprimée, il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte de traction 'σ_s'

IX.2.7. Vérification de l'effort tranchant :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ CBA93 (MPa)	Vérification
80x70	77.95	0,12	2.4	0,04	1.2	2,50	Ok
75x65	115.23	0,23	2.25	0,04	1.2	2,50	Ok
70x60	108.2	0,28	2.25	0,04	1.2	2,50	Ok
65x55	103.85	0,38	2.25	0,04	1.2	2.50	Ok
60x50	86.31	0,47	2.25	0,04	1.2	2,50	Ok

Tableau.IX.9.Vérification de l'effort tranchant

IX.2.8. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99/ Version 2003; elles sont données comme suit :

➤ Selon BAEL91 modifié 99 [5] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_t\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b: Largeur de la section droite.
- h: Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- \varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.
- \varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA99/Version 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'E.L.U.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
 - $\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$
 - $\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g :Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- $S_t \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

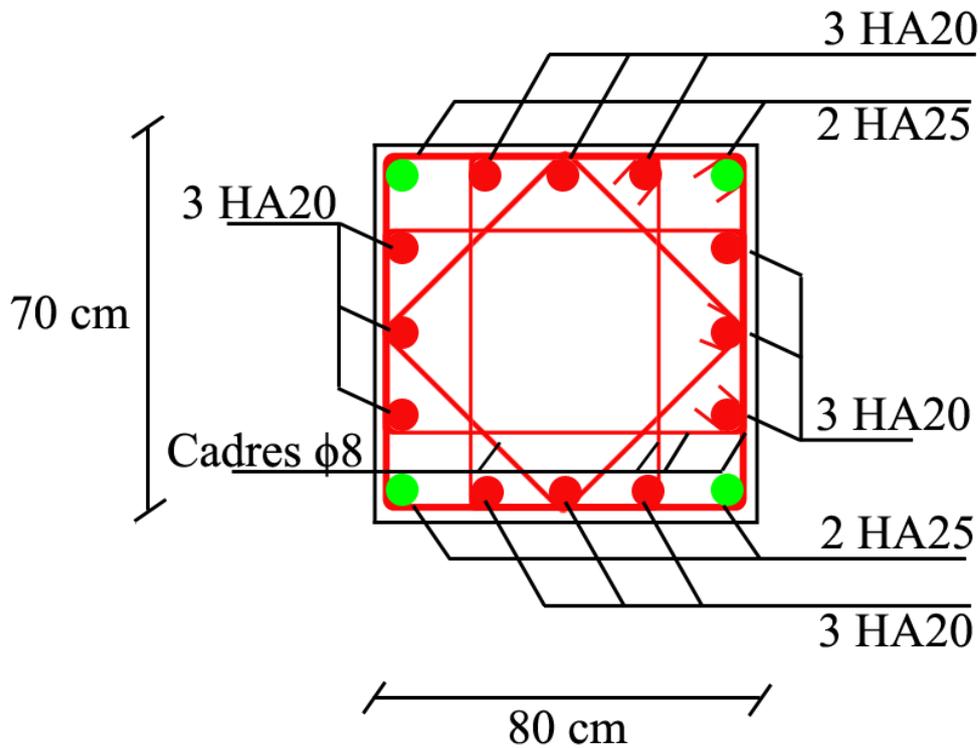
niveaux	Section cm^2	L_f m	λ_g	ρ_a	T_u^{Max}	Zone	St cm	A_s^{cal} cm^2	choix	A_s^{adp} cm^2
RDC et 1 ^{er}	80x70	2.38	2.97	3.75	77.95	N	10	0.20	6T8	3.01
						C	15	0.31		
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	75x65	2.24	2.98	3.75	115.23	N	10	0.33	6T8	3.01
						C	15	0.49		
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	70x60	2.24	3.2	3.75	108.2	N	10	0.31	6T8	3.01
						C	15	0.46		
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	65x55	2.24	3.44	3.75	103.85	N	10	0.29	6T8	3.01
						C	15	0.44		
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	60x50	2.24	3.73	3.75	86.31	N	10	0.24	6T8	3.01
						C	15	0.37		

Tableau.IX.10. Armatures transversales et espacements

IX.2.9. Schémas de ferrailages :

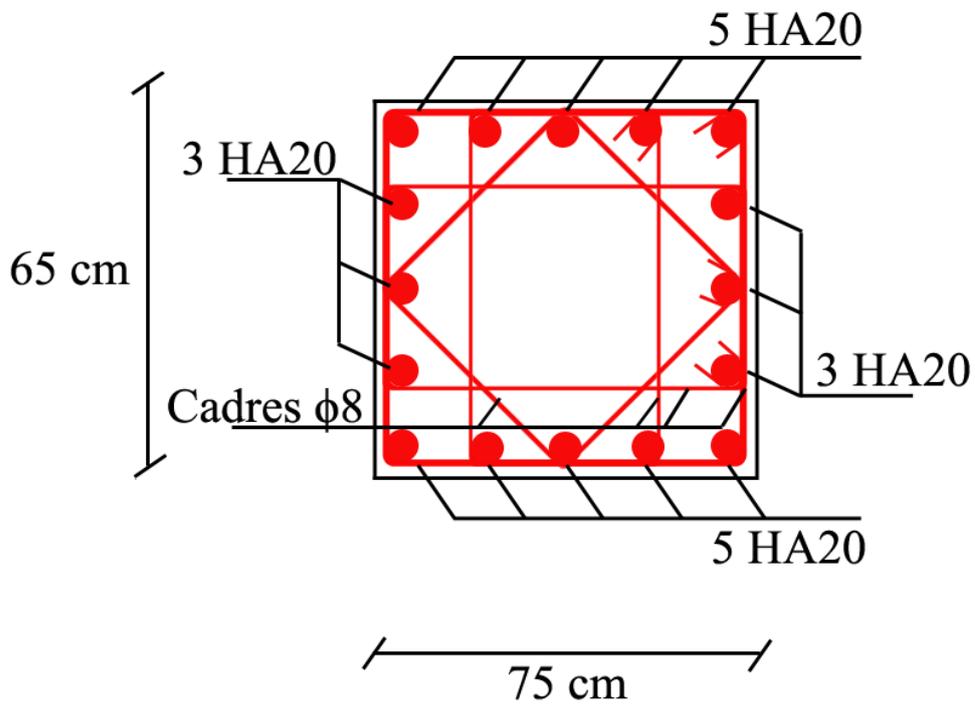
IX.2.9.A. Schéma RDC, 1^{er} étages :

Figure.IX.1. Poteau de dimensions : 80x70



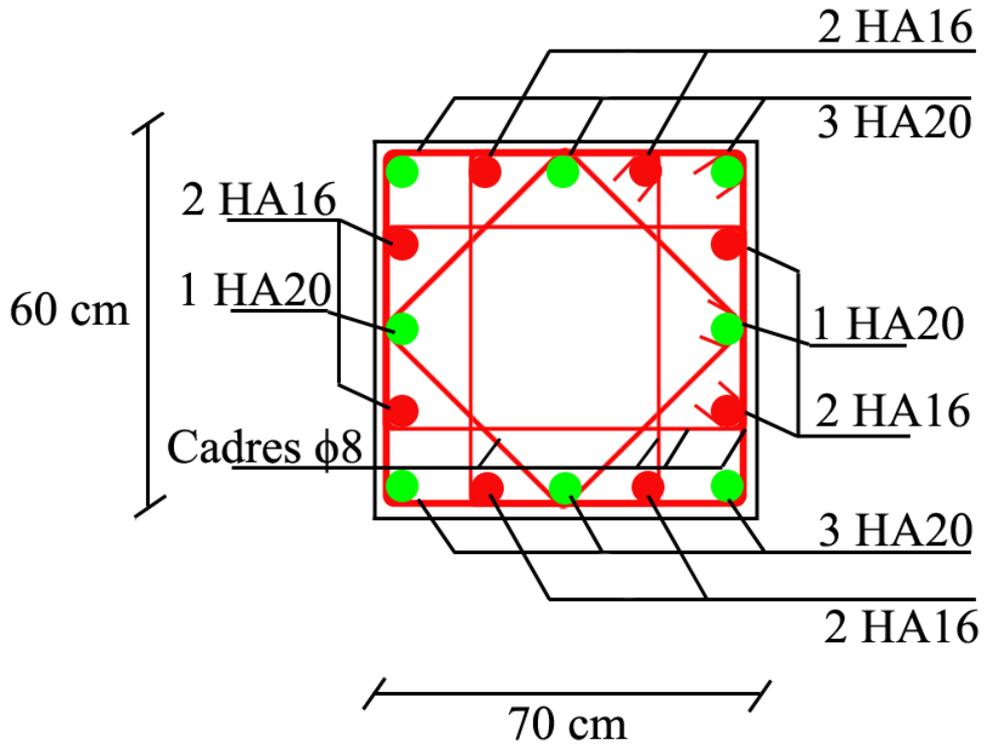
IX.2.9.B. Schéma 2^{eme}, 3^{eme} étages :

Figure.IX.2. Poteau de dimensions : 75x65 cm²



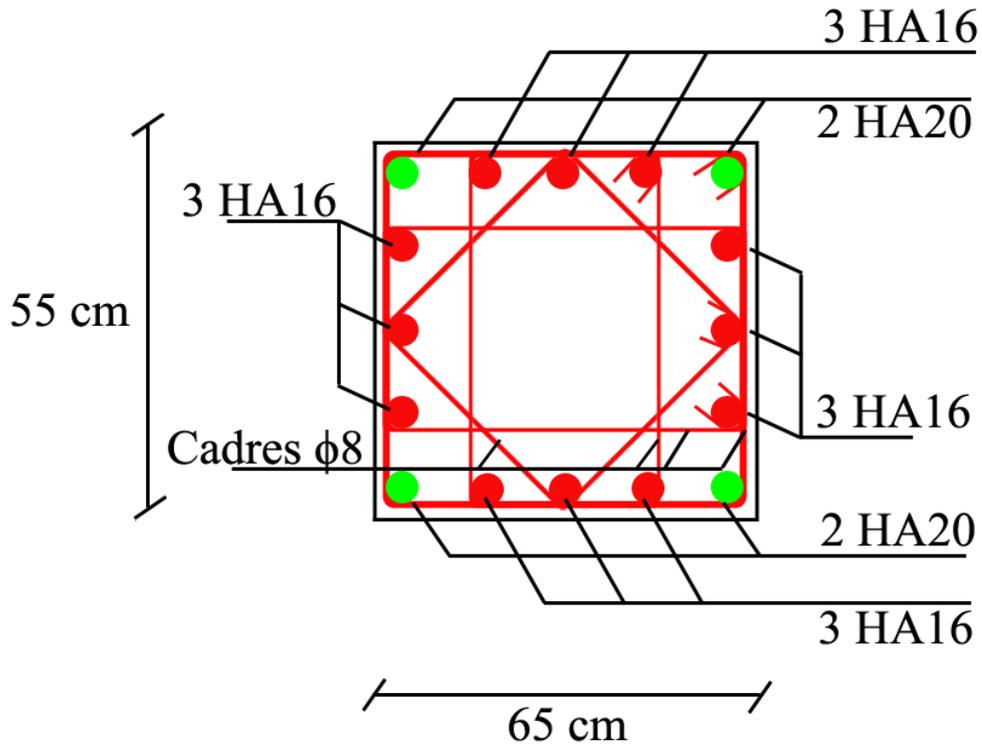
IX.2.9.C. Schéma 4^{eme}, 5^{eme} étages :

Figure.IX.3. Poteau de dimensions : 70x60 cm²



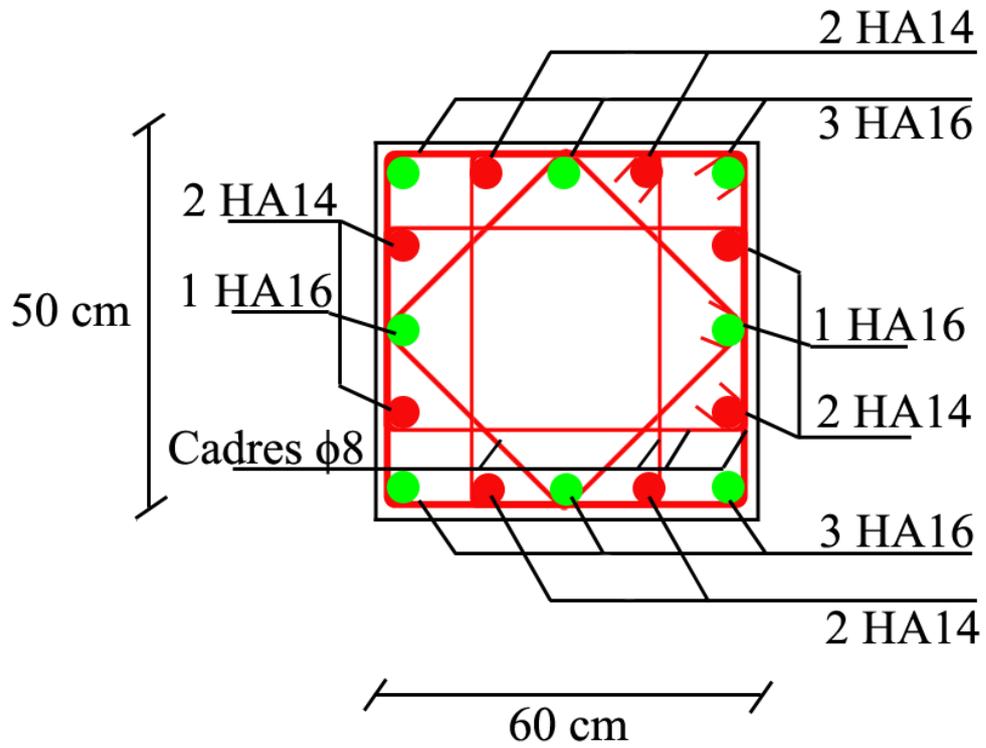
IX.2.9.D. Schéma 6eme,7eme étages :

Figure.IX.4. Poteau de dimensions : 65x55 cm²



IX.2.9.E. Schéma 8^{eme}, 9^{eme} étages :

Figure.IX.5. Poteau de dimensions : 60x50 cm²



IX.3. Ferrailage des poutres :

IX.3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $\sigma_b = 17 \text{ Mpa}$
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 435 \text{ Mpa}$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$
- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $\sigma_b = 22.17 \text{ Mpa}$
- Acier : $\gamma_s = 1$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 500 \text{ Mpa}$

IX.3.2. Recommandation du «RPA99/Version 2003» :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\emptyset$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

IX.3.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage des poutres a été fait par logiciel SOCOTEC (Exécutable BAELR), nous avons considéré deux types de poutres :

- Poutre principale (poutre porteuse 40x60).
- Poutre secondaire (poutre non porteuse 35x50).

De plus, nous considérons deux cas de calcul, Pour les étages courant ou la charge d'exploitation est de 1.5 kN/m^2 ainsi que pour les sou sols et l'étage terrasse ou la charge d'exploitation est de 2.5 kN/m^2 .

Les tableaux cis dessous résumant les efforts internes des poutres sous différente sollicitation et leur ferrailage correspondant

Combinaison	sens	Etage	Section	M max
ELU	Principale	Courant	Travée	187,22
			Appui	-366,71
		Terrasse + sous-sol	Travée	219,63
			Appui	-200,62
	Secondaire	Courant	Travée	71,47
			Appui	-146,01
		Terrasse + sous-sol	Travée	87,18
			Appui	-154,17

Tableau.IX.11.Moments Max au ELU

Combinaison	sens	Etage	Section	M max
0,8G+Ex	Principale	Courant	Travée	130,75
			Appui	-379,21
		Terrasse + sous-sol	Travée	131,77
			Appui	-304,09
	Secondaire	Courant	Travée	55,26
			Appui	-92,64
		Terrasse + sous-sol	Travée	46,42
			Appui	-96,37

Tableau.IX.12.Moment max a 0.8G+EX

Combinaison	sens	Etage	Section	M max
0,8G-Ex	Principale	Courant	Travée	144,96
			Appui	-379,21
		Terrasse + sous-sol	Travée	131,77
			Appui	-304,09
	Secondaire	Courant	Travée	37,97
			Appui	-92,64
		Terrasse + sous-sol	Travée	46,42
			Appui	-96,37

Tableau.IX.13.Moment max a 0.8G-Ex

Combinaison	sens	Etage	Section	M max
0,8G+Ey	Principale	Courant	Travée	93,39
			Appui	-191,55
		Terrasse + sous-sol	Travée	111,84
			Appui	-183,66
	Secondaire	Courant	Travée	98,41
			Appui	-272,99
		Terrasse + sous-sol	Travée	91,10
			Appui	-195,75

Tableau.IX.14.Moment max a 0.8G+Ey

Combinaison	sens	Etage	Section	M max
0,8G-Ey	Principale	Courant	Travée	93,39
			Appui	-191,55
		Terrasse + sous-sol	Travée	111,84
			Appui	-183,66
	Secondaire	Courant	Travée	98,32
			Appui	-262,99
		Terrasse + sous-sol	Travée	75,89
			Appui	-195,75

Tableau.IX.15.Moment max a 0.8G-Ey

Combinaison	sens	Etage	Section	M max
G+Q+Ex	Principale	Courant	Travée	162,89
			Appui	-459,26
		Terrasse + sous-sol	Travée	175,12
			Appui	-380,45
	Secondaire	Courant	Travée	55,15
			Appui	-127,52
		Terrasse + sous-sol	Travée	66,38
			Appui	-131,78

Tableau.IX.16.Moment max a G+Q+Ex

Combinaison	Sens	Etage	Section	M max
G+Q+Ey	Principale	Courant	Travée	137,88
			Appui	-278,19
		Terrasse + sous-sol	Travée	161,72
			Appui	-262,47
	Secondaire	Courant	Travée	93,46
			Appui	-303,39
		Terrasse + sous-sol	Travée	92,78
			Appui	-231,16

Tableau.IX.17. Moment Max a G+Q+Ey

Tableau récapitulatif :

Tableau.IX.18. Tableau récapitulatif du moment max considéré

Sens	M _{max} Travée	Combinaison	M _{max} Appui	Combinaison
Principale	219,63	ELU	-459,26	G+Q+Ex
Secondaire	98,41	0,8G+Ey	-303,39	G+Q+Ey

IX.3.4. Ferrailage et choix :

Tableau.IX.19. Ferrailage des poutres

		Moment	As calculé	Choix	As
Poutre principale	Travée	219,63	9,37	3HA20	9,42
	Appuis	-459,26	17,43	6HA20	18,85
poutre secondaire	Travée	98,41	4,3	3HA16	6,03
	Appuis	-303,39	14,1	5HA20	15,71

IX.3.5. Vérifications :

IX.3.5.A. Condition de non fragilité :

Conformément au règlement « BAEL 91 modifié 99 » Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

- b : Le largeur de la section.
- h : La hauteur de la section.
- d : 0,9h
- Avec $f_{t28}(30MPa) = 2.4$ on aura.

