



**République Algérienne Démocratique et
Populaire**
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et
de la Recherche Scientifique**
**Centre Universitaire El-wancharissi de
Tissemsilt**
Institut des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie



Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme

de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structure**

Présenté par : **AOUDJANI Hanane**

ABROUS Fouzia

Thème

**Etude du comportement des structures en béton armé
vis-à-vis la variation de l'angle d'excitation de l'action
sismique**

Soutenu le, 23/09/2020

Devant le Jury :

BENCEUR Raouf	Président	M.A.A	CU-Tissemsilt
OUAZIR Mansour	Encadreur	M.C.B	CU-Tissemsilt
BOURAADA Fouad	Examineur	M.C.B	CU-Tissemsilt

Année universitaire : 2019-2020

Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tout, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nos remerciements vont aux membres du jury d'avoir honoré notre soutenance et tout l'effort fourni afin de juger ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement Dr Ouazir Mansour pour son encadrement, ses conseils, sa patience, sa gentillesse, sa disponibilité et son aide précieuse.

A tous les ingénieurs du contrôle technique de construction (CTC) surtout Mr Talah, Mr Redjehta et Mr Dahmani.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation MASTER en Génie Civil.

A tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus difficiles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et qui m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

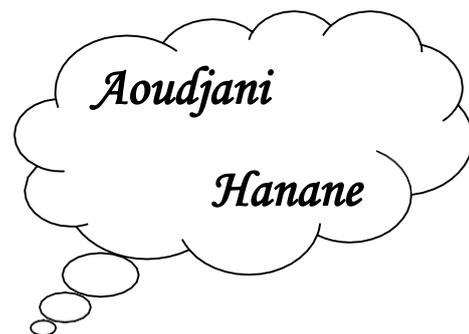
À mes frère Farouk Abdelmalek et Youcef.

À ma tante Omelkheir et toute la famille Aoudjani .

À celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère amie et Binôme Fouzia .

À mes meilleurs amis et toute la promotion de Génie Civil 2020.

Merci à tous.



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À l'âme des mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie et même après sa mort, à mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents et que dieu ait pitié de vous.

À mon cher frère Abdelkader ,sa femme et ces enfants

Mon frère Ahmed et ma sœur Amira

À ma sœur Fatiha ,son mari et ces enfants

Mes tantes fatima et yamina et leurs enfants

À tout la famille Abrous

À mes meilleurs amis en particuliers Noura ,Malika

,Souad ,Linda, et à tous ceux qui me sont chère

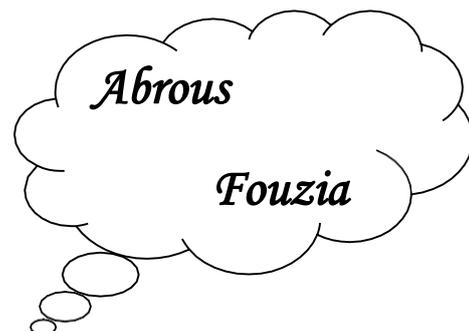
sans exception.

À celle qui a partagé ce travail avec moi ma chère

amie et Binôme Hanane

Merci à tous.

À tout la promotion de Génie Civil 2020.



Résumé

Dans ce projet, l'influence de la direction du séisme sur la réponse sismique dans les bâtiments sera examinée. Deux bâtiments (R+8), un par contreventement parallèle au axes principaux et l'autre avec contreventement non parallèle au axes principaux, sont investi pour l'analyse d'angle d'excitation critique. Les deux bâtiments ont les même nombres d'étage et la même accélération de spectre de réponse calculé à l'aide de suivant le règlement RPA99 suivant des directions avec un angle variant de 0 à 360° avec un pas de 10° et 15° par rapport à l'axe horizontal principal des x. L'analyse modale spectrale des deux bâtiments est faite à l'aide du logiciel ETABS V9.7.4. Il est observé dans cette étude que le comportement de la structure examinée varie en fonction de l'angle d'excitation du séisme appliquée. Les résultats démontrent que l'angle d'excitation de séisme appliqué a une influence non négligeable sur la réponse sismique sur les deux blocs.

Mot clés : l'influence de la direction du séisme . angle d'excitation critique . réponse sismique . contreventement . spectre de réponse .

Abstract

In the present study, we examine the impact of earthquake direction on the seismic response of buildings. Two buildings (R + 8). the first is parallel bracing to the main axes while the other is nonparallel bracing to the main axes are used to analyze critical excitation angle.