		Section	As choix	As cnf	Vérification
Poutre principale	Travée	40*60	9,42	2,2	Vérifiée
	Appuis	40*60	18,85	2,2	Vérifiée
poutre secondaire	Travée	35*50	6,03	1,75	Vérifiée
	Appuis	35*50	15,71	1,75	Vérifiée

Tableau.IX.20. Vérification de la condition de non fragilité

IX.3.5.B. Vérifications a l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * 30 = 18 MPa$$

Acier :

- Peut nuisible : Pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max(240 MPa, 110\sqrt{nf_{tj}}) \right)$
 - Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, \max(200 MPa, 90\sqrt{nf_{tj}}) \right)$
- Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 215.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

		M _{ser}	σ _b	σ̄ _b	σ _s	σ̄ _s	Résultat
Poutre principale	Travée	154,16	7,2	18	168,2	240	vérifié
	Appuis	-221,68	10,1		217,1		vérifié
Poutre secondaire	Travée	63,59	6,45	18	221,3	240	vérifié
	Appuis	-111,78	8,46		179,5		vérifié

Tableau.IX.21.Vérification a l'ELS

IX.3.5.C. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

C.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

- T_u : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.
- $\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$ (fissuration préjudiciable)

	Section (cm)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Résultat
Poutre principale	40x60	308,35	1,43	3	Vérifiée
Poutre secondaire	35x50	135,62	0,86	3	Vérifiée

Tableau.IX.22.Vérification de l'effort tranchant

IX.3.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance *FeE50* ($f_e=500MPa$).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

- $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.72\text{cm}$

On prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _s ^{max} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Principale	308,35	1,43	40	15	30	15	30	1.87	4HA8
Secondaire	135,62	0,86	40	12,5	25	10	25	1.69	4HA8

Tableau.IX.23. Armatures transversales

IX.3.7. Calcul des armatures de peau :

Selon les préconisations et recommandations du RPA99 modifié 2003, de plus, la fissuration est considérée comme préjudiciable, seul les poutres suivant le sens principal nécessitent des armatures de peau, on aura donc:

Tableau.IX.24. Armatures de peau

Hauteur de poutre (m)	Armatures préconisées	Périmètre de poutre (m)	A_s^{calc} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
0,6	3cm ² /ml	1,2	3,6	2HA16	4,02

IX.3.8. Calcul de D^{exacte} :

Tableau.IX.25. Calcul de D exact

Poutre	Hauteur de la poutre (cm)	Enrobage (cm)	C.D.G Armatures (cm)	D^{exacte} (cm)	$D^{calculé}$ (cm)	Résultat
Principale	60	4	2	54	54	vérifié
Secondaire	50	4	1,6	44,4	45	vérifié

IX.3.9. Recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 50\phi \text{ (zone III).}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

$$\text{On a : } \phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 100 \text{ cm}$$

IX.3.10. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

$$\text{Si : } T_u - \frac{M_a}{0,9d} \geq 0 \Rightarrow \text{pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.}$$

$$\text{Si : } T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction.}$$

$$\text{Dans ce cas on doit vérifier que : } A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$$

Tableau.IX.26. Influence de l'effort tranchant au appuis

Poutre	Section (cm ²)	T_u (kN)	M_{ua} (kN.m)	$\frac{M_{ua}}{0.9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0.9d}$ (kN)
Principale	40x60	308,35	419,89	863,97	<0
Secondaire	35x50	135,62	302,55	747,04	<0

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

IX.3.11. V.3.10. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

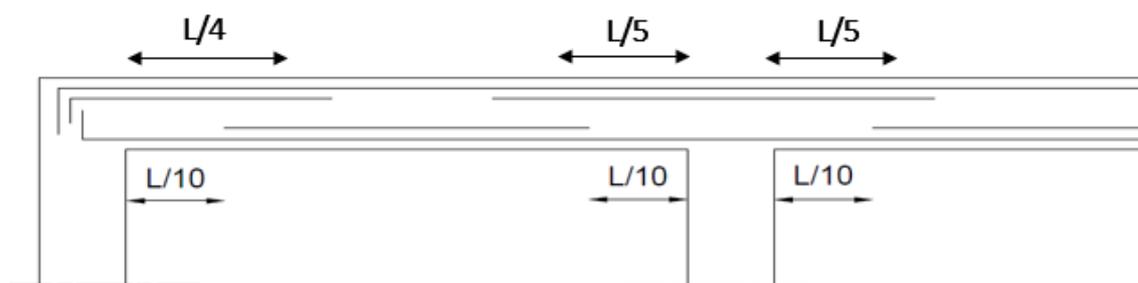


Figure.IX.6. Arrêt des barres

D'après logiciel « ETABS », on peut déduire les moments maximums dans les point ou auras lieu l'arrêt de barres, on vérifiera si les barres non arrêtées suffisent pour résister au efforts appliqué dans ces zones-là.

IX.3.11.B. Les poutres principales

B.1. Les armatures supérieures

Tableau.IX.27. Arrêt de barre dans la poutre principale

Niveaux	$\frac{L}{4}$	$\frac{L}{5}$	M KN .m	As calculé	Les barres continue	As continuité	Barres arrêtées
Appuis de rive	1,8	/	-140	5,24	3HA20	9,23	3HA20
Appuis intermédiaires	/	1,5	-195	7,42	3HA20	9,23	3HA20

On peut donc arrêter 3HA20 sur les deux appuis

B.2. L'armature inférieure :

Il n'a pas des arrête des barres 3HA20 sur tout la poutre

IX.3.11.C. Les poutres secondaires

C.1. Armatures supérieure

Tableau.IX.28. Arrêt de barres dans la poutre secondaire

Niveaux	$\frac{L}{4}$	$\frac{L}{5}$	M KN .m	As calculé	Les barres continue	As continuité	Barres arrêtée
Appui rive	1,4	/	-167	7,89	3HA20	9,23	2HA20
Appuis intermédiaires	/	1,10	-187	8,91	3HA20	9,23	2HA20

On peut donc arrêter 2HA20 sur les deux appuis

C.2. Les armateurs inférieure :

Il n'a pas des arrête des barres 3HA16 sur tout la poutre

IX.3.12. Schémas de ferrailages :

IX.3.12.A. Poutre principale :

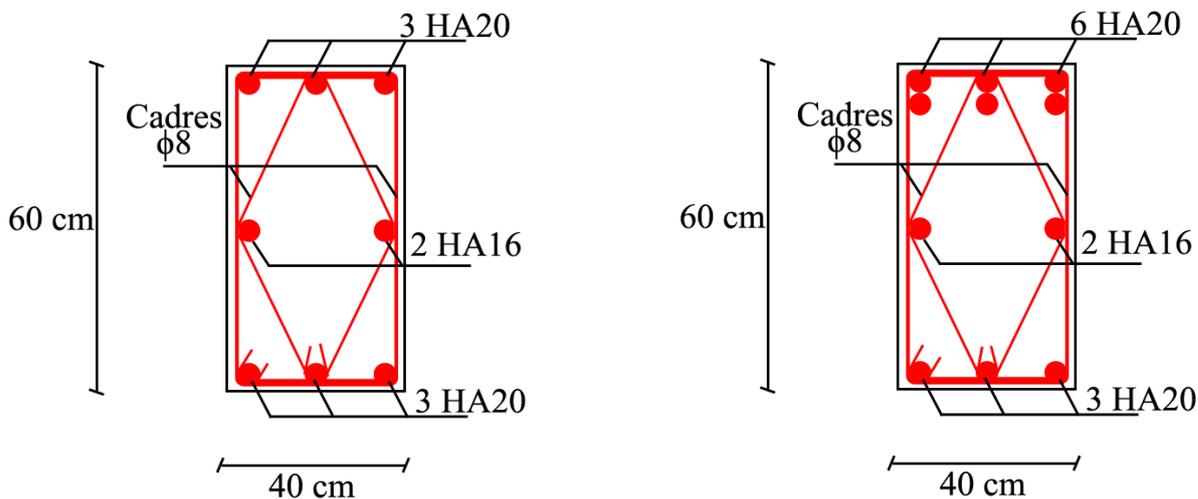


Tableau.IX.29.Schémas de ferrailage des poutres principales respectivement en travée et en appui

IX.3.12.B. Poutre secondaire :

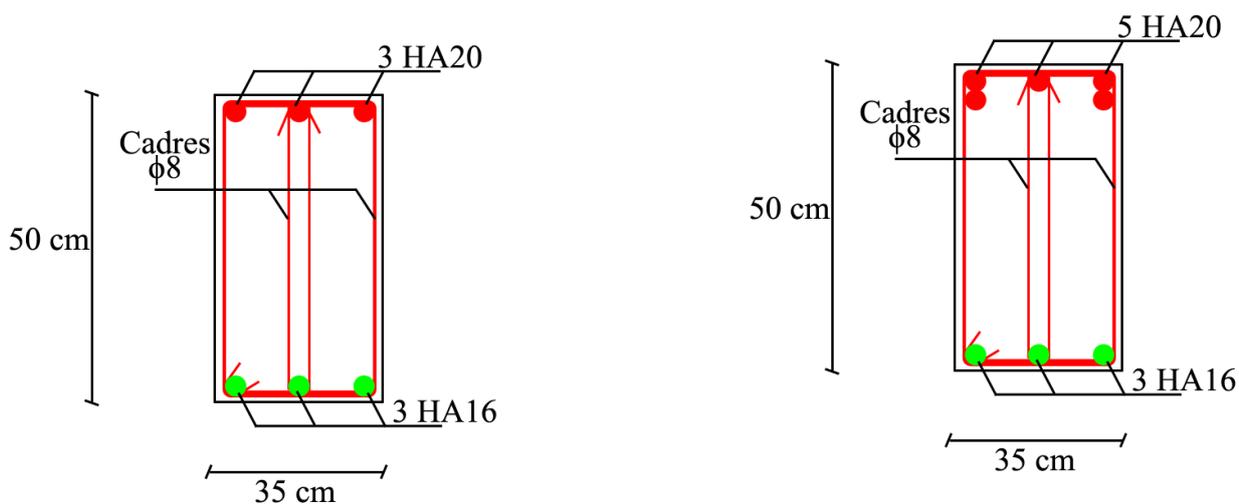


Tableau.IX.30.Schémas de ferrailage des poutres secondaires respectivement en travée et en appui

IX.4. Ferrailage des bouts de voiles :

IX.4.1. Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

Remarque :

Des voiles en acier ont été très rarement utilisés pour des contreventements de structures métalliques (steel shear walls) pour des bâtiments de grande hauteur aux Etats-Unis, à la place des traditionnelles diagonales.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel, et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau « allongé » de longueur supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile. Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

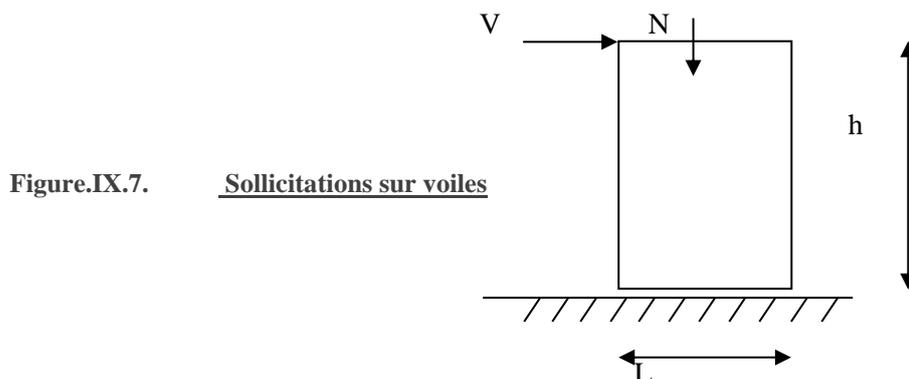
Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

IX.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La *figure 1* montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.



Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
3. Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

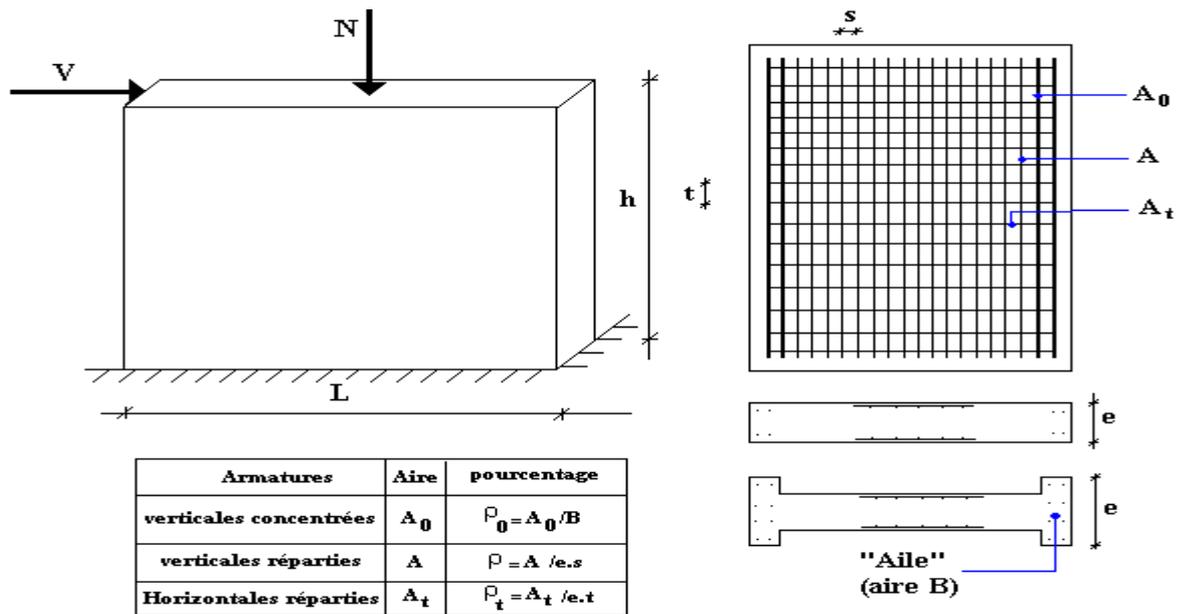


Figure.IX.8. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

IX.4.3. Justifications sous sollicitations normales

IX.4.3.A. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$
- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10cm$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12cm$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15cm$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

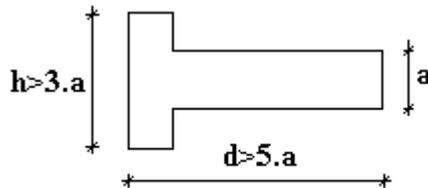


Figure.IX.9. Définition d'un élément mur

IX.4.3.B. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

- l : la hauteur libre du mur;
- l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

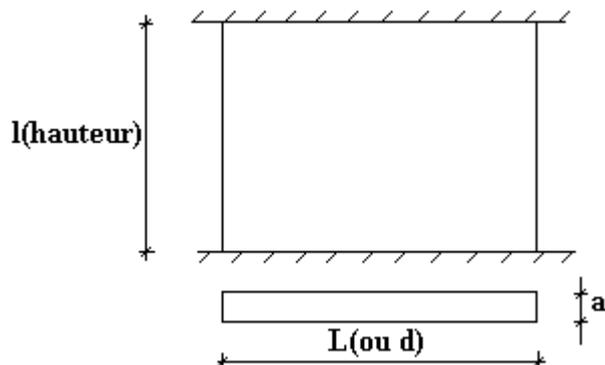


Figure.IX.10. Longueur de flambement des murs

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement de l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport

$\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau.IX.31. Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

IX.4.3.C. Effort de compression en ELU :

Soient :

- l_f : longueur de flambement calculée en (b)
- a : épaisseur du voile
- d : longueur du voile
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours
- f_e : limite élastique de l'acier
- $\gamma_b = 1,5$ (sauf pour combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)
- $\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Remarque :

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours,

Tableau.IX.32.Calcul de $\sigma_{u\lim}$

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	
Effort limite ELU	$N_{u\lim}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$ que nous appellerons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

IX.4.3.D. Niveaux de vérification

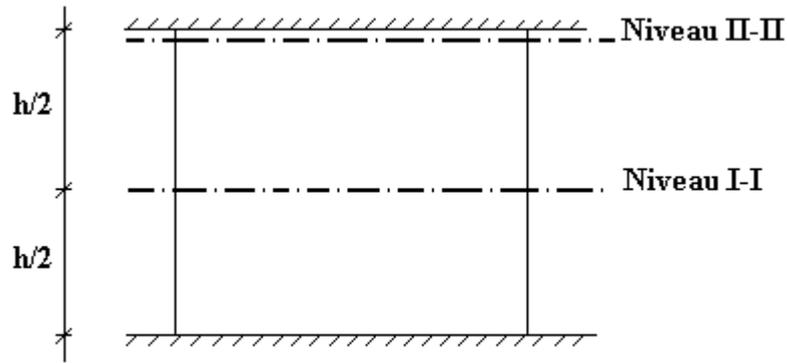


Figure.IX.11. Niveaux de vérifications

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

IX.4.3.E. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

E.1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

Tableau.IX.33. Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$
Pourcentage minimal	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}} =$ le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

E.2. Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau.IX.34. Aciers transversaux

	<i>Nombres d'armatures transversales</i>	<i>Diamètre ϕ_t</i>
$\phi_l \leq 12mm$	<i>4 épingles par m² de voile</i>	<i>6mm</i>
$12\ mm < \phi_l \leq 20mm$	<i>Reprendre toutes les barres verticales</i>	<i>6mm</i>
$20mm < \phi_l$	<i>Espacement $\leq 15\ \phi_l$</i>	<i>8mm</i>

IX.4.3.F. Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$)

IX.4.3.G. MÉTHODE SIMPLIFIÉE POUR LES VOILES RECTANGULAIRES :

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes, le **DTU 23.1 NF** (ou le **DTR B-C 2.42**) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Remarques

- Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir de L' « ETABS »
- L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.
- Les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} & (traction) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (compression) \end{cases}$$

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

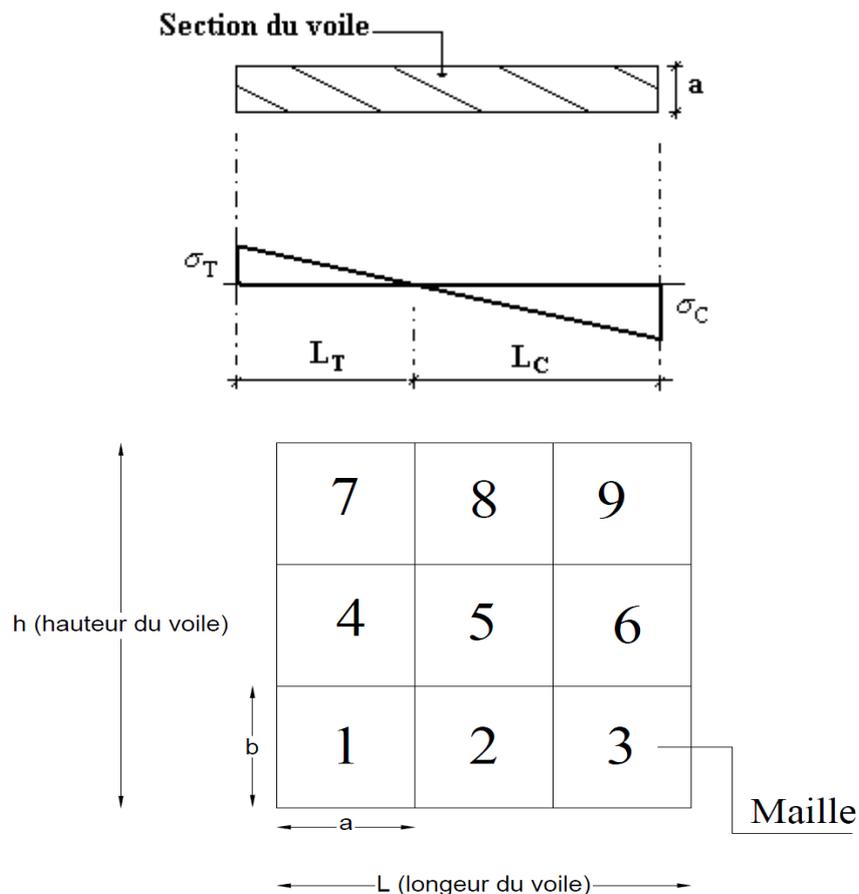


Figure.IX.12. Discretisation d'un voile en élément (maille) coque

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

G.2.1^{er} cas :

Section Entièrement Comprimée

Le *DTU 23.1,art 4.224* permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur

L_i est tel que :

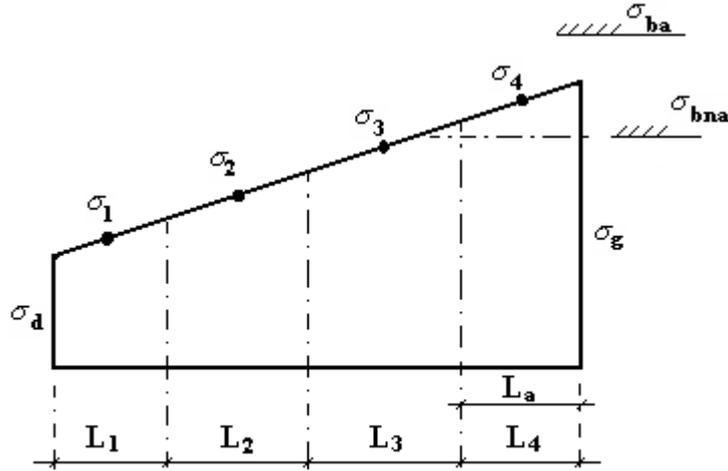
$$L_i \leq \text{Min} \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

σ_i : Contrainte moyenne de la zone i .

- Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé σ_{bna} on ne disposera pas d'aciers de compression.
- Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra augmenter les dimensions du voile.



Section rectangulaire entièrement comprimée

G.3.2^{ème} cas :

Section Partiellement Tendue

- Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir 1^{er} cas.
- Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = b.L_i$ où b : épaisseur du voile

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

Exemple :

Pour une section rectangulaire d'épaisseur b , et si $l_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

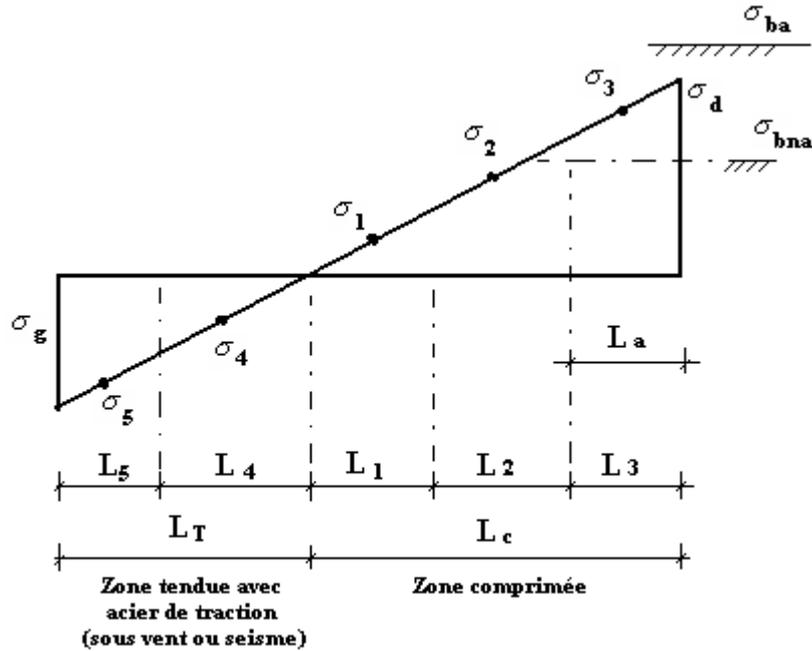
$i = 4 \text{ ou } 5$

$$\Delta_s = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

Ce qui donne :
$$\begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s}{f_e} \frac{bL_t}{8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$



Voile partiellement Tendue. découpage en bande.

ACIERS HORIZONTAUX :

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad [11]$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par le *SAP 2000*

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

IX.4.3.H. ACIERS SUPPLÉMENTAIRES ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

➤ **Aciers de peau** : pour limiter les effets hygrothermiques

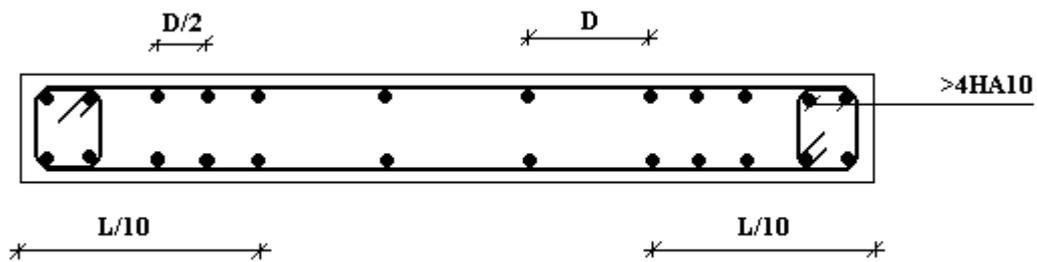
Tableau.IX.35.Aciers supplémentaires

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	cm ²	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

IX.4.3.I. PRÉCONISATION DU RÉGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN (RPA99 VERSION2003)

I.1.Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des Armatures verticales des voiles

I.2.Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

I.3.Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile $0,15\%$
 - En zone courante $0,10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Exemple de calcul (V_{x1}) :

Soit le bout de voile de longueur

$$L = 1.45m$$

$$a = 0,2 m \text{ (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,4 m \text{ (hauteur d'étage)}$$

On obtient les efforts en base de voile ci-dessous à partir du logiciel « ETABS ».

$$S_{22} = \sigma_1 = 9,9MPa$$

$$S_{22} = \sigma_2 = 8,82MPa$$

$$S_{12} = \tau = 1,42 MPa$$

Pour S_{12} et S_{22} on lira les valeurs maximales entre les valeurs **TOP** et **BOT**.

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de $3,06$ d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,40 - 0,5 = 2,9m$ (0,5m : hauteur de la poutre)

Tableau.IX.36. Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2,9 \times 0,85 = 2,46$	$0,8 \times 2,9 = 2,32$
Elancement λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 47,34$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,18} = 44,64$
Coefficient α		0,463	0,673
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1m$	M ²	$(a-0,02)l = (0,2-0,02)l = 0,18$	$(a-0,02)l = (0,2-0,02)l = 0,18$
Effort ultime $N_{u \text{ lim}}$	kN	1707,17	3003,82
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	12,07 MPA	18,74 MPA

Remarque:

$\sigma_{ba} = 14,719 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$$B_{et} = (0,2) (1) m^2$$

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 = 2 \cdot 10^{-4} m^2$$

• **Longueur de traction:**

$L = 1,45m$ longueur du voile, est calculer par la formule des triangles semblable ou :

$$L_t = \frac{/\sigma_{min}/}{/\sigma_{max} + \sigma_{min}/}$$

I.4. Armatures de traction:

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = 0,35 m$ et $l^i = 0,40 m$

Tableau.IX.37.Calcul des armatures verticales de l'exemple

Bande (ou élément de voile)	1	2	3	4
Dimensions (m²) (a*l') = S _j	0,07	0,07	0,07	0,07
Contrainte moyenne par bande σ_j(MPa)	5,85	2.05	1,2	1
Force de traction F _t (MN) =σ _j S _j	446400	143500	84000	70000
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ _s =1)	8,928	2.87	1,68	1,4
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: 0,1%S _{béton} 2. Selon RPA99: 0,2 %S _{béton}	0,7 1,4	0,7 1,4	0,7 1,4	0,7 1,4
Acier total (sur deux faces en cm ²) S _i : espacement (cm)	6HA14 = 9.23 10	2HA14 =2.16 20	4HA12 =4,52 20	4HA12 = 4,52 20
S ≤ (1.5 a,30cm) S ≤ 27 cm	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

I.5. Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) : « RPA99 version 2003 »

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12}.a.1$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,084 (180)(1000)}{400} 1,4 = 751,21 mm^2$$

$$A_{vj} = 7,51 cm^2$$

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{1,4 \times 1,42 \times 200 \times 1000}{500} = 8,74 cm^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

I.6. Aciers horizontaux :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u . a . S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{12} = 200 \text{ MPA}$$

$$S_{t \max} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{(1,4 \times 1,42) \times 200 \times 200}{0,8 \times 500 \times 0,8} = 2,48 cm^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ;$$

$A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (9,23) = 6,15 cm^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a \times l = \frac{0,15}{100} (0,2)(0,34) = 3,10 cm^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1} ; A_{h2} ; A_{h \min}) = 6,15 cm^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 3 \text{HA}12 = 6,78 cm^2$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{34}{3} = 12 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 120 \text{ mm} < S_{t \min} = 200 \text{ mm}$ vérifié

I.7. Armature verticale de traction :

Nota 1 :

Les valeurs des contraintes dans les voiles sont lues à partir du fichier **ETABS**, Selon les combinaisons de charge la plus défavorable des contraintes tangentielles.

- **Armature verticale de compression :**

Si $\sigma^{\max} \geq \pi \sigma_{ba} \Rightarrow$ le voile n'est pas armé à la compression, on prend la section minimale

$$\rho_v = \text{Max} \{ \text{min BAEL} ; \text{min RPA 99} \}$$

Selon le BAEL : $\rho_v = 0,10\%$

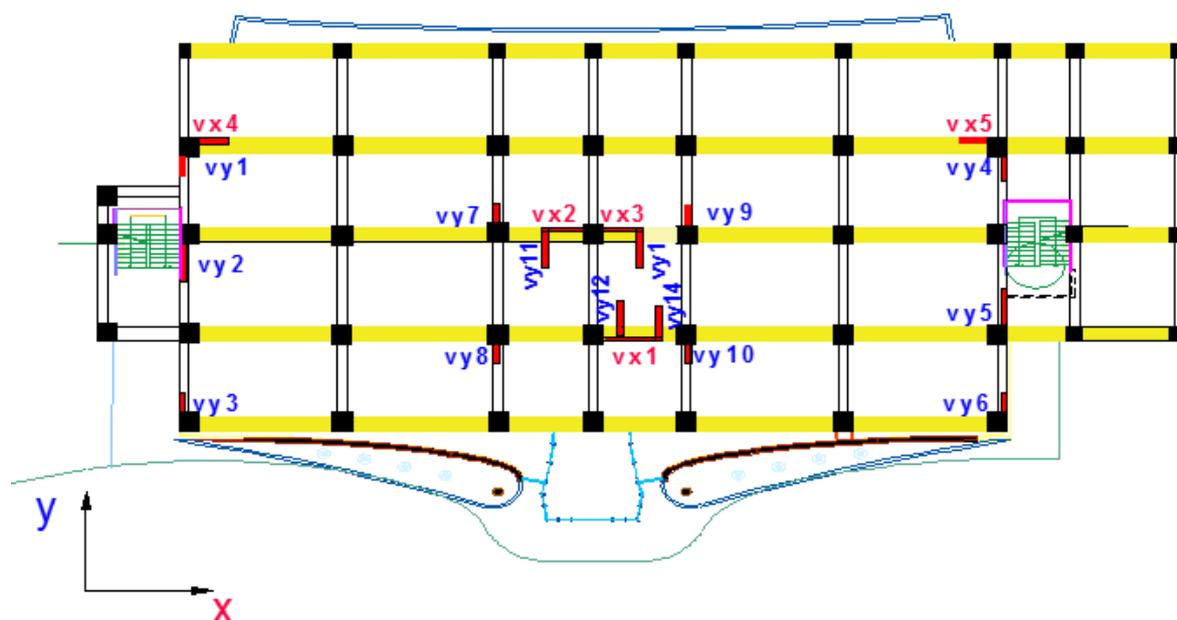
Selon le RPA 99: $\rho_v = 0,15\%$

$$A_{v\text{ cal}} = \text{Max}(A_{v\text{ RPA}} , A_{v\text{ BAEL}})$$

Nota 2 :

le signe (/) signifier a la compression c'est a dire le voile il n' pas besoin d'armateur de ce maille mais on met le ferrillage selon **RPA** et **BAEL**

Figure.IX.13. Position et nomination des voiles :



Les tableaux si dessous présente les valeurs des sections d'aciers de compression et en traction

IX.4.4. Ferrailages des bouts de voiles selon axe Y Y :

IX.4.4.A. Bout de Voile V_{y1} :

Telle que $L=1.45$ m ; $e=20$ cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0.1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.07	1	70000	1,4	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	1,2	84000	1,68	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	3	0.07	2,05	143500	2,87	0,7	1,05	2X1T14	3,08	20
	4	0.08	5,58	446400	8,928	0,8	1,2	2X3T14	9,23	20 10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.07	0,95	66500	1,33	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	0,72	50400	1,008	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	1,49	104300	2,086	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	3,79	303200	6,064	0,8	1,2	2X3T12	6,78	20 10
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.07	1,07	74900	1,498	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	0,6	42000	0,84	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	1,29	90300	1,806	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	2,66	212800	4,256	0,8	1,2	2X3T12	6,78	20 10

Tableau.IX.38. Tableau vy1

IX.4.4.B. Bout de Voile Vy2

Telle que : L=2.2 m ; e =20 cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.054	0,9	48600	0,972	0,54	0,81	2X2T12	4.52	20
	2	0.054	-1,29	-69660	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	3	0.054	0,48	25920	0,5184	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	4	0.054	1,76	95040	1,9008	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	5	0.054	2,05	110700	2,214	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	6	0.054	2,41	130140	2,6028	0,54	0,81	2X2T12	4.52	20
	7	0.054	2,67	144180	2,8836	0,54	0,81	2X1T14	3,08	20
	8	0.054	5,34	288360	5,7672	0,54	0,81	2X3T14	9,23	10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.054	0,7	37800	0,756	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	2	0.054	-1,6	-86400	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	3	0.054	-1,14	-61560	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	4	0.054	0,81	43740	0,8748	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	5	0.054	1,55	83700	1,674	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	6	0.054	2,3	124200	2,484	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	7	0.054	2,01	108540	2,1708	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	8	0.054	4,95	267300	5,346	0,54	0,81	2X3T12	6,78	10
6 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.054	-2,31	-124740	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	2	0.054	-2,29	-123660	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	3	0.054	-1,98	-106920	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	4	0.054	-0,9	-48600	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	5	0.054	0,49	26460	0,5292	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	6	0.054	1,63	88020	1,7604	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	7	0.054	1,85	99900	1,998	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	8	0.054	3,95	213300	4,266	0,54	0,81	2X3T12	6,78	10

Tableau.IX.39. Tableau vy2

IX.4.4.C. Bout de Voile Vy3

Telle que L=1.45 m ; e=20 cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.07	1,3	91000	1,82	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	1,7	119000	2,38	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	3,3	231000	4,62	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	3,7	296000	5,92	0,8	1,2	2X3T12	6,78	$\frac{20}{10}$
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.07	0,5	35000	0,7	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	-1,4	-98000	/	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	-1,14	-79800	/	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	3,12	249600	4,992	0,8	1,2	2X3T12	6,78	$\frac{20}{10}$
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.07	-0,33	-23100	/	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	1,22	85400	1,708	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	1,22	85400	1,708	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	1,78	142400	2,848	0,8	1,2	2X3T12	6,78	$\frac{20}{10}$

Tableau.IX.40. Tableau vy3

IX.4.4.D. Bout de Voile Vy4

Telle que $L=1.45$; $e=20$ cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0.1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.07	-0,55	-38500	/	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	0,24	16800	0,336	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	3	0.07	2,52	176400	3,528	0,7	1,05	2X1T14	3,08	20
	4	0.08	5,64	451200	9,024	0,8	1,2	2X3T14	9,23	20 10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.07	-1	-70000	/	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	-1,48	- 103600	/	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	-0,71	-49700	/	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	3,9	312000	6,24	0,8	1,2	2X3T12	6,78	20 10
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.07	-0,34	-23800	/	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	0,44	30800	0,616	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	1,43	100100	2,002	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	3,83	306400	6,128	0,8	1,2	2X3T12	6,78	20 10

Tableau.IX.41. Tableau vy4

IX.4.4.E. Bout de Voile V_{v5}

Telle que L= 2.20 m ; e=20 cm

Étages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0.1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	A adopté (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.054	-0,69	-37260	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	2	0.054	-1,46	-78840	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	3	0.054	-0,69	-37260	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	4	0.054	1,14	61560	1,2312	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	5	0.054	2,28	123120	2,4624	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	6	0.054	2,35	126900	2,538	0,54	0,81	2X1T12	3,08	20
	7	0.054	2,78	150120	3,0024	0,54	0,81	2X1T14	3,08	20
	8	0.054	5,92	319680	6,3936	0,54	0,81	2X3T14	9,23	10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.054	-0,73	-39420	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	2	0.054	-1,57	-84780	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	3	0.054	-1,24	-66960	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	4	0.054	-0,18	-9720	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	5	0.054	0,9	48600	0,972	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	6	0.054	1,87	100980	2,0196	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	7	0.054	2,38	128520	2,5704	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	8	0.054	4,23	228420	4,5684	0,54	0,81	2X3T12	6,78	10
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.054	-1,91	- 103140	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	2	0.054	-1,42	-76680	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	3	0.054	-1,29	-69660	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	4	0.054	-0,98	-52920	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	5	0.054	-0,29	-15660	/	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	6	0.054	1,79	96660	1,9332	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	7	0.054	1,99	107460	2,1492	0,54	0,81	2X1T12	2,26	20
	8	0.054	2,9	156600	3,132	0,54	0,81	2X3T12	6,78	10

Tableau.IX.42. Tableau vy5

IX.4.4.F. Bout de Voile Vy6

Telle que $L=1.45$ m e = 20 cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0.1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.07	-0,19	-13300	/	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	-0,12	-8400	/	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	2,11	147700	2,954	0,7	1,05	2X1T14	3,08	20
	4	0.08	5,46	436800	8,736	0,8	1,2	2X3T14	9,23	20 10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.07	-0,4	-28000	/	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	-1,28	-89600	/	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	-1,19	-83300	/	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	2,9	232000	4,64	0,8	1,2	2X3T12	6,78	20 10
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.07	-1,16	-81200	/	0,7	1,05	2X2T12	4,52	20
	2	0.07	-0,21	-14700	/	0,7	1,05	2X1T12	4,52	20
	3	0.07	0,53	37100	0,742	0,7	1,05	2X1T12	2,26	20
	4	0.08	2,64	211200	4,224	0,8	1,2	2X3T12	6,78	20 10

Tableau.IX.43. Tableau vy6

IX.4.4.G. Bout de Voile Vy7

Telle que $L = 1.05 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

Étages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.066	-1,06	-69960	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	1,25	82500	1,65	0,66	0,99	2X1T12	4,52	20
	3	0.066	3,51	231660	4,6332	0,66	0,99	2X2T14	6,15	10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.066	-1,75	- 115500	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	-1,17	-77220	/	0,66	0,99	2X1T12	4,52	20
	3	0.066	2,78	183480	3,6696	0,66	0,99	2X1T12	4,52	10
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.066	-3	- 198000	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	-2,5	- 165000	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	3	0.066	1,59	104940	2,0988	0,66	0,99	2X2T12	4,52	10

Tableau.IX.44. Tableau vy7

IX.4.4.H. Bout de Voile Vy8

Telle que L = 1,05 m ; e = 20 cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.066	-1,17	-77220	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	1,72	113520	2,2704	0,66	0,99	2X1T12	4,52	20
	3	0.066	4,61	304260	6,0852	0,66	0,99	2X2T14	6,15	10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.066	-1,6	- 105600	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	-1,31	-86460	/	0,66	0,99	2X1T12	4,52	20
	3	0.066	2,78	183480	3,6696	0,66	0,99	2X1T12	4,52	10
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.066	-0,19	-12540	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	0,13	8580	0,1716	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	3	0.066	3,29	217140	4,3428	0,66	0,99	2X2T12	4,52	10

Tableau.IX.45. Tableau vy8

IX.4.4.I. Bout de Voile Vy9

Telle que L = 1.05 m e = 20 cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.066	-0,81	-53460	- 1,0692	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	1,51	99660	1,9932	0,66	0,99	2X1T12	4,52	20
	3	0.066	4,58	302280	6,0456	0,66	0,99	2X2T14	6,15	10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.066	-1,18	-77880	- 1,5576	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	-0,56	-36960	- 0,7392	0,66	0,99	2X1T12	4,52	20
	3	0.066	3,27	215820	4,3164	0,66	0,99	2X1T12	4,52	10
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.066	0,31	20460	0,4092	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	0,6	39600	0,792	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	3	0.066	3,25	214500	4,29	0,66	0,99	2X2T12	4,52	10

Tableau.IX.46. Tableau vy9

IX.4.4.J. Bout de Voile Vy10

Telle que L=1.05 m ; e=20 cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.066	-0,64	-42240	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	2,09	137940	2,7588	0,66	0,99	2X1T12	4,52	20
	3	0.066	4,53	298980	5,9796	0,66	0,99	2X2T14	6,15	10
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.066	-1,27	-83820	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	-0,55	-36300	/	0,66	0,99	2X1T12	4,52	20
	3	0.066	3,36	221760	4,4352	0,66	0,99	2X1T12	4,52	10
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.066	-2,52	- 166320	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	2	0.066	-1,9	- 125400	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	20
	3	0.066	2,4	158400	3,168	0,66	0,99	2X2T12	4,52	10

Tableau.IX.47. Tableau vy10

IX.4.4.K. Bout de Voile V_{v11} (cage d'ascenseur)

Telle que $L=1.8$ m $e=20$ cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0.1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.06	-0,72	-43200	- 0,864	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0.06	-0,34	-20400	- 0,408	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0.06	2,06	123600	2,472	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0.06	4,66	279600	5,592	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	5	0.06	3,97	238200	4,764	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	6	0.06	6,29	377400	7,548	0,6	0,9	2X3T14	9,23	7.5
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.06	-0,59	-35400	- 0,708	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0.06	-0,11	-6600	- 0,132	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0.06	1,41	84600	1,692	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0.06	2,85	171000	3,42	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	5	0.06	4,35	261000	5,22	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	6	0.06	5,34	320400	6,408	0,6	0,9	2X3T14	9,23	7
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.06	1,67	100200	2,004	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0.06	-0,37	-22200	- 0,444	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0.06	-0,11	-6600	- 0,132	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0.06	0,43	25800	0,516	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	5	0.06	1,05	63000	1,26	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	6	0.06	1,25	75000	1,5	0,6	0,9	2X3T12	6,78	7

Tableau.IX.48. Tableau vy11

IX.4.4.L. Bout de Voile V_{y12} (cage d'ascenseur)

Telle que $L= 1,80 \text{ m}$ $e = 20 \text{ cm}$

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0.1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.06	-0,35	-21000	/	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0.06	0,51	30600	0,612	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0.06	2,99	179400	3,588	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0.06	4,56	273600	5,472	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	5	0.06	5,12	307200	6,144	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	6	0.06	7,5	450000	9	0,6	0,9	2X3T14	9,23	7
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.06	-0,89	-53400	/	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0.06	0,29	17400	0,348	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0.06	1,84	110400	2,208	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0.06	3,54	212400	4,248	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	5	0.06	5,06	303600	6,072	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	6	0.06	6,49	389400	7,788	0,6	0,9	2X3T14	9,23	7
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.06	-0,4	-24000	/	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0.06	-0,41	-24600	/	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0.06	-0,07	-4200	/	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0.06	0,56	33600	0,672	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	5	0.06	0,98	58800	1,176	0,6	0,9	2X2T12	6,15	14
	6	0.06	2,18	130800	2,616	0,6	0,9	2X3T12	6,78	7

Tableau.IX.49. Tableau vy12

IX.4.4.M. Bout de Voile Vy13

Telle que L=1,80 m ; e = 20 cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0,06	-0,88	-52800	- 1,056	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0,06	-0,37	-22200	- 0,444	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0,06	2,47	148200	2,964	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0,06	3,78	226800	4,536	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	5	0,06	4,39	263400	5,268	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	6	0,06	6,73	403800	8,076	0,6	0,9	2X3T14	9,23	7
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0,06	-0,7	-42000	-0,84	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0,06	0,46	27600	0,552	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0,06	1,63	97800	1,956	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0,06	3,34	200400	4,008	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	5	0,06	4,72	283200	5,664	0,6	0,9	2X2T14	6,15	14
	6	0,06	6,41	384600	7,692	0,6	0,9	2X3T14	9,23	7
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0,06	-0,19	-11400	- 0,228	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	2	0,06	-0,32	-19200	- 0,384	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	3	0,06	0,15	9000	0,18	0,6	0,9	2X2T12	4,52	14
	4	0,06	0,69	41400	0,828	0,6	0,9	2X2T12	6,15	14
	5	0,06	1,2	72000	1,44	0,6	0,9	2X3T12	6,78	14
	6	0,06	3,65	219000	4,38	0,6	0,9	2X2T12	4,52	7

Tableau.IX.50. Tableau vy13

IX.4.4.N. Bout de Voile V_{v14} (cage d'ascenseur) :

L=1,50 m ; e = 20 cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.06	1,02	61200	1,224	0,6	0,9	2X2T12	4,52	15
	2	0.06	-0,22	-13200	- 0,264	0,6	0,9	2X2T12	4,52	15
	3	0.06	2,41	144600	2,892	0,6	0,9	2X2T14	6,15	15
	4	0.06	5,12	307200	6,144	0,6	0,9	2X2T14	6,15	15
	5	0.06	6,91	414600	8,292	0,6	0,9	2X3T14	9,23	7.5
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.06	-0,45	-27000	-0,54	0,6	0,9	2X2T12	4,52	15
	2	0.06	-0,21	-12600	- 0,252	0,6	0,9	2X2T12	4,52	15
	3	0.06	1,2	72000	1,44	0,6	0,9	2X2T12	4,52	15
	4	0.06	2,89	173400	3,468	0,6	0,9	2X2T14	6,15	15
	5	0.06	4,25	255000	5,1	0,6	0,9	2X3T14	9,23	7,5
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.06	2,15	129000	2,58	0,6	0,9	2X2T12	4,52	15
	2	0.06	-0,48	-28800	- 0,576	0,6	0,9	2X2T12	4,52	15
	3	0.06	-0,09	-5400	- 0,108	0,6	0,9	2X2T12	4,52	15
	4	0.06	0,46	27600	0,552	0,6	0,9	2X2T12	6,15	15
	5	0.06	3,97	238200	4,764	0,6	0,9	2X3T12	6,78	7.5

Tableau.IX.51. Tableau vy14

IX.4.4.O. Bout de Voile Vx1

Telle que L=3,20 m

Etage s	Maill e	S_i (m^2)	σ_j (MP A)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$) BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$) RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.09	3,24	291600	5,832	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	2	0.09	2,3	207000	4,14	0,9	1,35	2X2T12	4,52	16
	3	0.09	-0,09	-8100	/	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	4	0.09	-0,69	-62100	/	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	5	0.09	1,18	106200	2,124	0,9	1,35	2X2T12	4,52	16
	6	0.09	3,9	351000	7,02	0,9	1,35	2X3T14	9,03	16
	7	0.09	5,87	528300	10,56	0,9	1,35	2X4T14	12,31	8
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.09	3,92	352800	7,056	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	2	0.09	2,42	217800	4,356	0,9	1,35	2X2T12	4,52	16
	3	0.09	-0,11	-9900	/	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	4	0.09	-1,04	-93600	/	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	5	0.09	-0,51	-45900	/	0,9	1,35	2X2T12	4,52	16
	6	0.09	0,57	51300	1,026	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	7	0.09	3,36	302400	6,048	0,9	1,35	2X4T12	9,04	8
7 ^{ème} à 9 ^{émé}	1	0.09	1,21	108900	2,178	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	2	0.09	-0,04	-3600	/	0,9	1,35	2X2T12	4,52	16
	3	0.09	-0,41	-36900	/	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	4	0.09	-0,56	-50400	/	0,9	1,35	2X3T12	6,78	16
	5	0.09	-0,26	-23400	/	0,9	1,35	2X2T12	4,52	16
	6	0.09	0,4	36000	0,72	0,9	1,35	2X3T14	6,78	16
	7	0.09	4,61	414900	8,298	0,9	1,35	2X4T14	9,04	8

Tableau.IX.52. Tableau vx1

IX.4.4.P. Bout de Voile Vx2

Telle que L= 1.9 m e = 20 cm

Étages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.076	-0,25	-19000	/	0,76	1,14	2X2T12	4,52	17
	2	0.076	1,31	99560	1,9912	0,76	1,14	2X2T12	4,52	17
	3	0.076	2,55	193800	3,876	0,76	1,14	2X2T14	6,15	17
	4	0.076	4,01	304760	6,0952	0,76	1,14	2X2T14	6,15	17
	5	0.076	5,89	447640	8,9528	0,76	1,14	2X3T14	9,23	8,5
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.076	-0,97	-73720	/	0,76	1,14	2X2T12	4,52	17
	2	0.076	-0,09	-6840	/	0,76	1,14	2X2T12	4,52	17
	3	0.076	1,53	116280	2,3256	0,76	1,14	2X2T12	4,52	17
	4	0.076	2,82	214320	4,2864	0,76	1,14	2X2T14	6,15	17
	5	0.076	5,29	402040	8,0408	0,76	1,14	2X3T14	9,23	8,5
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.076	-0,18	-13680	/	0,76	1,14	2X2T12	4,52	17
	2	0.076	-0,29	-22040	/	0,76	1,14	2X2T12	4,52	17
	3	0.076	0,73	55480	1,1096	0,76	1,14	2X2T12	4,52	17
	4	0.076	1,49	113240	2,2648	0,76	1,14	2X2T12	6,15	17
	5	0.076	3,1	235600	4,712	0,76	1,14	2X3T12	6,78	8,5

Tableau.IX.53. Tableau vx2

IX.4.4.Q. Bout de Voile V_{x3}

Telle que $L=2.20$ m ; $e = 20$ cm

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.066	-0,81	-53460	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	17
	2	0.066	-0,01	-660	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	17
	3	0.066	1,61	106260	2,1252	0,66	0,99	2X1T12	2,26	17
	4	0.066	3,26	215160	4,3032	0,66	0,99	2X2T12	4,52	17
	5	0.066	4,1	270600	5,412	0,66	0,99	2X2T12	6,15	17
	6	0.066	4,52	298320	5,9664	0,66	0,99	2X2T14	6,15	17
	7	0.066	6,83	450780	9,0156	0,66	0,99	2X3T14	9,23	8,5
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.066	-0,6	-39600	/	0,66	0,99	2X3T12	4,52	17
	2	0.066	-0,71	-46860	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	17
	3	0.066	-0,58	-38280	/	0,66	0,99	2X1T12	2,26	17
	4	0.066	0,77	50820	1,0164	0,66	0,99	2X2T14	4,52	17
	5	0.066	1,63	107580	2,1516	0,66	0,99	2X3T14	4,52	17
	6	0.066	2,61	172260	3,4452	0,66	0,99	2X2T14	4,52	17
	7	0.066	4,86	320760	6,4152	0,66	0,99	2X3T14	6,78	8,5
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.066	-0,33	-21780	/	0,66	0,99	2X2T12	4,52	17
	2	0.066	0,04	2640	0,0528	0,66	0,99	2X2T12	4,52	17
	3	0.066	0,21	13860	0,2772	0,66	0,99	2X1T12	2,26	17
	4	0.066	0,67	44220	0,8844	0,66	0,99	2X2T12	4,52	17
	5	0.066	1,31	86460	1,7292	0,66	0,99	2X2T12	4,52	17
	6	0.066	1,95	128700	2,574	0,66	0,99	2X2T14	4,52	17
	7	0.066	2,92	192720	3,8544	0,66	0,99	2X3T14	6,74	8,5

Tableau.IX.54. Tableau vx3

IX.4.4.R. Bout de Voile VX4

Telle que $L= 1,20 \text{ m}$; $e= 20 \text{ cm}$

Etages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0,08	-0,06	-4800	-0,096	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	2	0,08	2,17	173600	3,472	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	3	0,08	4,31	344800	6,896	0,8	1,2	2X2T14	8,42	8.5
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0,08	-1,45	-116000	-2,32	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	2	0,08	-1,39	-111200	-2,224	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	3	0,08	2,81	224800	4,496	0,8	1,2	2X3T12	6,78	8.5
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0,08	-0,67	-53600	-1,072	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	2	0,08	0,16	12800	0,256	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	3	0,08	2,21	176800	3,536	0,8	1,2	2X3T12	6,78	8.5

Tableau.IX.55. Tableau vx4

IX.4.4.S. Bout de Voile VX5

Telle que $L=1,20\text{ m}$; $e = 20\text{ cm}$

Étages	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPA)	F_t (N)	A_s (cm^2)	$A_s(cm^2)$ BAEL 0..1%	$A_s(cm^2)$ RPA 0.15% ou 0.2%	Le choix	$A_{adopté}$ (cm^2)	S_i (cm)
RDC	1	0.08	-0,2	-16000	/	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	2	0.08	1,95	156000	3,12	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	3	0.08	4,41	352800	7,056	0,8	1,2	2X2T14	8,42	8.5
1 ^{er} à 6 ^{ème}	1	0.08	-1,38	-110400	/	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	2	0.08	-1,34	-107200	/	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	3	0.08	2,43	194400	3,888	0,8	1,2	2X3T12	6,78	8.5
7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1	0.08	-0,66	-52800	/	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	2	0.08	0,04	3200	0,064	0,8	1,2	2X2T12	4,52	17
	3	0.08	3,63	290400	5,808	0,8	1,2	2X3T12	6,78	8.5

Figure.IX.14. Tableau vx5

IX.4.5. Aciers horizontaux :

Tableau.IX.56. Calcul des aciers horizontaux des voiles selon le sens (x-x)

Voile	Etages	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	A_h adoptée	S_t (cm)
V _{X1}	RDC	1,53	2,67	6,15	1,05	6,15	2X3HA12	2,67	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,98	3,46	4,52	1,05	4,52	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,26	2,20	4,52	1,05	4,52	2X3HA10	4,71	11
V _{X2}	RDC	2,07	1,81	6,15	0,81	6,15	2X3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	2,5	2,18	4,52	0,81	4,52	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,3	1,13	4,52	0,81	4,52	2X3HA10	4,71	11
V _{X3}	RDC	1,04	1,82	4,52	1,05	4,52	3X2HA10	4,71	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,8	3,15	4,52	1,05	4,52	3X2HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,29	2,2	4,52	1,05	4,52	3X2HA10	4,71	11
V _{X4}	RDC	1,06	1,85	6,15	1,05	6,15	2X3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,39	2,43	4,52	1,05	4,52	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,35	2,36	4,52	1,05	4,52	2X3HA10	4,71	11
V _{X5}	RDC	1,85	3,23	6,15	0,81	6,15	2X3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,54	2,69	4,52	0,81	4,52	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,09	1,90	4,52	0,81	4,52	2X3HA10	4,71	11
V _{X6}	RDC	0,92	1,61	6,15	1,05	6,15	2X3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,05	1,83	4,52	1,05	4,52	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,36	2,38	4,52	1,05	4,52	2X3HA10	4,71	11
V _{X7}	RDC	1,01	1,67	4,1	0,99	4,1	2X3HA10	4,71	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,45	2,41	3,013	0,99	3,01	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,17	1,94	3,01	0,99	3,01	2X3HA10	4,71	11
V _{X8}	RDC	0,98	1,62	4,1	0,99	4,1	2X3HA10	4,71	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,24	2,06	3,01	0,99	3,01	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,26	2,09	3,01	0,99	3,01	2X3HA10	4,71	11

Tableau.IX.57. Calcul des aciers horizontaux des voiles selon le sens (x-x)

Voile	Etages	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	A_h adoptée (cm ²)	S_t (cm)
V_{X9}	RDC	0,93	1,546	4,1	0,99	4,1	2X3HA10	4,71	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,24	2,06	3,01	0,99	3,01	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,62	2,69	3,01	0,99	3,01	2X3HA10	4,71	11
V_{X10}	RDC	1,07	1,77	4,1	0,99	4,1	2X3HA10	4,71	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1,2	1,99	3,01	0,99	3,01	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,51	2,51	3,01	0,99	3,01	2X3HA10	4,71	11
V_{X11}	RDC	1,31	2,17	6,15	0,9	6,15	2x3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	1	1,66	6,15	0,9	6,15	2x3HA12	6,78	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	0,45	0,74	4,52	0,9	4,52	2x3HA10	4,71	11
V_{X12}	RDC	1,57	2,61	6,15	0,9	6,15	2x3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	0,57	0,94	6,15	0,9	6,1	2x3HA12	6,78	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	0,33	0,54	4,52	0,9	4,52	2x3HA10	4,71	11
V_{X13}	RDC	1,52	2,52	6,15	0,9	6,15	2x3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	0,57	0,94	6,15	0,9	6,153	2x3HA12	6,78	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	0,57	0,94	4,52	0,9	4,52	2x3HA10	4,71	11
V_{X14}	RDC	1,03	1,71	6,15	0,9	6,15	2x3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	0,6	0,99	6,15	0,9	6,15	2x3HA12	6,78	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	0,69	1,14	4,52	0,9	4,52	2x3HA10	4,71	11

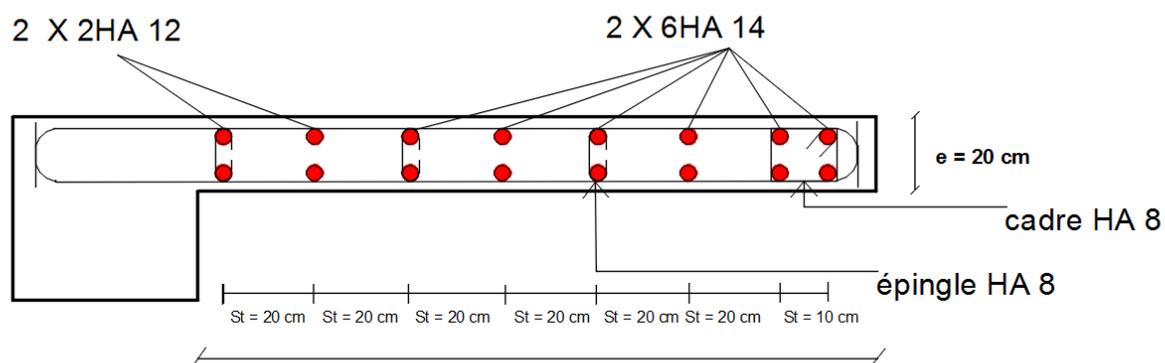
Tableau.IX.58.Calcul des aciers horizontaux des voiles (y-y)

Voile	étage	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	A_h adoptée (cm ²)	S_t (cm)
V_{Y1}	RDC	2,27	3,77	8,20	0,9	8,20	2X3HA14	9,23	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	2,48	4,12	6,02	0,9	6,02	2X3HA12	6,78	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	1,73	2,87	6,02	0,9	6,02	2X3HA12	6,78	11
V_{Y2}	RDC	2,9	4,82	6,15	1,14	6,15	2X3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	3,23	5,36	6,15	1,14	6,15	2X3HA12	6,78	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	2,5	4,15	4,52	1,14	4,52	2X3HA10	4,71	11
V_{Y3}	RDC	2,67	4,43	6,15	0,99	6,15	2X3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	2,82	4,68	4,52	0,99	4,68	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	2,33	3,87	4,52	0,99	4,52	2X3HA10	4,71	11
V_{Y4}	RDC	1,3	2,16	5,61	1,2	5,61	2X3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	0,35	0,58	4,52	1,2	4,52	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	0,59	0,980	4,52	1,2	4,52	2X3HA10	4,71	11
V_{Y5}	RDC	1,09	1,81	5,61	1,2	5,61	2X3HA12	6,78	12
	1 ^{ère} à 6 ^{ème}	0,26	0,43	4,52	1,2	4,52	2X3HA10	4,71	11
	7 ^{ème} à 9 ^{ème}	0,67	1,11	4,52	1,2	4,52	2X3HA10	4,71	11

IX.4.6. Schémas de ferrailages :

Figure.IX.15. Schéma correspondant au voile Vy 1 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6