Both buildings have the same floor numbers and the same response spectral acceleration which is calculated using the regulations RPA99 following directions with an angle varied from 0 to 360 ° with a step of 10 ° and 15 ° with respect to the main horizontal axis x. The spectral modal analysis of the two buildings is done using ETABS. V9.7.4 software. It is also observed that the behavior of the examined structure varies according to the angle of excitation of the applied earthquake. Results show that the applied earthquake excitation angle has a significant influence on the seismic response on the two blocks.

Key word: earthquake direction on the seismic, angle of excitation of the applied earthquake, bracing, response spectral, influence on the seismic response.

ملخص:

في هذا الموضوع تم معاينة تأثير اتجاه الزلزال على الاستجابة الزلزالية في المباني بنايتين تحتوي على (طابق ارضي + 8) احدهما مقاوما للزلازل موازيا للمحاور الرئيسية والأخر مقاوما في الاتجاه العمودي على المحاور الرئيسية. تم استغلالهما لتحليل زاوية الإثارة الحرجة. تحتوي البنائيتين على نفس الطوابق ونفس التسارع لمنحنى الاستجابة الزلزالية المحسوب باستخدام الوثيقة التقنية التالية **RPA99** بإتباع الاتجاهات بزواوية تتراوح من 0 إلى 360 درجة بخطوة 10 درجات إلى 15 درجة بالنسبة لمحور اكس الأفقي الرئيسي تم إجراء التحليل الطيفي للبنائيتين باستخدام برنامج **ETABS V9.7.4**. لاحظنا في هذه الدراسة أن سلوك الهيكل المدروس يختلف باختلاف زاوية الإثارة الزلزالي المطبق وأظهرت لنا النتائج أن زاوية الإثارة المطبقة لها تأثير كبير على الاستجابة الزلزالية على البنائيتين.

الكلمات المفتاحية: تأثير اتجاه الزلازل, زاوية التأثير الحرجة, الاستجابة الزلزالية, نظام مقاومة, منحنى الاستجابة.

Table des matières

Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale.....	2
Partie I :conception :	
Chapitre I : Présentation de l’ouvrage et hypothèses de calcul	
I.1. Introduction.....	3
I.2.Présentation de l’ouvrage	3
I.2.1.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans).....	3
I.2.1.1.Dimensions en élévation	3
I.2.1.2.Dimensions en plan	4
I.2.2.Ossature et système constructif adopté.....	8
I.2.2.1.Ossature	8
I.2.2.2. Les plancher	8
I.2.2.3.Terrasse	9
I.2.2.4.Maçonnerie	9
I.2.2.5.Balcon.....	9
I.2.2.6.Acrotère	9
I.2.2.7.Poutres	10
I.2.2.8.Poteaux.....	10
I.2.2.9.Revêtement	10
I.2.3.Caractéristiques géotechniques du sol	10
I.2.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux	10
I.2.4.1.Le béton	10
I.2.4.2.Aciers de construction	15
I.3.Hypothèses de calcul.....	17
I.3.1.États limite ultime de résistance	17
I.3.1.1.Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R	17
I.3.2.États limite de service	18
I.3.2.1.Hypothèses de calcul à E.L.S	18
I.3.2.2.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	18
I.4.Conclusion	19
<i>CHAPITRE II : pré-dimensionnement des éléments principaux</i>	
II.1.Introduction	21
II.2.Pré-dimensionnement des planchers	21
II.2.1.Plancher à corps creux.....	21

II.2.1.1. Condition de rigidité	22
II.2.2. Dalle pleine.....	23
II.2.2.1. Condition de sécurité contre l'incendie	23
II.2.2.2. Condition d'isolation acoustique	23
II.2.2.3. Condition de résistance à la flexion	23
II.2.2.4. Condition de flèche	24
II.3. Pré-dimensionnement des poutres.....	24
II.3.1. Poutres principales... ..	25
II.3.1.1. Pré-dimensionnement des poutres principales.....	25
II.3.2. Poutres secondaires	26
II.3.2.1. Pré-dimensionnement des poutres secondaires	26
II.4. Descente de charge	27
II.4.1. Charges permanentes.....	27
II.4.1.1. Plancher terrasse inaccessible	27
II.4.1.2. Plancher étage courant	28
II.4.1.3. Plancher (dalle pleine)	29
II.4.1.4. Mur extérieur (double cloison)	29
II.4.1.5. Mur intérieur	30
II.4.2. Charges d'exploitations	31
II.4.2.1. Loi de dégression des charges d'exploitations	31
II.5. Pré-dimensionnement des poteaux	32
II.6. Pré-dimensionnement des voiles	51
II.7. Conclusion	53