RDC



1^{er} à 9^{ème}

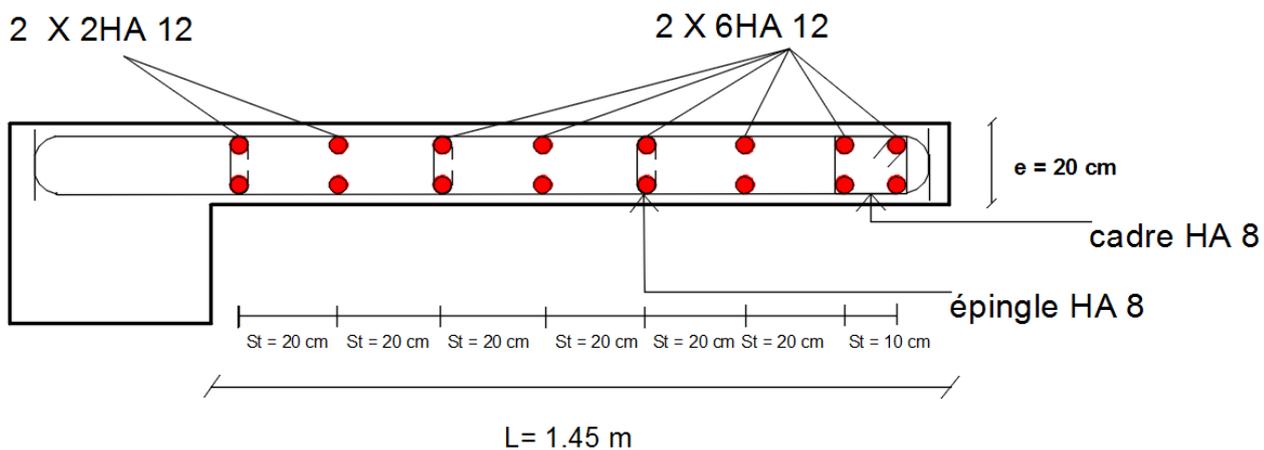
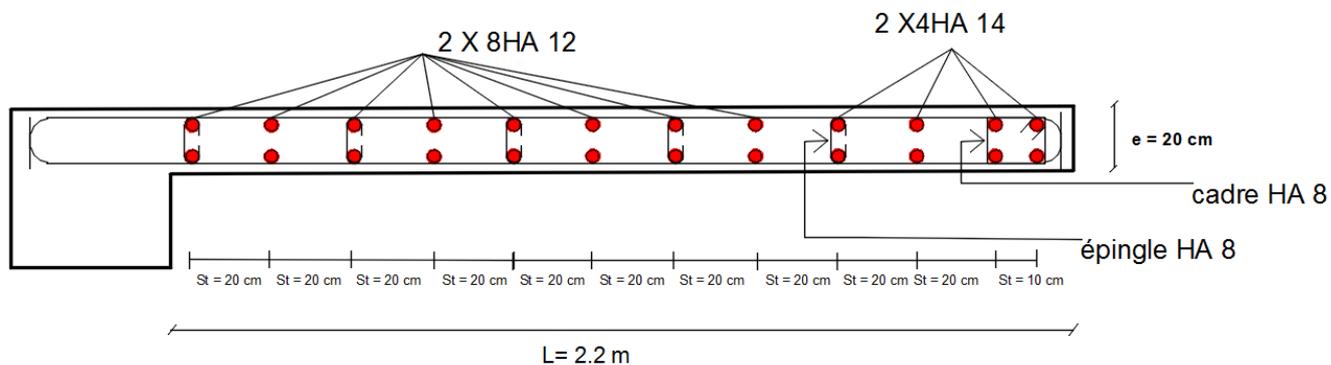


Figure.IX.16. Schéma correspondant au voile V_v 2 et 5

RDC



Étage 1^{er} à 9^{ème}

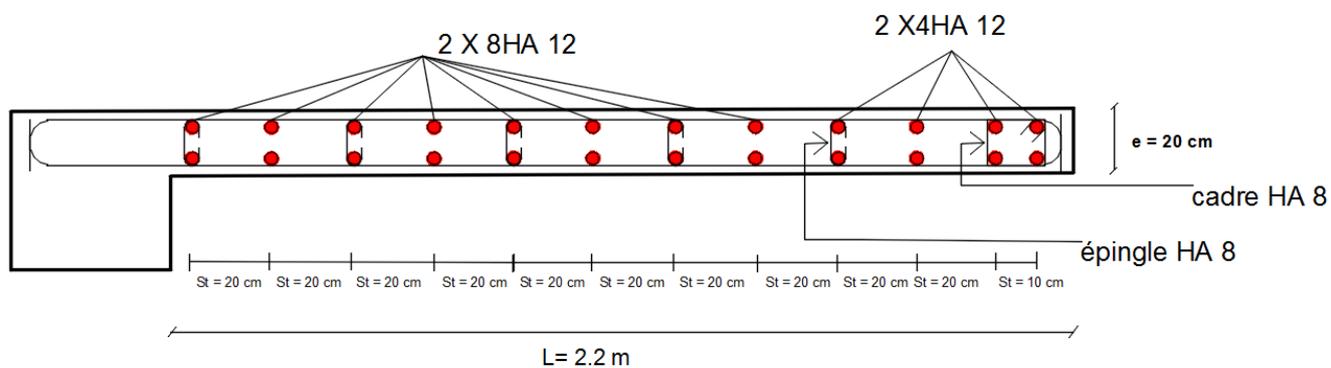
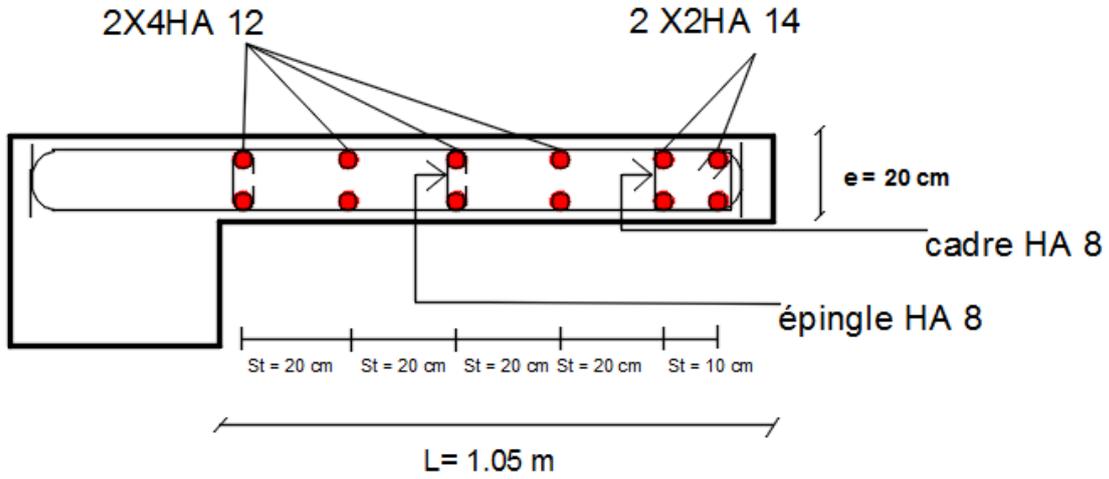


Figure.IX.17. Schéma correspondant au voile V_{7rt8 et 9 et 10}

RDC



Étage 1^{er} à 9^{ème}

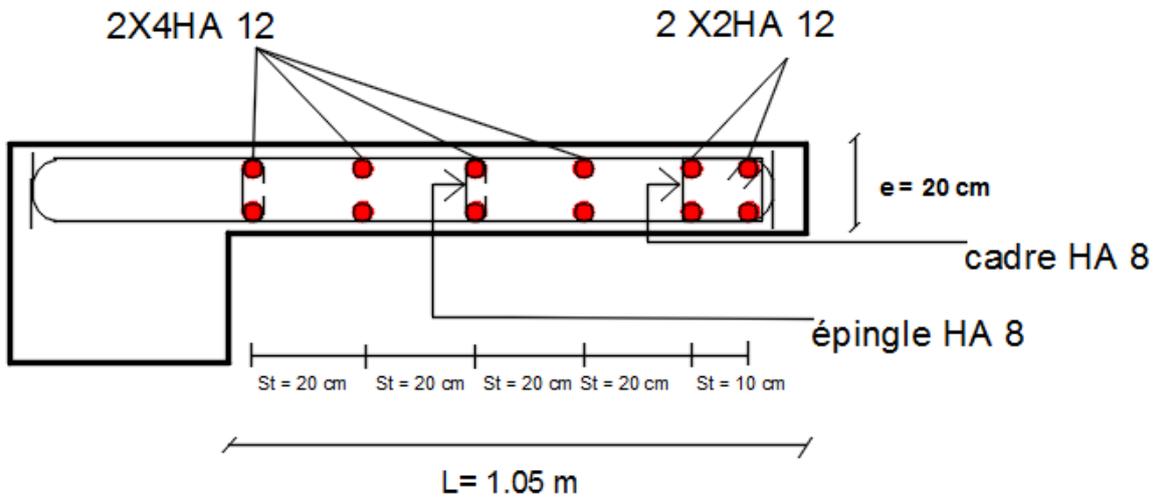
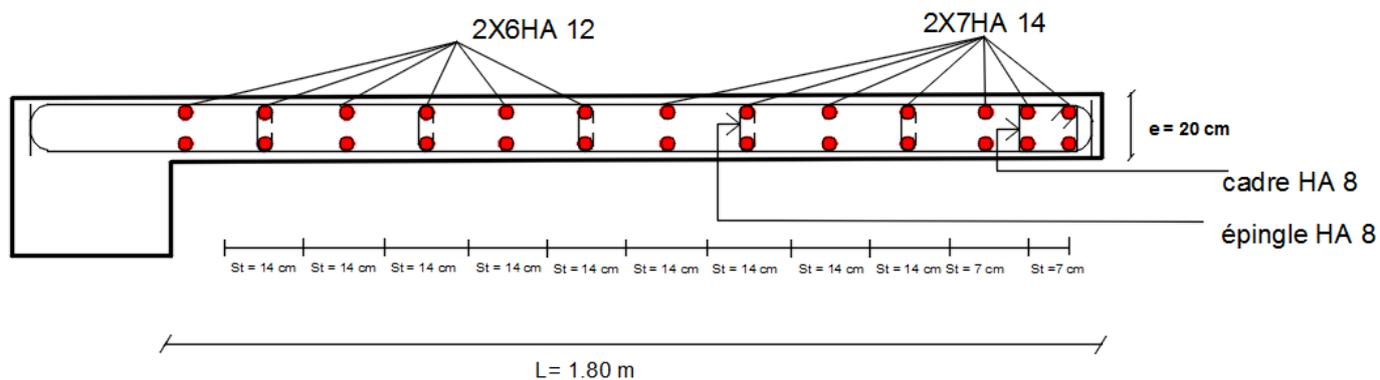
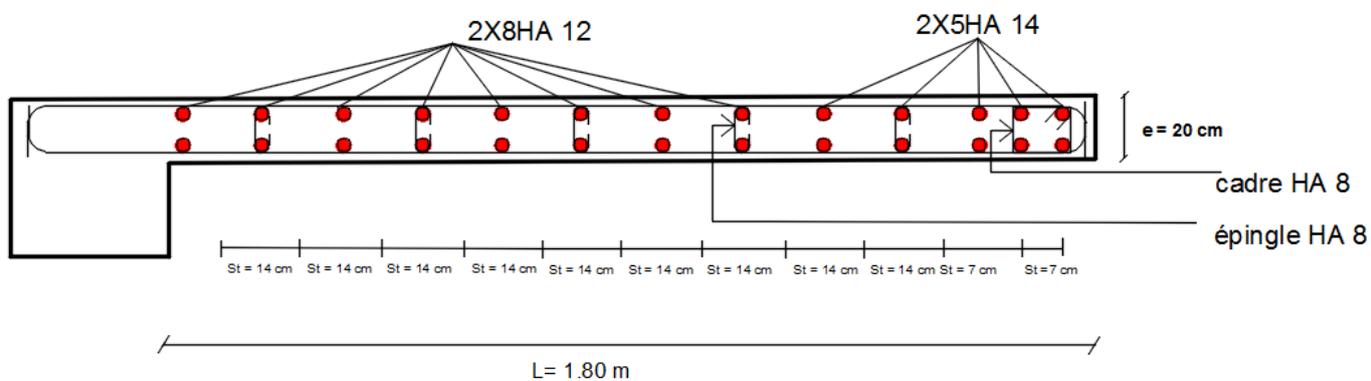


Figure.IX.18. Schéma correspondant au voile V_v 11 ET 12 ET 13

RDC



Étage 1^{er} à 6^{ème}



Étage 7^{ème} à 9^{ème}

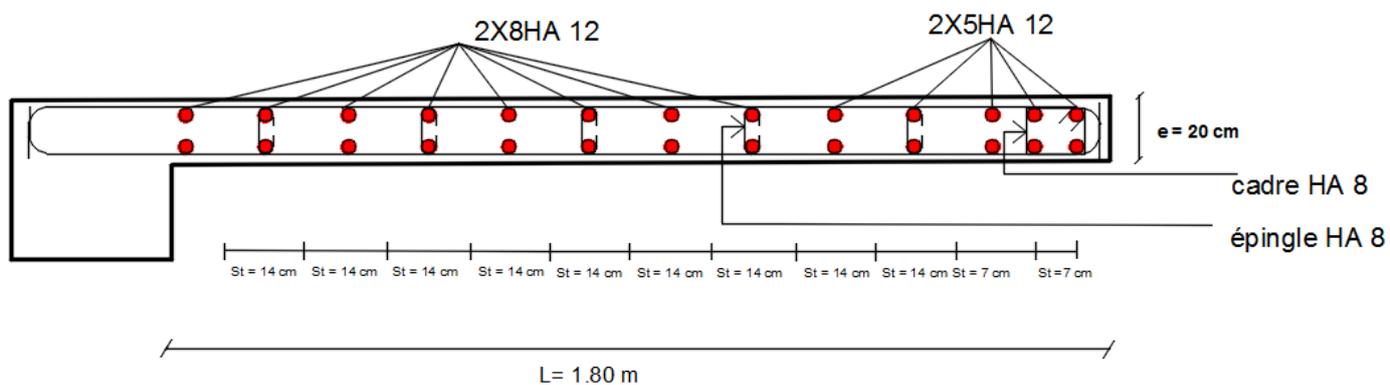
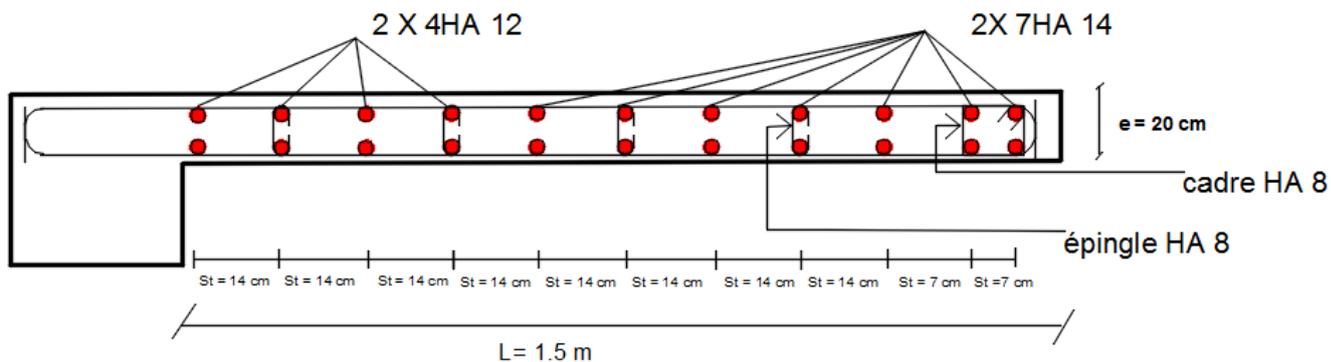
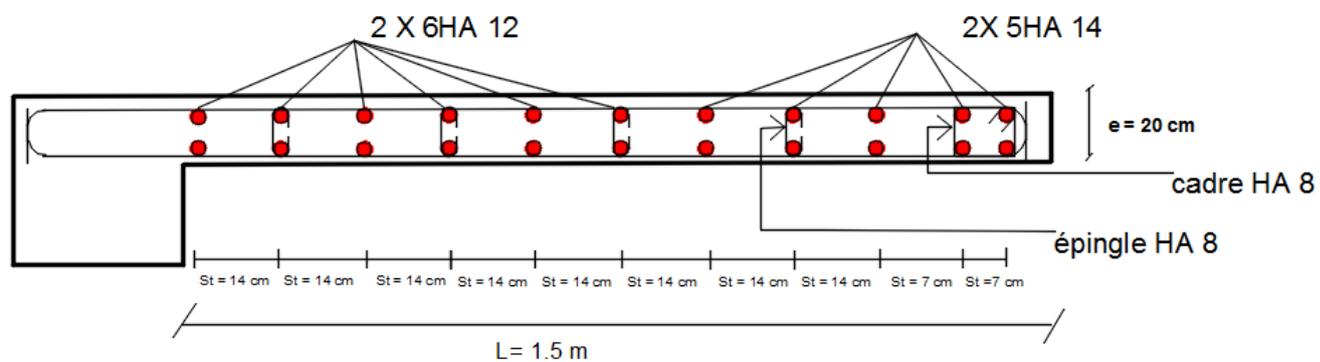


Figure.IX.19. Schéma correspondant au voile V_v14

RDC



Étage 1^{er} à 6^{ème}



Étage 7^{ème} à 9^{ème}

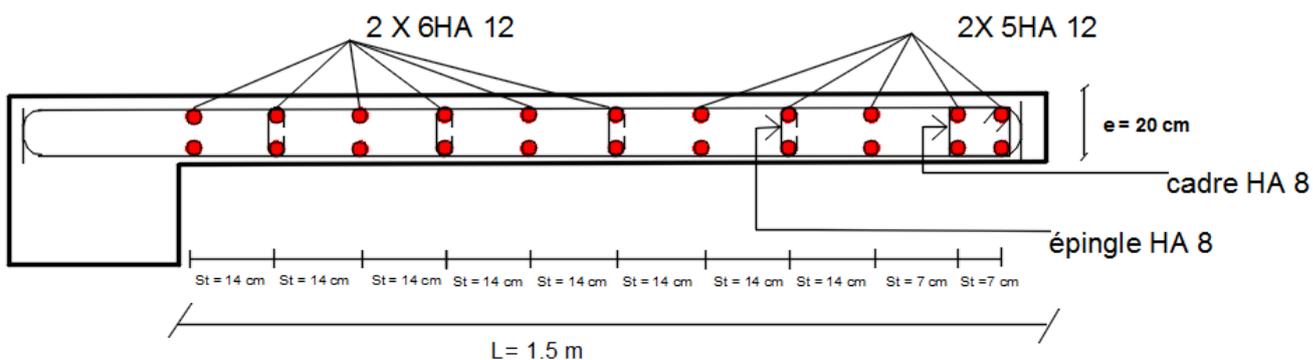
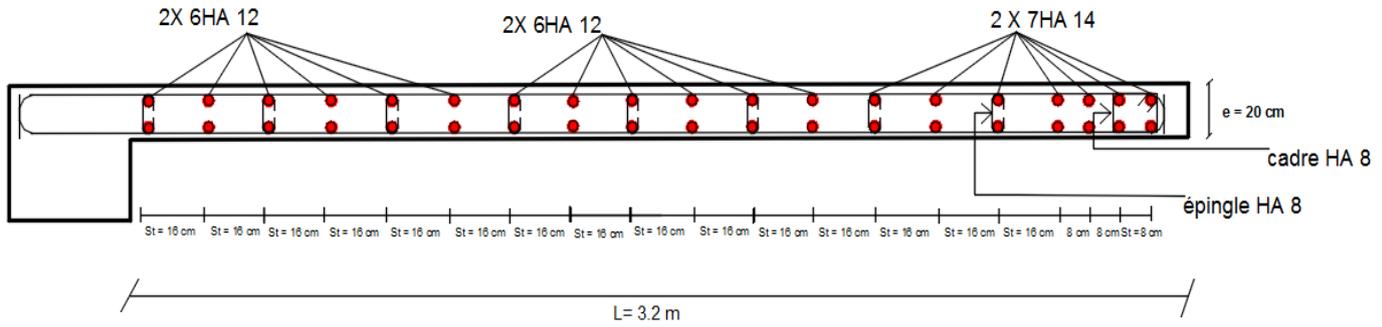


Figure.IX.20. Schéma correspondant au voile V_{x1}

RDC



Étage 1^{er} à 9^{ème}

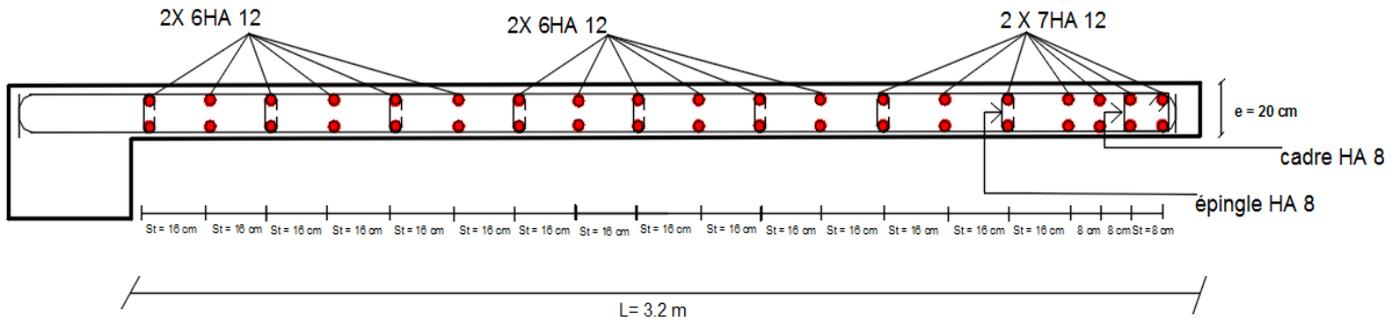
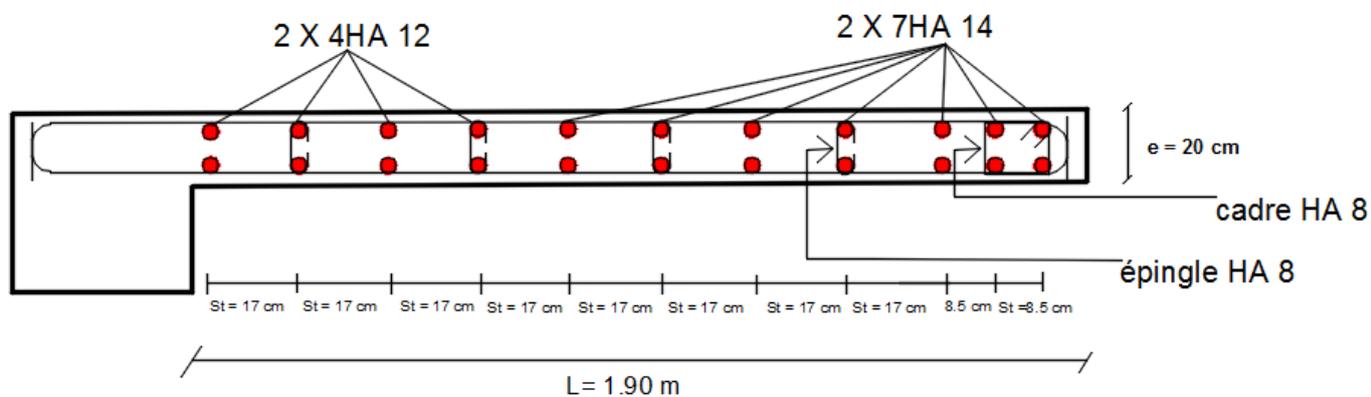
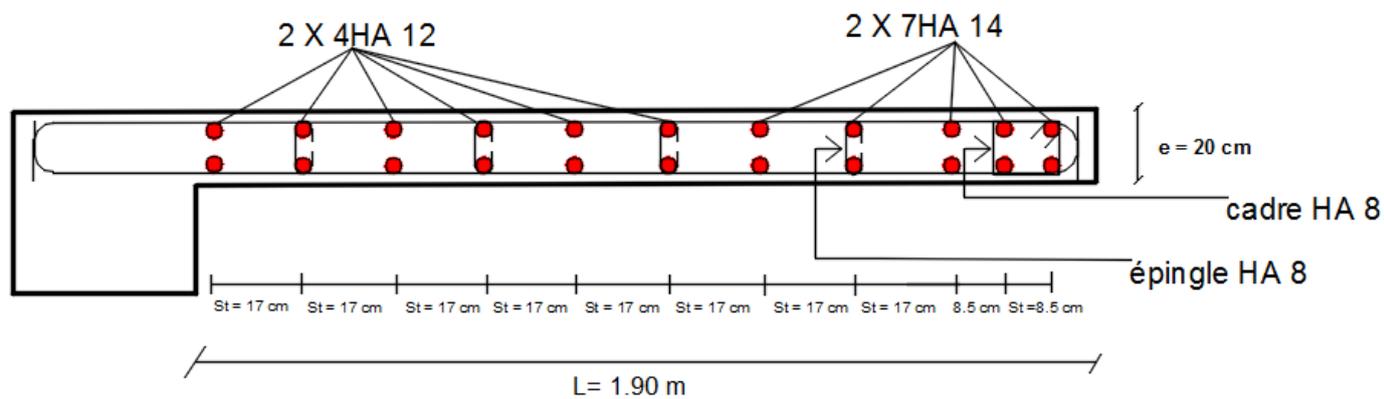


Figure.IX.21. Schéma correspondant au voile V_{x2}

RDC



Étage 1^{er} à 6^{ème}



Étage 7^{ème} à 9^{ème}

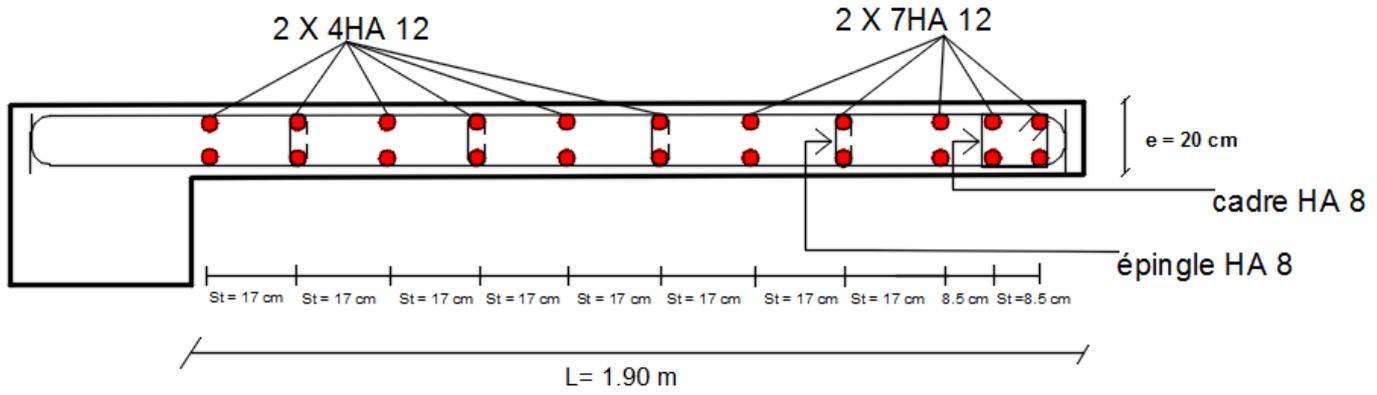
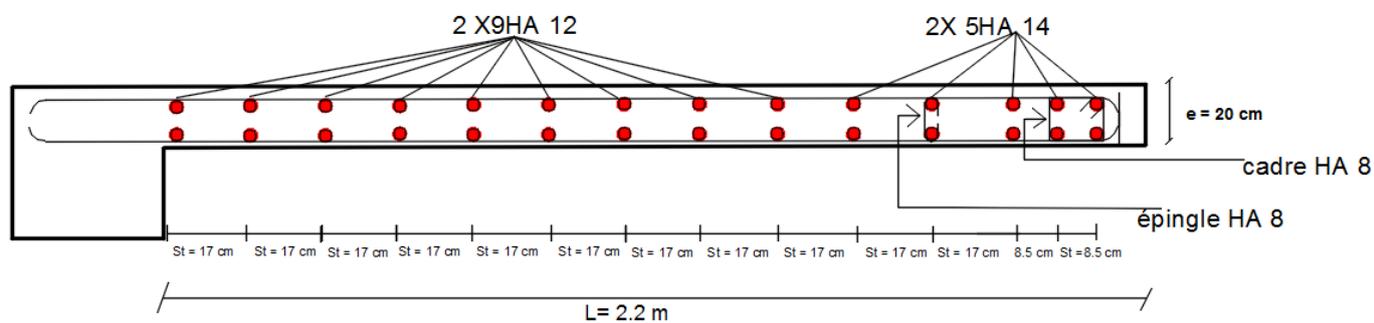


Figure.IX.22. Schéma correspondant au voile V_{x3}

RDC



Étage 1^{er} à 9^{ème}

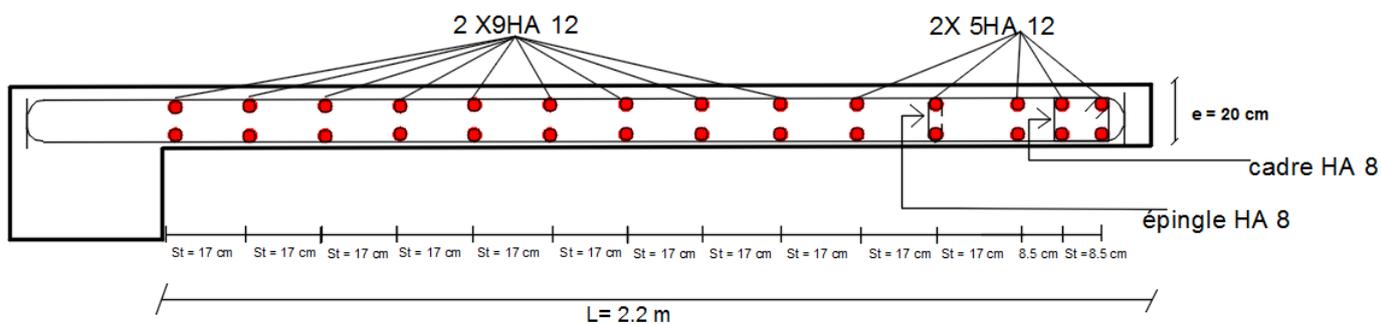
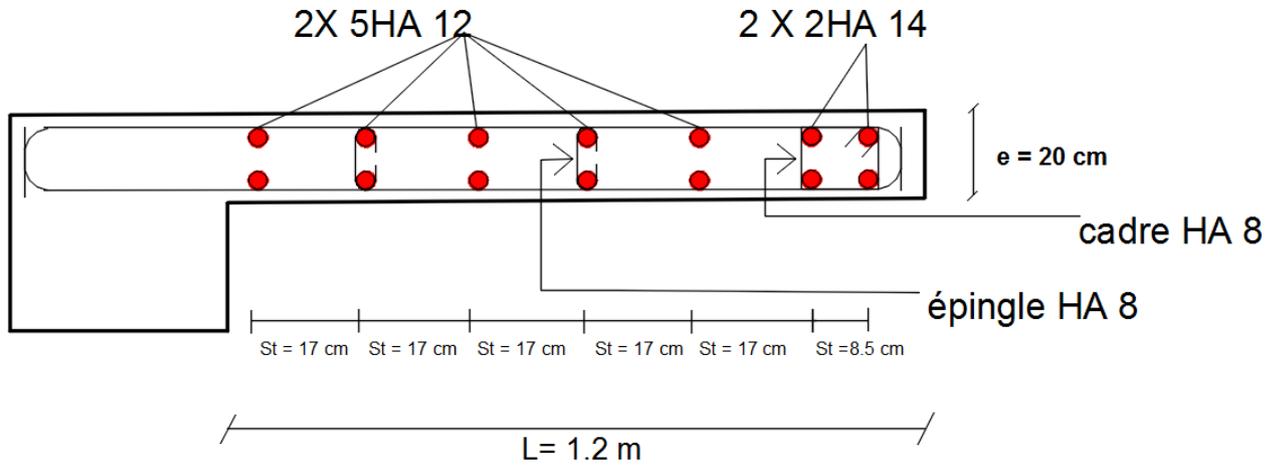
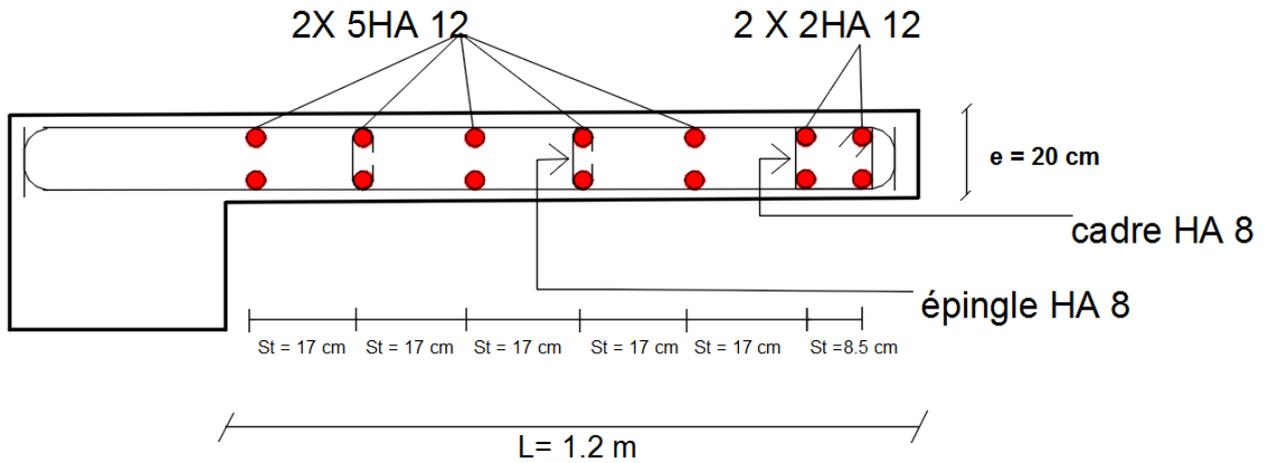


Figure.IX.23. Schéma correspondant au voile V_{x4}

RDC



Étage 1^{er} à 9^{ème}



Chapitre X: Ferrailage de l'infrastructure :

X.1. Introduction :

Ce chapitre se focalisera sur le dimensionnement et ferrailages des éléments de l'infrastructure et sera composé de deux parties :

- Etude du voile périphérique.
- Etude des fondations.

X.2. Etude du voile périphérique:

X.2.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

X.2.2. Prédimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e \geq 15cm$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

X.2.3. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x=3,4m ; L_y=7.5m.$$

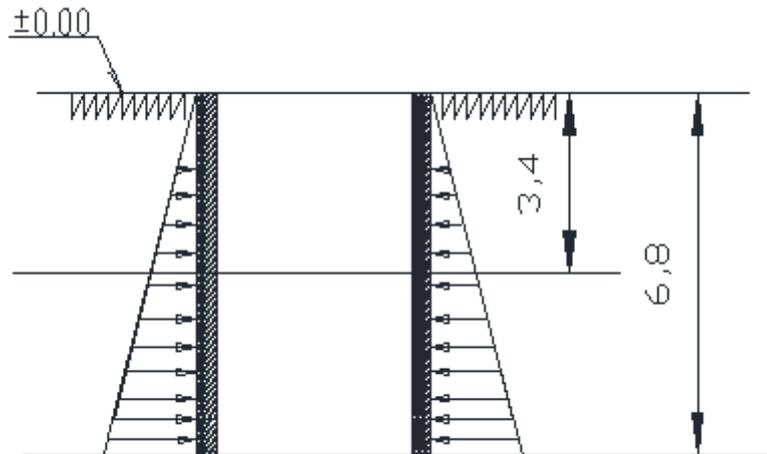


Figure.X.1. Charges appliquées sur le voile périphérique

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99 [1]**, la charge de poussées des terres est donnée par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

- Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.
- A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=22,90kN/m^3$).
- H : Hauteur du voile ($H=3,40 m$).

$$\varphi = 24^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,423$$

Donc pour

$H_1=3,4 m$:

$$Q = A.\gamma.H = 32,93KN/ml$$

$$Q_{u1} = 1,35Q = 44.46 KN/ml$$

$H_2=6,8 m$:

$$Q = A.\gamma.H = 65.86KN/ml$$

$$Q_{u2} = 1,35Q = 88.92 KN/ml$$

X.2.4. Effort dans la dalle :

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ et la dalle soumise à des charges réparties :

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Alors de ce cas :

- Dans le sens porteur (de la petite portée) : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
 - Dans le sens non porteur (de la grande portée) : $M_y = \mu_y M_x$
- $L_x \leq L_y$

Telle que :

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire en fonction de ν et ρ telle que :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- Si $\rho < 0.4$ est soumise a des charges réparties :

Le calcul se fait en flexion simple suivant la petite portée avec $b=1\text{m}$ telle que le ferrailage sur le sens L_y doit être plus grande que le $\frac{1}{4}$ de ferrailage suivant L_x

Alors

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{3,4}{7,5} = 0,45 > 0,4$$

Alors la dalle travaillé dans les deux sens

$$\rho = 0,45 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,25 \end{array} \right.$$

Les moment M_x et M_y :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,45 > 0,4$$

$$Q_{u1} = 44,46 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{u2} = 88,92 \text{ KN/ml}$$

Panneau	L_x m	L_y m	ρ	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
1 ^{er} panneau $H_1=3,4$ m	3,4	7,5	0,45	0,1036	0,25	53,24	13,31
2 ^{ème} panneau $H_2=6,4$ m	3,4	7,5	0,45	0,1036	0,25	106,4	26,61

Tableau.X.1. Moments considéré pour le voile périphérique

Les moments en travée et on appuis pour le 1^{er} panneau :

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 39,93 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 9,98 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x = -26,62 \text{ kNm}$$

Les moments en travée et on appuis pour le 2^{ème} panneau :

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75M_x = 79,8 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75M_y = 19,95 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_x = -53,2 \text{ kNm}$$

X.2.5. Voile de deuxième sous-sol :

X.2.5.A. Ferrailage du voile de sous-sol 2 :

Pour le 2^{ème} voile sous-sol 2 $H_2=6,40$ m

- $b=100\text{cm}$
- $h=20\text{ cm}$
- $d_x=0,9h=18\text{ cm}$
- $d_y=0,9h-1=17\text{ cm}$
- $f_{c28}=30\text{ MPa}$
- $f_{t28}=0,06f_{c28}+0,6=2,4\text{ MPa}$
- $F_{bc}=\frac{0,85}{\gamma_b}f_{c28}=17$
- $f_e=500\text{MPa}$
- $\sigma_s=\frac{F_e}{\gamma_s}=434,7\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le moment	Sens	M_u (kN.m)	μ_u	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	79,8	0,14	0	0,18	16,7	10,9	2×6HA16	2×12,06	12,5
	y-y	19,95	0,041		0,05	16,6	2,76	2×4HA10	2×3,14	/
Appuis	x-x	53,2	0,096		0,12	17,13	7,15	2×5HA14	2×7,69	/
	y-y		0,108		0,14	16,04	7,64	2×5HA14	2×7,69	15

Tableau.X.2.Ferrailage de la dalle plein

Choix final:

- Sens x-x: 2×6T16
- Sens y-y: 2×5T14

Espacement

Les armatures à mi-travée sont continue jusqu'à l'appui, et donc les espacements sont les même à mi travée qu'en appui .