CHAPITRE III : Calcul et ferrailage des balcons

III.1. Introduction	55
III.2. Balcon	55
III.2.1. Introduction	55
III.2.2. Exemple de calcul	56
III.2.2.1. Descente de charge.....	56
III.2.3.2. Contrainte de cisaillement(1 ^{er} bloc)	59
III.2.3.3. Contrainte de cisaillement(2 ^{eme} bloc)	64

CHAPITRE IV: Etude sismique

IV.1. Introduction.....	68
IV.1.1. Causes du séisme	68
IV.1.2. Effets du séisme sur les structures.....	68
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	68
IV.3. Méthodes de calcul.....	69
IV.3.1. Analyse statique équivalente	69
IV.3.2. Analyse modale spectrale	69
IV.3.3. Choix de la méthode	69
IV.4. Modélisation	69
IV.4.1. Modélisation des structures	70
IV.4.2. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4	70
IV.4.3. Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre.....	71
IV.5. Évaluation des efforts sismiques.....	72
IV.6. Calcul de la force sismique totale	73
IV.6.1. Coefficient d'accélération de zone «A »	73
IV.6.2. Facteur d'amplification dynamique moyenne« D».....	73
IV.6.3. Pourcentage d'amortissement critique« ξ »	73

IV.6.4.Le facteur de correction d'amortissement « η »	73
IV.6.5.La valeur de la période fondamentale« T».....	74
IV.6.6.Coefficient de comportement de la structure« R»	76
IV.6.7.Le facteur de qualité de la structure est fonction de «Q »	76
IV.6.8.La masse de la structure «W».....	76
IV.6.9.Coefficient de pondération« β »	76
IV.6.10.Vérification au renversement	77
IV.7.Disposition des voiles	78
IV.8.Vérifications	80
IV.8.1.Calcul de l'effort tranchant	80
IV.8.2.Vérification des déplacements	82
IV.8.3.Vérification de l'effet P- Δ	83
IV.9.1.La valeur de la période fondamentale« T»	84
IV.9.2.Coefficient de comportement de la structure« R	85
IV.9.3.Le facteur de qualité de la structure est fonction de «Q »	85
IV.9.4.La masse de la structure «W»	86
IV.9.5.Coefficient de pondération« β »	86
IV.9.6.Vérification au renversement	87
IV.10.Disposition des voiles	87
IV.11.Vérifications	90
IV.11.1.Calcul de l'effort tranchant	90
IV.11.1.2Vérification des déplacements	91
IV.11.1.3Vérification de l'effet P- Δ	92
IV.12.Conclusion	95

CHAPITRE V: Étude des voiles

V.1.Introduction	97
V.2.Le système de contreventement.....	97
V.2.1. Conception	97
V.3. Calcul du système de contreventement	97
V.3.1.Principe de calcul des voiles	97
V.3.2.La méthode de calcul des voiles.....	98
V.4.Les recommandations du R.P.A99(version 2003.....	99
V.4.1. Armatures verticales	99
V.4.2. Armatures horizontales	99
V.4.3.Armatures transversales.....	99
V.4.4.Armaturesde couture	99
V.5.Calcul ferrailage des voiles	100
V.5.1.Exemple de calcul	100
V.5.1.1.Détermination des contraintes	100
V.5.1.2.Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)	101
V.5.1.3.Longueur de la zone tendue	101
V.5.1.4.Calcul de la contrainte σ_3	101
V.5.1.5.Détermination des armatures verticales.....	102
V.5.1.6.Calcul des armatures horizontales.....	103
V.5.1.7.Calcul des armatures transversales	103
V.5.1.8.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	103
V.6.1.1.Détermination des contraintes	105
V.6.1.2.Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)	105
V.6.1.3.Longueur de la zone tendue.....	105

V.6.1.4.Calcul de la contrainte σ_3	106
V.6.1.5.Détermination des armatures verticales.....	106
V.6.1.6.Calcul des armatures horizontales.....	107
V.6.1.7.Calcul des armatures transversales	107
V.6.1.8.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	107
V.7.Calcul ferrailage des voiles	110
V.7.1.Exemple de calcul	110
V.7.1.1.Détermination des contraintes	110
V.7.1.2.Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)	111
V.7.1.3.Calcul des armatures horizontales	112
V.7.1.4.Calcul des armatures transversales	112
V.7.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	112
V.7.1.6.Détermination des contraintes	113
V.7.1.7.Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)	114
V.7.1.8.Calcul des armatures horizontales	115
V.7.1.9.Calcul des armatures transversales	115
V.7.1.10.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	115
V.8. Conclusion	117

CHAPITRE VI : Étude des portiques

VI.1. Introduction.....	119
VI.2.Étude des charges verticales et horizontales	119
VI.3.Les combinaisons de calcul	119
VI.3.1.Poutres	119
VI.3.2.Poteaux	119
VI.4.Ferrailage des poutres	120
VI.4.1.Méthode de calcul ..	120
VI.4.2.Les armatures minimales	120
VI.4.3.Poutre principale (30x40) cm ²	120
VI.4.3.1.Exemple de calcul	121
VI.4.4.Poutre secondaire (30x35) cm ²	123
VI.4.4.1.Armatures minimales	123
VI.4.5.Calcul les armatures transversales.....	123
VI.4.5.1.Diamètre des armatures transversales	123
VI.4.5.2.Calcul de L'espaceement	124
VI.4.6.Ancrage des armatures tendues	124
VI.4.7.Calcul des crochets	125
VI.4.8.La longueur de recouvrement	125
VI.4.9.Les vérifications	125
VI.4.9.1.Vérifications des contraintes(E.L.S)	125
VI.4.9.2.Vérification de l'effort tranchant	127
VI.4.9.3.Vérification de la flèche	127
VI.5.1.Les armatures minimales	130
VI.5.2.Poutre principale (30x40) cm ²	130
VI.5.3.1.Exemple de calcul	130
VI.5.4.Poutre secondaire (30x35) cm ²	132

VI.5.4.1.Armatures minimales	132
VI.5.5.Calcul les armatures transversales	133
VI.5.5.1.Diamètre des armatures transversales	133
VI.5.5.2.Calcul de L'espace	133
VI.5.6.Ancrage des armatures tendues	133
VI.5.7.Calcul des crochets	134
VI.5.8.La longueur de recouvrement	134
VI.5.9.Les vérifications	134
VI.5.9.1.Vérifications des contraintes (E.L.S)	134
VI.5.9.2.Vérification de l'effort tranchant	136
VI.5.9.3.Vérification de la flèche	136
VI.6.Ferraillage des poteaux	139
VI.6.1.Méthode de calcul	139
VI.6.2.Ferraillage exigé par R.P.A 99/version 2003	139
VI.6.3.Sollicitations de calcul	140
VI.6.4.Exemple de calcul	141
VI.6.4.1.Calcul les armatures longitudinale.....	141
VI.6.4.2.Calcul des armatures transversales.....	147
VI.7.Les vérifications	148
VI.7.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	148
VI.7.2.Vérification de la contrainte de cisaillement	150
VI.7.3.Sollicitations de calcul	150
VI.7.4.Exemple de calcul	151
VI.7.4.1.Calcul les armatures longitudinale.....	151
VI.7.4.2.Calcul des armatures transversales	157
VI.8.Les vérifications	158
VI.8.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	158
VI.8.2.Vérification de la contrainte de cisaillement	159
VI.9.Conclusion	161

PARTIE II : Recherche
CHAPITRE I :Etat de l'art

I.1 Introduction.....	164
I.2 Comparaison internationale des codes parasismiques existants	164
I.3 Les avancées de la recherche en la matière	166
I.4 Conclusion.....	172

Chapitre II :modélisation et interprétation des résultats

II.1.Introduction	174
II.2. Bâtiment irrégulière avec un contreventement parallèle aux axes principaux	174
II.3. Déplacement horizontal	176
II.4. Bâtiment irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux	178
II.5.Déplacement horizontal.....	179
II.6. conclusion.....	181
Conclusion générale	183

Liste des figures

Partie conception :

Figure I.1 : Plan d'étage courant de la première bloc	4
Figure I.2 : Plan de RDC de de la première bloc	5
Figure I.3 : Plan d'étage courant de la deuxième bloc	6
Figure I.4 : Plan de RDC de la deuxième bloc	7
Figure I.5: plancher à corps creux.....	8
Figure I.6 : Brique creuse	9
Figure I.7: Diagramme parabole rectangle des contraintes déformations du béton.	13
Figure I.8: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.....	14
Figure I.9: Diagramme contraintes-déformations	16
Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux	22
Figure II.2: Plancher terrasse	27
Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C	28
Figure II.4: Plancher (dalle pleine).....	29
Figure II.5: Détail mur extérieur	29
Figure II.6: Détail d'un mur intérieur	30
Figure II.7: Le poteau le plus sollicité (1 ^{er} bloc)	33
Figure II.8: Le poteau le plus sollicité (2 ^{eme} bloc).....	43
Figure II.9: Coupe de voile en élévation.....	52
Figure III.1: Schéma représente type de balcon.....	55
Figure III.2 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.....	56
Figure III.3 : dalle sur trois appuis (1 ^{er} bloc).....	57
Figure III.4: Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis	61
Figure III.5: dalle sur 3 appuis (2 ^{eme} bloc)	62
Figure III.6: Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis	66
Figure IV.1: Spectre de réponse.....	72
Figure IV.2: poids de chaque étage (1 ^{er} bloc)	77
Figure IV.3: disposition des voiles (1 ^{er} bloc)	78
Figure IV.4: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4 .(1 ^{er} bloc).....	79
Figure IV.5: Modes principaux de la vibration(1 ^{er} bloc)	79
Figure IV.6: Poids de chaque étage (2 ^{eme} bloc)	86
Figure IV.7: Disposition des voiles (2 ^{eme} bloc)	88
Figure IV.8: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. (2 ^{eme} bloc).....	89
Figure IV.9: Modes principaux de la vibration(2 ^{eme} bloc).....	89
Figure V.1 : Schéma de ferrailage du mur voile(1 ^{er} bloc)	109
Figure V.2 : Schéma de ferrailage du mur voile(2 ^{eme} bloc)	116
Figure VI.1 : Répartition des moments dans la zone nodale(1 ^{er} bloc).....	124
Figure VI.2 : Répartition des moments dans la zone nodale(2 ^{eme} bloc)	133
Figure VI.3 : Poteau (50.50)(1 ^{er} bloc)	141
Figure VI.4 : Poteau (50.50)(2 ^{eme} bloc).....	152

Partie recherche :

Figure I.1 : Structure de déférant direction et uniforme architecturent.	164
Figure II.1 : Modèle ETABS V 9.7. 4.(1 ^{er} bloc).	175
Figure II.2 : graphe de déplacement horizontal suivant la direction du séisme(1 ^{er} bloc).	177
Figure II.3 : Modèle ETABS V 9.7. 4(2 ^{eme} bloc).	178
Figure II.4: graphe de déplacement horizontal suivant la direction du séisme (2 ^{eme} bloc)	180

Liste des tableaux

Partie conception :

Tableau II.1: Charges permanentes du Plancher terrasse.....	27
Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.....	28
Tableau II.3: Charge et surcharge du plancher (dalle pleine).....	29
Tableau II.4: Charge et surcharge des murs extérieures.....	30
Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs.....	30
Tableau II.6: Dégression des charges d'exploitations.....	31
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types (1 ^{er} bloc).....	41
Tableau III.1: La descente des charges d'une dalle pleine.....	56
Tableau III.2: Tableau récapitulatif des sections des balcons (1 ^{er} bloc).....	59
Tableau III.3: Tableau récapitulatif des sections des balcons (2 ^{eme} bloc).....	64
Tableau IV.1 :Facteur de qualité(1 ^{er} bloc).....	76
Tableau IV.2 :participation massique cumulée (1 ^{er} bloc).....	81
Tableau IV.3 :Tableau des modes et des périodes (1 ^{er} bloc).....	81
Tableau IV.4 :Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (1 ^{er} bloc).....	82
Tableau IV.5 :Vérification à l'effet p- Δ (1 ^{er} bloc).....	83
Tableau IV.6. Facteur de qualité(2 ^{eme} bloc).....	85
Tableau IV.7 :Participation massique cumulée (2 ^{eme} bloc).....	90
Tableau IV.8 :Tableau des modes et des périodes (2 ^{eme} bloc).....	91
Tableau IV.9 : Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (2 ^{eme} bloc).....	92
Tableau IV.10 :Vérification à l'effet p- Δ (2 ^{eme} bloc).....	93
Tableau V.1 :Tableau de caractéristique et ferrailage des voiles(1 ^{er} bloc).....	104
Tableau V.2 :Tableau de ferrailage des voiles(1 ^{er} bloc).....	104
Tableau V.3 : Tableau de caractéristique et ferrailage des voiles (1 ^{er} bloc).....	108
Tableau V.4 : Tableau de ferrailage des voiles (1 ^{er} bloc).....	108
Tableau V.5 : Tableau de ferrailage des voiles (2 ^{eme} bloc).....	112
Tableau V.6 : Tableau de ferrailage des voiles (2 ^{eme} bloc).....	113
Tableau V.7 : Tableau de caractéristique et ferrailage des voiles (2 ^{eme} bloc).....	115
Tableau V.8 : Tableau de ferrailage des voiles (2 ^{eme} bloc).....	116
Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée(1 ^{er} bloc).....	121
Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis (1 ^{er} bloc).....	122
Tableau VI.3:Ferrailage des différents niveaux (poutres principales)(1 ^{er} bloc).....	122
Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires)(1 ^{er} bloc).....	123
Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales(1 ^{er} bloc).....	128
Tableau VI.6: Ferrailage des poutres secondaire(1 ^{er} bloc).....	129
Tableau VI.7: Exemple de ferrailage des poutres en travée(2 ^{eme} bloc).....	131
Tableau VI.8 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis (2 ^{eme} bloc).....	131
Tableau VI.9:Ferrailage des différents niveaux (poutres principales) (2 ^{eme} bloc).....	132
Tableau VI.10: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires)(2 ^{eme} bloc).....	132
Tableau VI.11:Ferrailage des poutres principales (2 ^{eme} bloc).....	137
Tableau VI.12:Ferrailage des poutres secondaires (2 ^{eme} bloc).....	138

Tableau VI.13: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003(1^{er} bloc).....	140
Tableau VI.14: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre	140
Tableau VI.15: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre	140
Tableau VI.16:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux(1^{er} bloc)	146
Tableau VI.17: Vérification au flambement des poteaux des différents étages(1^{er} bloc)	149
Tableau VI.18: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.....	150
Tableau VI.19: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.....	150
Tableau VI.20: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre	151
Tableau VI.21:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux (2^{ème} bloc)	156
Tableau VI.22: Vérification au flambement des poteaux des différents étages (2^{ème} bloc)	159
Tableau VI.23: Ferrailages des poteaux.....	160
<i>Partie recherche :</i>	
Tableau II.1 :Tableau des déplacements (1^{er} bloc).....	176
Tableau II.2 : Tableau des déplacements (2^{ème} bloc)	179

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

\varnothing : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement.

C : Cohésion.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_u : Effort tranchant de calcul

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant.

λ : Elancement.

e : Epaisseur

F: Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

d : Hauteur utile..

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge

ϵ_{bcl} : Les déformations du béton

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

b_0 :largeur de la pièce

ν : coefficient de poisson

η : coefficient de fissuration.

ϵ_s : Allongement de l'acier

h_t : hauteur totale

h_{cc} : hauteur du corps creux

h_{dc} :hauteur de la dalle de compression

E : module de Young

e : l'épaisseur de la dalle pleine

Q : la charge d'exploitation

Q_0 :la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

i : Rayon de giration

B_r : Section réduite

h_e : Hauteur d'étage

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a : coefficient correcteur

S_t : Espacement des armatures transversales.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

a : Coefficient fonction de l'élancement.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Introduction générale

Introduction générale :

Problématique :

La protection parasismique des bâtiments constitue une prévention efficace contre les effets des tremblements de terre car plus de 90 % des pertes en vies humaines sont dus à l'effondrement d'ouvrages. Les enseignements tirés des tremblements de terre passés montrent que les dommages graves aux constructions sont en grande partie directement imputables à des choix peu judicieux .

Dans la pratique, on appelle " parasismique " un ouvrage conçu et réalisé conformément aux règles parasismiques en vigueur. Cette conformité est généralement interprétée comme une garantie de résistance aux tremblements de terre. Cependant, cette interprétation ne résiste pas à l'examen. Bien qu'un niveau suffisant de résistance aux tremblements de terre et souvent obtenu par l'application des règles parasismiques, des effondrements d'ouvrages ou de parties d'ouvrages lors d'un séisme violent ne sont pas exclus.

Les codes parasismiques visent un résultat global à l'échelle de la zone touchée par un séisme. L'éventualité d'échec est admise . toutefois, la probabilité de pertes en vies humaines doit rester très faible.

Des lacunes des règlements parasismiques ont été décelées et ont révélé en conséquence leur insuffisance, il est clairement admis par la nouvelle génération des codes parasismiques que le dimensionnement des structures doit faire l'objet d'une nouvelle approche basée sur les notions de risque et de vulnérabilité.

La symétrie du plan ou bien régularité selon deux axes ou plus favorise donc le bon comportement des bâtiments exposés à un séisme. Toutefois, la possibilité de torsion ne doit pas être introduite dans l'ouvrage par la dissymétrie de la structure.

Une structure bien conçue doit pouvoir résister aux mouvements sismiques de toutes les directions possibles .bien que les codes parasismiques soient choisis les combinaisons quadratiques ou linéaires pour trouver les réponses maximales recherchées mais il ne donne aucune indication sur la façon dont les directions doivent être déterminées pour les structures complexe . donc plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'effet de la direction horizontale du séisme sur un bâtiment. La question s'est toujours posée par rapport aux directions les plus défavorables du séisme qui entraînent les réponses ou les sollicitations maximales nécessaires pour un dimensionnement conséquent.

Introduction générale

Notre étude consiste à l'étude de la variation de l'angle d'excitation de l'angle sismique sur le comportement et le dimensionnement des structures en béton armé.

1.2) Méthodologie :

Notre projet consiste à faire l'étude de deux bâtiment R+8(bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux et bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux) en béton armé ,et faire varier la direction sismique de 0° à 360° partir de l'axe (x) avec un pas de 10° et 15° .

Et en dernier lieu . on tracer les graphes et on termine notre travail par une interprétation et une comparaison des résultats obtenus .

1.3) organisation du mémoire :

Le travail a été devisé sur deux parties :

Partie N01 : partie de conception ,composé de:

CH N01 : présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul .

CH N02 : pré-dimensionnement des éléments principaux .

CH N03 : ferrailage des balcons .

CH N04 : étude sismique .

CH N05 : étude des portiques .

CH N06 : étude et ferrailage des voiles .

Partie N02 : partie de recherche, composé de:

CH N01 :Etat de l'art .

CH N02 : Modélisation et interprétation des résultats.

PARTIE I :

Conception

CHAPITRE I :

***Présentation de l'ouvrage
et hypothèses de calcul***

I.1. Introduction :

Dans le présent chapitre nous allons définir le projet, les étapes de travail. Le calcul des éléments constituant un ouvrage on se base sur des règlements et des méthodes connues (**B.A.E.L 91 modifiée 99[1], R.P.A 99/version 2003[2]**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton-acier). Donc nous allons consacrer ce chapitre à quelques rappels et descriptions à l'étude de notre projet.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude de deux blocs en béton armé (**R+8**) à usage d'habitation +RDC avec un usage commercial. Cet ouvrage sera implanté à la commune de **Tissemsilt** wilaya de **Tissemsilt**.

Ce bâtiment comportant : **Réz-de chaussée +8étages**.

Le bâtiment est implanté dans une zone classé par les Règles Parasismiques Algériennes **99 /version 2003[2]** comme une zone de moyenne sismicité «**ZONE IIa**», groupe d'usage **1B**. La wilaya est classée dans la «**ZONE II**» selon les règlements **NEIGE ET VENT 2013 (DTR.C 2-47) [3]**.

Notre bâtiment comporte :

- Un **Réz-de chaussée**: à usage de commerces (boutiques).
- Du **1^{ème}** au **8^{ème}** étage : à usage d'habitation.

I.2.1. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans) :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire irrégulière, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

I.2.1.1. Dimensions en élévation :

BLOC N01 : bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux :

- Hauteur totale avec acrotère : 29,4 m à partir de RDC .
- Hauteur totale sans acrotère : 28,8 m à partir de RDC .
- Hauteur du Réz de chaussée est de : 3,20 m .
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,20 m.

BLOC N02 : bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux :

- Hauteur totale avec acrotère : 29,4 m à partir de RDC .
- Hauteur totale sans acrotère : 28,8 m à partir de RDC .
- Hauteur du Réz de chaussée est de : 3,20 m .
- Hauteur de l'étage courant est de : 3,20 m .

I.2.1.2. Dimensions en plan :**BLOC N 01 : bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux**

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 17,70$ m .
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 17,76$ m .