- Sens x- x esp = $\left(\frac{100}{7}\right) - 1,6 = 12,5 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- Sens y- y esp = $\left(\frac{100}{6}\right) - 1,4 = 15 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

X.2.5.B. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

X.2.5.C. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm (12≤e≤30) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0006$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{min} = 0.0006 \left(3 - \frac{3,4}{7,5} \right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,140 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 7,69 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ A_y = 7,69 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1,20 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

X.2.5.D. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_U = \frac{T_U^{max}}{bd} < \tau_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPA}$$

$$Avec : \begin{cases} T_X = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{88.92 \times 3,4 \times 7,5}{(2 \times 3,4) + 7,5} = 158,5 \text{ KN} \\ T_Y = \frac{q_u L_x}{3} = 100,75 \text{ KN} \end{cases}$$

Et donc :

$$T_U^{max} = MAX (T_X; T_Y) = 158,5 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{158,5}{1000 \times 200} = 0.79 \text{ MPA} < 1.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

X.2.5.E. Vérifications a L'ELS :

E.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_X}{L_Y} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 65,86 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,25 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x Q_{ser} L_X^2 = 78,87 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 19,71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les moments en travée et on appuis pour le 2^{ème} panneau :

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 59,15 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 14,78 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -39,43 \text{ kNm}$$

E.2. Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que:

• **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 215,55 \text{ MPa} :$$

Avec :

$$f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 ; \text{ pour HA ; } f_e = 500 \text{ MPa}$$

E.2.1. Détermination de la valeur de "y"

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

E.2.2. Moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau.X.3.Vérification des contraintes à l'ELS

	sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} =18MPa	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s =216MPa
Travée	(x-x)	59,15	12,06	6,46	33076	11,55	Vérifier	309	Non vérifiée
	(y-y)	14,78	7,69	5,93	23755	3,68		103,31	vérifiée
Appuis	(x-x)	39,43	12,06	6,46	33076	7,7		206	vérifier
	(y-y)		7,69	5,93	23755	9,82		260	Non vérifier

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$ tout vérifiées
- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\eta F_{tj}}\right)\right\} = 215.55 \text{ MPa}$

La contraint d'acier n'est pas vérifiée sur les deux sens alors on doit rajouter des sections d'acier en plus ainsi que la section de béton.

Tableau.X.4. Tableau récapitulatif des nouvelles sections :

	Sens	nombre de barre	As [cm ²]	d [cm]	esp [cm]
travée	x-x	8T16	16,08	18	10
	y-y	8T14	12,31	16,4	11
appui	x-x	8T16	16,08	18	10
	y-y	8T14	12,31	16,4	11

Tableau.X.5.tableau récapitulatif des résultats des nouvelles sections :

	sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} =18MPa	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s =216MPa
Travée	(x-x)	59,15	16,08	8,42	67715	7.35	Vérifiée	184	vérifiée
	(y-y)	14,78	12,31	7,13	47094	2,64		65	vérifiée
Appuis	(x-x)	39,43	16,8	8,42	67715	4,9		123	vérifiée
	(y-y)		12,31	7,13	47094	5,96		173	vérifiée

X.2.6.B. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L = 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 0,1 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2$$

X.2.6.C. Condition de non fragilité:

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de FeE500

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left(3 - \frac{3,4}{7,5} \right) \times \frac{100 \times 25}{2} = 1,91 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\begin{cases} A_x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,91 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sur appuis :

$$\begin{cases} A_x = 6,15 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,91 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

X.2.6.D. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_U = \frac{T_U^{\max}}{bd} < \tau_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_X = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{44,46 \times 3,4 \times 7,5}{(2 \times 3,4) + 7,5} = 79,28 \text{ KN} \\ T_Y = \frac{q_u L_x}{3} = 50,38 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$T_U^{\max} = \text{MAX} (T_X; T_Y) = 79,28 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{79,28}{1000 \times 225} = 0,35 \text{ MPA} < 1,5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

X.2.6.E. VÉRIFICATION À L'ELS :

E.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_X}{L_Y} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 32,93 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,25 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x Q_{ser} L_X^2 = 39,43 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 9,85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les moments en travée et on appuis pour le 2^{ème} panneau :

• **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 29,57 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 7,38 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_x = -19,71$$

E.2. Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que :

• **Béton**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Acier**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 215.55 \text{ MPa} :$$

Avec :

$$f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 ; \text{ pour HA} ; f_e = 500 \text{ MPa}$$

E.2.1. Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

E.2.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau.X.7. Vérification des contraintes à l'ELS

	sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} =18MPa	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s =216MPa
Travée	(x-x)	29,57	6,15	5,58	32201	5,12	Vérifiée	233	Non vérifiée
	(y-y)	7,38	3,14	4,01	15905	1,8		125	vérifiée
Appuis	(x-x)	19,71	6,15	5,58	32201	3,41		155	Non vérifiée
	(y-y)		3,14	4,01	15905	4,96		317	vérifiée

- σ_b ≤ σ̄_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 MPa tout vérifiées
- σ_s ≤ σ̄_s = Min{ $\frac{2}{3}f_e$; max($\frac{f_e}{2}$; 110√ηF_{tj}) } = 215.55 MPa

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée sur le sens principal alors on doit rajouter des sections d'acier en plus.

Tableau.X.8. Tableau récapitulatif des nouvelles sections :

	Sens	nombre de barres	As [cm ²]	d [cm]	esp [cm]
Travée	x-x	4T16	8,04	22,5	23
	y-y	4T14	6,15	21,1	24
Appui	x-x	4T16	8,04	22,5	23
	y-y	4T10	6,15	21,1	24

Tableau.X.9. Tableau récapitulant les résultats des nouvelles sections :

	sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} =18MP A	σ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s =216MP A
Travée	(x-x)	29,57	8,04	6,26	39983	4,62	vérifiée	160	vérifiée
	(y-y)	7,38	6,15	5,37	32231	1,22		57,46	vérifiée
Appuis	(x-x)	19,71	8,04	6,26	39983	3,08		120	vérifiée
	(y-y)		6,15	5,37	32231	3.28		153	vérifiée

X.2.7. Schémas de ferrailage des voiles périphériques :

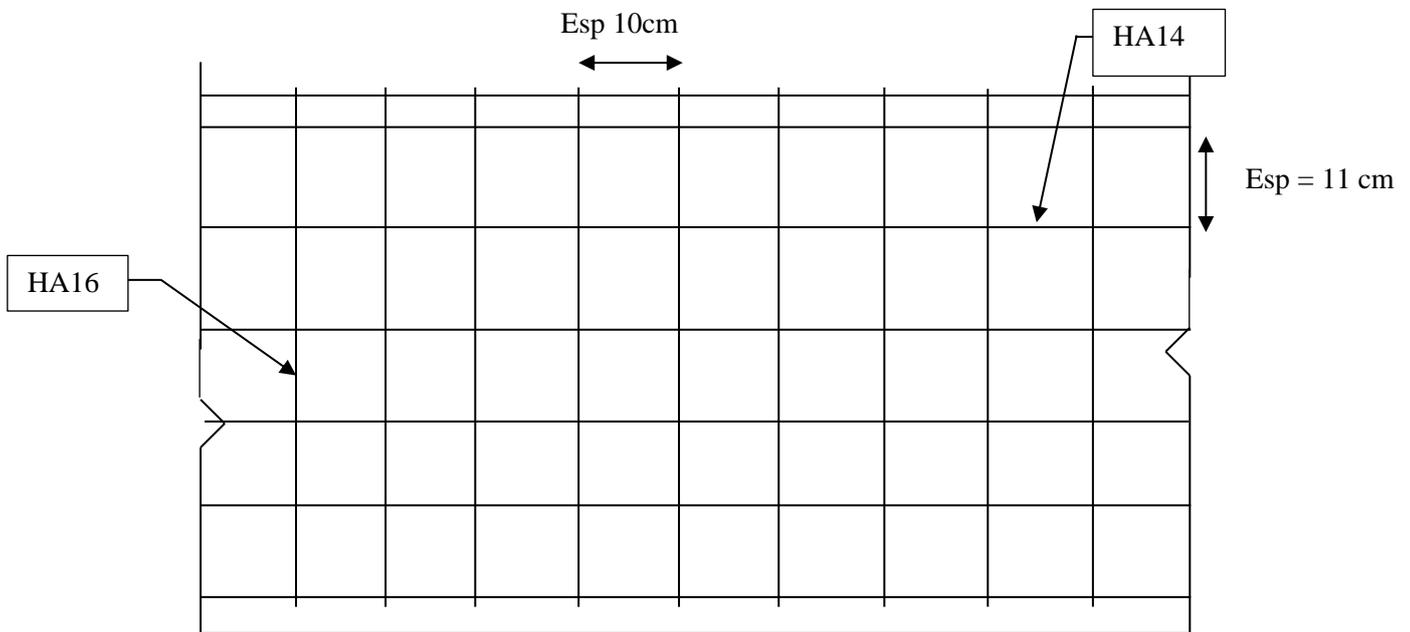


Tableau.X.10. Ferrailage du voile périphérique sous sol 2 H₂=6,80 m

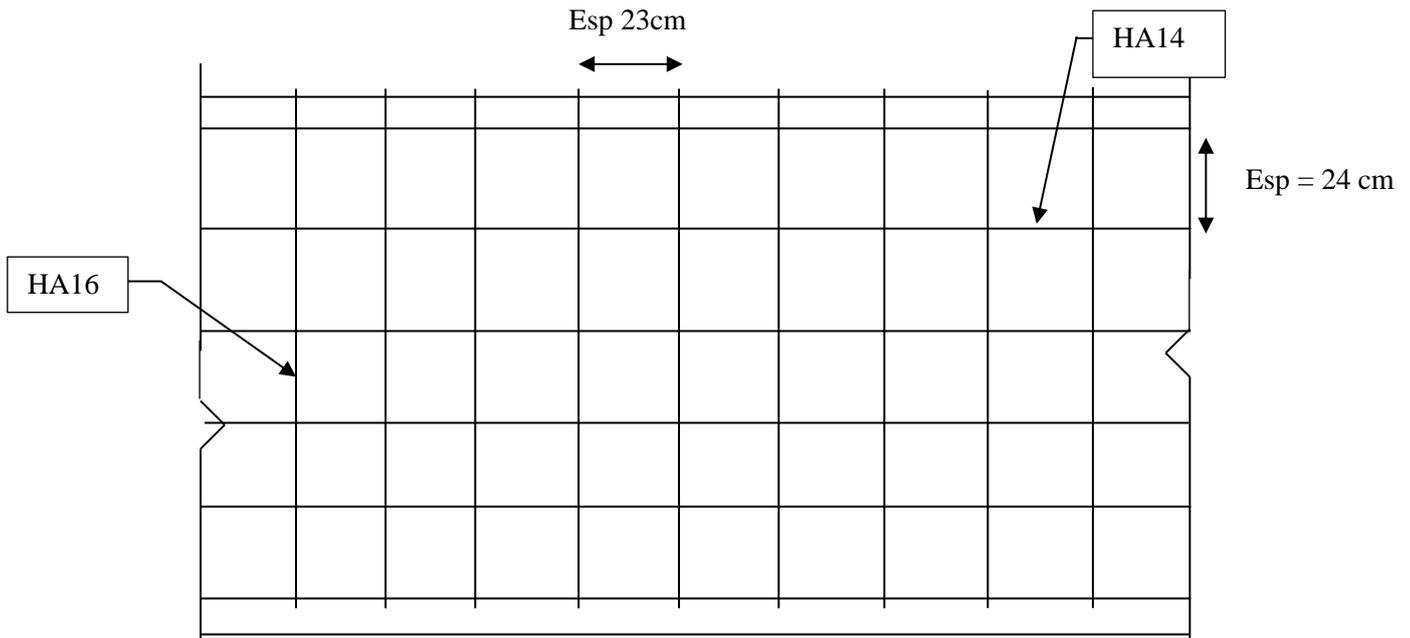


Tableau.X.11.Ferrailage du voile périphérique sous-sol 1 $H_1=3,40$ m

X.3. Etude des fondations

X.3.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle :
- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteau
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

X.3.2. Choix du type de fondations :

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol σ_{sol} .

D'après la conclusion émise lors de l'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, nous avons une contrainte admissible égale à 2.5 bars.

- La classification du sol
- Les efforts transmis à la base.

Remarque : les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 15 à 20 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

X.3.3. Choix du type de fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. Etant donné que plus de 70% de la masse de notre ouvrage est concentrée sur une petite partie de sa surface, nous allons faire l'étude des fondations par rapport à cette partie de l'ouvrage et uniformiser les fondations sur l'ensemble de l'ouvrage pour des raisons de sécurité. On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{ser} = 107346,35 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} = 250 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$S_{nec} = \frac{107346.35}{250} = 429.39 \text{ m}^2$$

On a :

$$\frac{S_{nec}}{S_{tot}} = \frac{429.39}{805} = 53\% > 50\%$$

Puisque Le rapport est > a 50% et $S_{nec} < S_{tot}$, On optera donc pour un radier général nervuré sans débord.

X.3.4. Radier Nervuré :

X.3.4.A. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

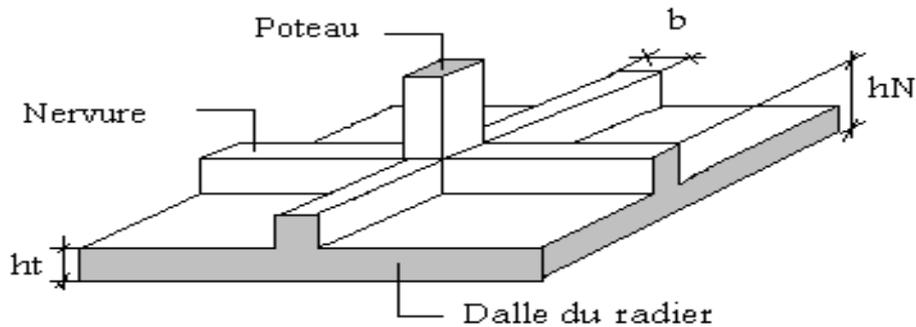


Tableau.X.12.Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

X.3.4.B. Pré dimensionnement du radier :

B.1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 750cm \rightarrow h_1 = 37.5cm$$

On prend : $h=50cm$

X.3.4.C. Prédimensionnement de la nervure :

C.1. La largeur des nervures :

C.1.1. Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{750}{10} = 75cm$$

Donc

b = 75 cm dans les deux sens (x-x et y-y)

C.1.2. Largeur des poteaux :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x: a = 80cm \rightarrow b = 90cm \\ \text{sens } y - y: a = 70cm \rightarrow b = 80cm \end{cases}$$

C.2. La hauteur de nervure :

C.2.1. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{n1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 7.50$ m

$$50 \leq h_{n1} \leq 75cm$$

On prend :

$h_{N1} = 70$ cm

C.2.2. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec

N_u = Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 6493,61$ kN)

U_c = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 2 [(a + b) + 2h]$)

a, b = Dimensions du poteau du sous-sol (80X70).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$h_{N2} \geq 54,97$ cm

C.2.3. Condition de rigidité :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par

l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne E=20000MPa).

b: Largeur de la semelle (b=(7.50+7.50)/2=7.50m).

K: Coefficient de raideur du sol (0,5kg/cm³≤K≤12kg/cm³).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5[kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³] → pour un très bon sol.

On aura:

- Nous avons un sol de densité moyenne → K=4 [kg/cm³]

Tableau.X.13. Choix la hauteur de nervure.

H _{nervure}	I _{nervure} (m ⁴)	Le (m)	π/2 Le (m)	vérification	Observation
0,5	0,078	2,14	3,35	<7,50	Non vérifié
0,75	0,264	2,90	4,55	<7,51	Non vérifié
1,5	2,109	4,87	7,65	>7,50	vérifié

On prendra **hN3=1.5m**

C.2.4. Condition de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1ml$

N_u=N_{u1} (superstructure)

On a :

N_u = 177865,39kN (etabs)

S = 805m²

L max = 7.5 m

b=0,95m

$$\tau_u = \frac{qL}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot 0,9h} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L}{2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot (0,9 \tau)} = 38.76 \text{ cm}$$

C.2.5.Conclusion :

$$h_n \geq \max(h_{n1}, h_{n2}, h_{n3}, h_{n4}) = 1.5m$$

X.3.4.D. Résumé du prédimensionnement :

Epaisseur de la dalle du radier h = 50 cm

Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_n = 1.5m \\ b = 0.90m \text{ sens } x - x, b = 0.80m \text{ sens } y - y \end{cases}$

X.3.5. Calcul des contraintes :

La contrainte relayée au sol:

$$\begin{cases} N_{ser} = 117408,85 \text{ kN} \\ N_{etu} = 187927,89 \text{ kN} \end{cases}$$

X.3.5.A. Sollicitation du premier genre :

À l'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{117408,85}{805} = 145.84 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

La sollicitation du premier genre est vérifiée.

X.3.5.B. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

M est le moment de renversement.

On vérifie que

σ_1 Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

ELU :

Tableau.X.14. Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	(kN/m^2)
Sens x-x	492,38	-25,48	362,91
Sens y-y	250,78	216,11	242,11
Vérification	375	> 0	332,5

ELS:

Tableau.X.15. Contrainte sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	(kN/m^2)
Sens x-x	404,78	-113,08	275,31
Sens y-y	163,18	128,51	154,51
Vérification	375	>0	332,5

On remarque que aucun des deux cas ne vérifie les conditions nécessaires, de ce fait on augmente la surface du radier et ce en rajoutant un débord.

Nouvelles dimensions :

débord de 1.5m de chaque côté : $\begin{cases} x = 49m \\ y = 20.5m \end{cases}$

$S_{rad}=1004.5m$

ELU :

Tableau.X.16. Contraintes sous le radier à l'ELU après ajout du débord

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	(kN/m ²)
Sens x-x	340,69	18,53	260,15
Sens y-y	193,96	165,27	186,78
Vérification	375	>0	332,5

ELS :

Tableau.X.17. Contraintes sous le radier à l'ELS après ajout du débord

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	(kN/m ²)
Sens x-x	218,89	-41,72	153,74
Sens y-y	133,71	105,02	126,54
Vérification	375	>0	332,5

Conclusion :

- ELU : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.
- ELS : La contrainte σ_1 est vérifiée donc pas de risque de soulèvement, mais $\sigma_2 < 0$ nous avons $e < l/4$ donc : Il y a un Léger soulèvement qui est compensé par le poids des remblais sur le radier.

X.3.5.C. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- ELU:→ $\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 260.15 \text{ kN/m}^2$
- ELS:→ $\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 153.74 \text{ kN/m}^2$

X.3.5.D. 5. Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon le « **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** » on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$$

N : charge verticale permanente.

$$N=N_1+N_2$$

Avec

$$N_1= 107346,35\text{kN}$$

N₂: Poids propre du radier.

$$N_2=\rho_b.S.h=30 \times 1004.5 \times 0.5=12556,25\text{kN}$$

Donc:

$$N=119902,6 \text{ KN.}$$

Mr: Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R=\sum M_0+V_0h$$

M₀: Moment à la base de la structure:

- M_{0x}=171011,10 kN.m
- M_{0y}=220950,55 kN.m

V₀: L'effort tranchant à la base de la structure:

- V_{0x}=7610,77kN
- V_{0y}=7719.85 kN

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure: h=7.92m.

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau.X.18. Résultats de calcul de la stabilité du radier

N(kN)	M _{rx} (kN.m)	M _{ry} (kN.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
119902,60	231288,40	281227,85	1,93	2,35	12,25	5,13	Vérifiée

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4; donc notre structure est stable dans les deux sens.

X.3.6. Ferrailage du radier :

X.3.6.A. Ferrailage de la dalle du radier :

A.1. Détermination des efforts :

- Si $0.4\pi \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0$, La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

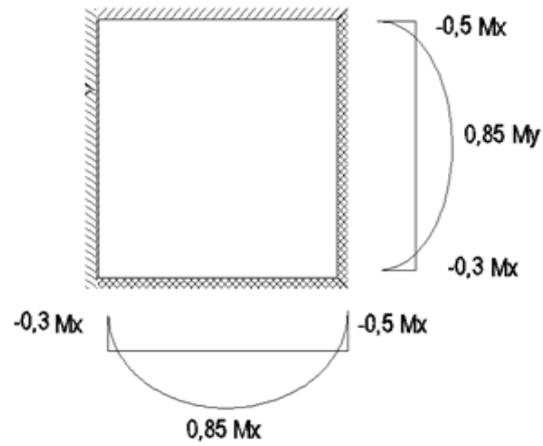
La dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$ sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y M_x$ sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

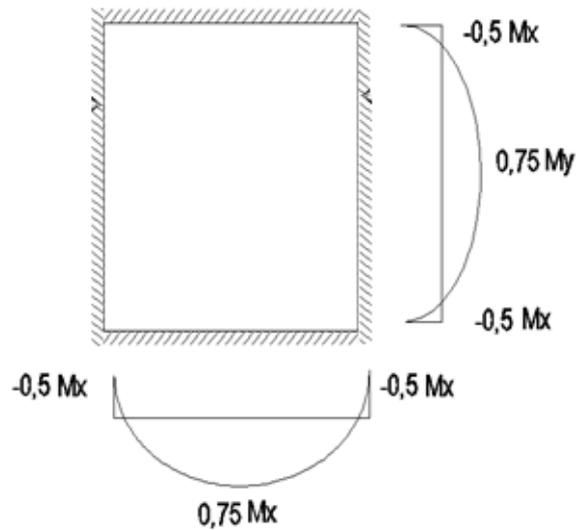
➤ **Panneau de rive:**

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui).



➤ **Panneau intermédiaire:**

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$



- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

✚ Valeur de la pression sous radier

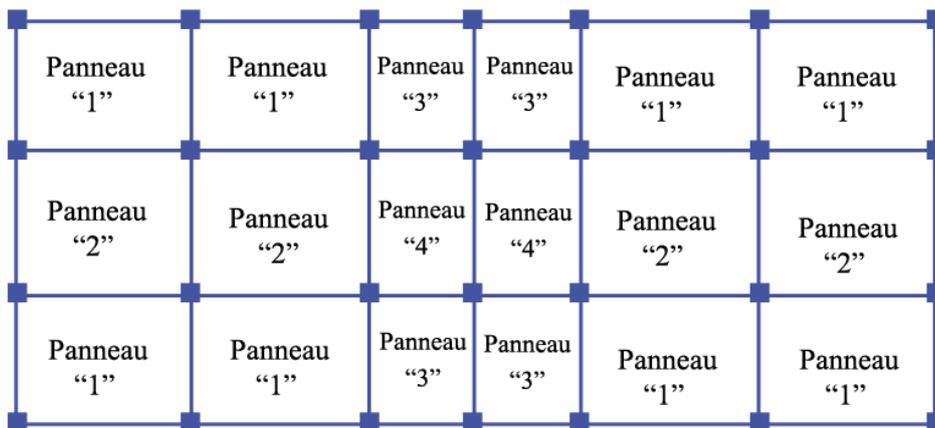
ELU :

$$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 260.15kN/m$$

ELS:

$$q_u = \sigma_u \cdot 1m = 153.74kN/m$$

Tableau.X.19.Schéma montrant les différents panneaux de différentes dimensions dans notre radier



A.2.Calcul des coefficients Lx/Ly :

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau.X.20.Tableau des coefficient lx/ly

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y
P ₁	7,5	5,5	0,73
P ₂	7,5	6,2	0,83
P ₃	4,5	5,5	0,83
P ₄	4,5	6,2	0,73

On remarque que P₁ = P₄ et P₂=P₃, le calcul se fera donc que sur les deux panneau P₁ et P₂ ainsi que sur un P₁ et P₂ intermédiaire.

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$) :

On a le rapport des panneaux $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.X.21.Calcul des moments à l'ELU.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P ₁	5,5	7,5	0,73	0,0652	0,4713	260,1	513,00	436,05	241,77	205,51	153,90
P ₂	6,2	7,5	0,83	0,0533	0,6412	260,1	532,91	452,97	341,70	290,44	159,87
P1 int	5,5	7,5	0,73	0,0652	0,4713	260,1	513,00	384,75	241,77	181,33	256,50
P2 int	6,2	7,5	0,83	0,0533	0,6412	260,1	532,91	399,68	341,70	256,27	266,45

a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$) :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.X.22.Calcul des moments à l'ELS.

Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P ₁ rive	5,5	7,5	1,36	0,0714	0,6132	153,74	332,06	282,25	203,62	173,07	99,62
P ₂ rive	6,2	7,5	1,21	0,0602	0,7453	153,74	355,77	302,40	265,15	225,38	106,73
P ₁ int	5,5	7,5	1,36	0,0652	0,4713	153,74	303,22	227,42	142,91	107,18	151,61
P ₂ int	6,2	7,5	1,21	0,0533	0,6412	153,74	314,99	236,24	201,97	151,48	157,50

A.3.Calcul du ferrailage :

A partir des moments trouvés, on peut maintenant ferrailer nos panneaux suivant l'organigramme de ferrailage de section rectangulaire soumises à la flexion simple, Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=50\text{cm}$

$d=0,9h=45\text{cm}$

Tableau.X.23.Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	M _u (kN.m)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	452,97	0,132	0,18	41,81	24,90	8T20	25,13	12
	y-y	290,44	0,084	0,11	43,01	15,52	8T16	16,08	12
Appui	x-x	266,45	0,077	0,10	43,19	14,18	8T16	16,08	12
	y-y								

Espacement:

$$ESP \leq \min(3h; 33cm) \rightarrow S_t \leq 33cm$$

Et donc l'espacement est vérifié.

A.4.Vérifications nécessaires :

A.4.1.Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0.23 * b * d * \frac{ft_{28}}{fe} = 5.4cm^2 \leq 16.08 cm^2 \text{ ce qui est vérifié.}$$

A.4.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.X.24.Vérification des contraintes.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	302,4	25,13	10,1	18	300,9	250	Non vérifiée
	y-y	225,38	16,08	8,82		343,3		Non vérifiée
Appuis	x-x	157,5	16,08	6,16		239,9		250
	y-y							

L'ELS étant non vérifiée, on augmente la section d'acier.

Tableau.X.25.Vérification des contraintes. Apres augmentation des sections

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	302,4	31,42	9,32	18	243,5	250	vérifiée
	y-y	225,38	25,13	7,5		224,3		250
Appuis	x-x	157,5	16,08	6,16		239,9	250	vérifiée
	y-y							vérifiée

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées chaises, On prévoit donc : 4 chaises de T12 / m².

Conclusion :

Le ferrailage du radier sera :

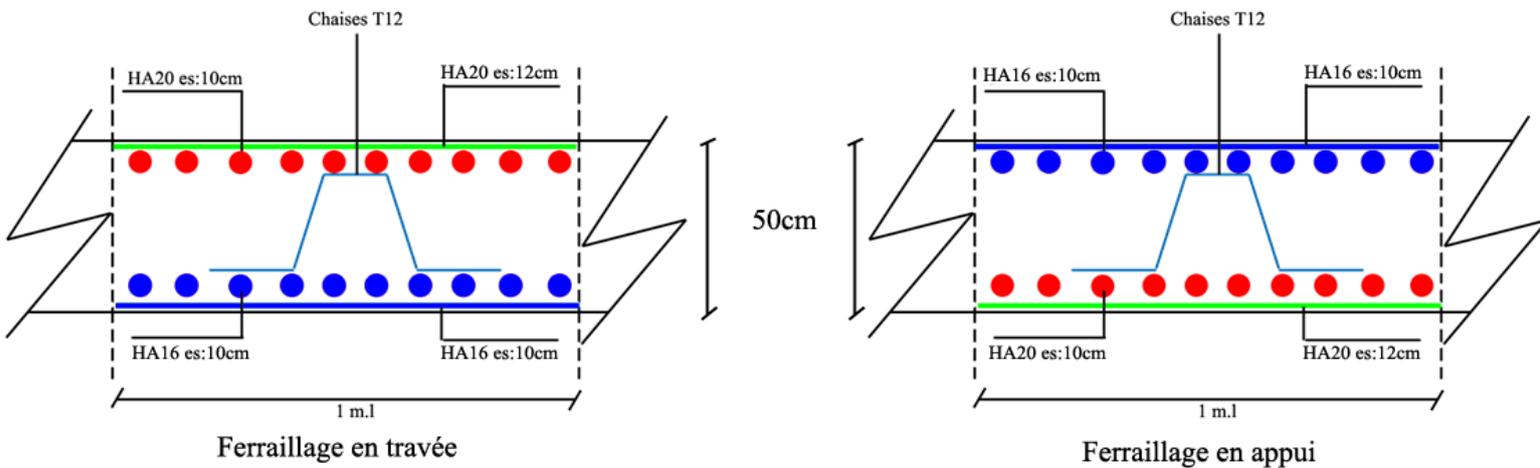
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x \text{ travée: } 10T20 \text{ (} 31.42 \text{ cm}^2 \text{)} S_t = 10\text{cm} \\ \text{Sens } y - y \text{ travée: } 8T20 \text{ (} 25.13\text{cm}^2 \text{)} S_t = 12\text{cm} \\ \text{Appuis: } 10 T16 \text{ (} 16.08 \text{ cm}^2 \text{)} S_t = 10\text{cm} \end{array} \right.$$


Figure.X.2. Ferrailage du radier général selon le sens principal

X.3.7. Ferrailage des nervures :

X.3.7.A. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}.$$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0,50M_0$

X.3.7.B. Calcul des armatures :

En notant que $L=7.5$ ainsi que $P_u = 260.1 \text{ kn}$

Tableau.X.26.Ferrailage des nervures

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	μ	α	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	S_t
Travée	x-x	1554,50	0,056	0,07	131,13	27,25	9T20	28,27	9
	y-y	1554,50	0,063	0,08	130,62	27,36	9T20	28,27	8.5
Appui	x-x	914,41	0,033	0,04	132,75	15,84	9T16	18.10	9
	y-y	914,41	0,037	0,05	132,46	15,87	9T16	18.10	8.5

X.3.7.C. Vérifications nécessaires :

C.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0.23 * b * d * \frac{ft_{28}}{fe} = 5.4 \text{ cm}^2 \leq 16.08 \text{ cm}^2 \text{ ce qui est vérifié.}$$

C.2. Vérification des contraintes à l'ELS:

Tableau.X.27.Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	918,84	28,27	4,52	18	231,6	250	vérifie
	y-y	918,84	28,27	4,67		232,1		vérifie
Appuis	x-x	540,49	16,08	3,37		235,8		vérifie
	y-y	540,49	16,08	3,46		236,1		vérifie

C.3.Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}(0.1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}.$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{260.1 \cdot 7.5}{2} = 975.38\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{975.38 \cdot 10^3}{900 \cdot 1500} = 0.7225 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa vérifié}$$

X.3.7.D. Ferrailage transversale

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 24\text{cm en zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 75\text{cm en zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

Fe=500MPa ; $\tau_u=0,7225 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=90\text{cm}$; $d=135\text{cm}$

On trouve :

$S_i=15\text{cm}$Zone nodale.

$S_i=30\text{cm}$Zone courante.

$A_i \geq 4,05 \text{ cm}^2$

On prend : 6HA10=4,72 cm²

X.3.7.E. Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau :

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} * (1,5\text{m} \times 2) = 9\text{cm}^2$$

(Fissuration préjudiciable)

Donc on prend **6HA14 = 9.24 cm²**

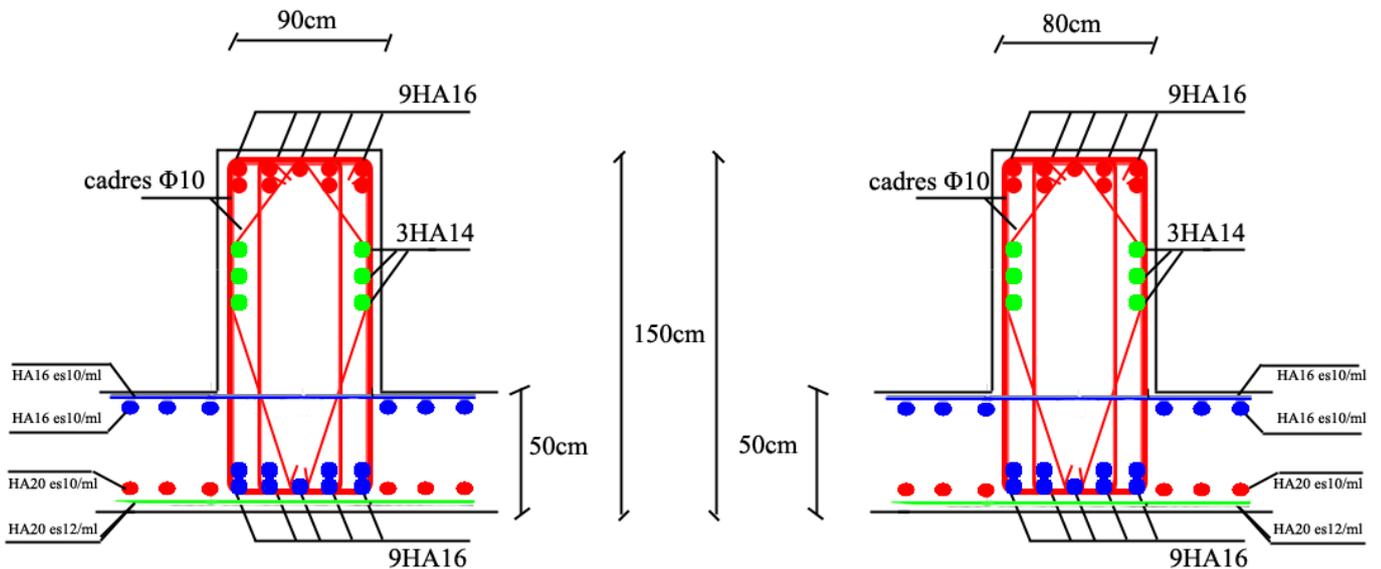


Figure.X.3. Schémas de ferrailage des nervures respectivement selon le sens x-x et le sens y-y

X.3.8. Ferrailage du Débord

Le débord est assimilé à une consoles de portée $1,5m$ et seront réalisés en dalle pleine et calculée comme des poutres de largeur d'1m de bande et de hauteur de 50cm

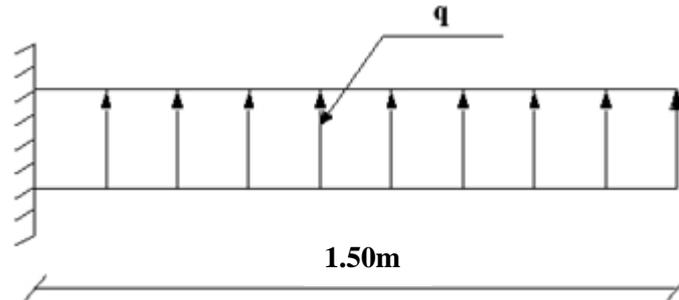


Figure.X.4. Schéma statique des débords.

X.3.8.B. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera à l'aide du logiciel SOCOTEC «

- $q_u=260.15/ml$
- $b=100cm$
- $h=50\text{ cm}$
- $f_{c28}=30MPa$
- $\sigma_{bc}=17\text{ Mpa}$
- $M_u = \frac{q_u * l^2}{2} = 292.67\text{ kNm}$

Tableau.X.28.Ferrailage de débordements

	$M_u(kNm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t\text{ (cm)}$
Débord	292.67	15.64	5T20	15.71	20 cm

X.3.8.C. Condition de non fragilité

$$A_{smin} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.97 < A_s^{adp} = 15.71\text{ cm}^2\text{ vérifiée}$$

X.3.8.D. Armature de répartition

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 3.92 \leq A_r \leq 7.86$$

On prendra 5T12=5,65 cm² , $S_t= 20cm$

X.3.8.E. Vérification des contraintes à l'ELS

$$q_{ser}=153.74 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 172.96 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 17 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

Tableau.X.29.Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier

	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Débord	128,74	6.81	17	267.1	250	Non vérifiée

Les armatures dépassent la limite admissible ; pour contrecarrer ce problème, on augmente la section d'acier :

Tableau.X.30.Augmentation des sections d'aciers et re-vérification de l'ELS

	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Débord	6T20	18.85	16 cm

	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Débord	128,74	6.38	17	-226.3	250	vérifiée

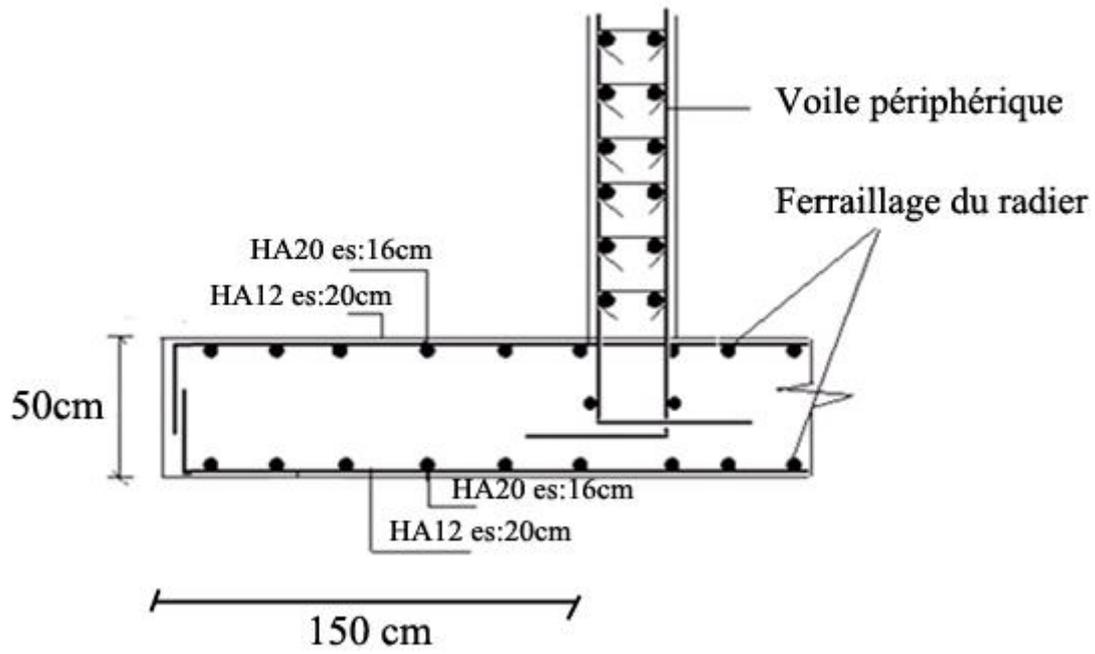


Figure.X.5. Ferrailage du Débord.

Chapitre XI: Conclusion générale :

En conclusion de ce travail, la réalisation de notre projet de fin d'étude aura été une occasion pour nous de pratiquer et d'approfondir l'ensemble des connaissances acquises durant notre cycle de formation, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul selon les règlements du domaine et de manipulé les logiciels de base pour un ingénieur en génie civil (ETABS – SOCOTEC – etc.).

Cette première expérience nous a permis de connaître les principales étapes de l'étude d'une structure en charpente métallique et en béton armée et d'en conclure les différences dans les technicisées structurelles des deux domaines de structures, on a aussi pu avoir une appréciation des impacts qu'ont les choix d'architectures sur les calculs en génie civil du fait que notre projet comprend à la fois des travées courtes et des travées importantes.

Ainsi, ce paragraphe marque la fin de ce projet de fin d'étude qui aura été la résultante de plusieurs années d'études, en espérant que ce modeste travail soit un bon support pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93. (Art B.6.8.4.2.4 CBA93 pg138)
- H.RENAUD et F. LETERTRE, "*Technologie du Bâtiment GROS-ŒUVRE (Ouvrage en B.A) "*".
- VICTORE DAVIDOVICI, «*Formulaire du béton armé : volume 1*».
- DTR B.C 2.2, " *Charges permanentes et charges d'exploitation* ".
- D.T.R. " *Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003*".
- D.T.R. " *BAEL 91 Modifié 99*".
- VICTOR DAVIDOVICI, " *La Construction en Zone Sismique*".
- VICTORE DAVIDOVICI, «*Formulaire du béton armé : volume2*».
- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes

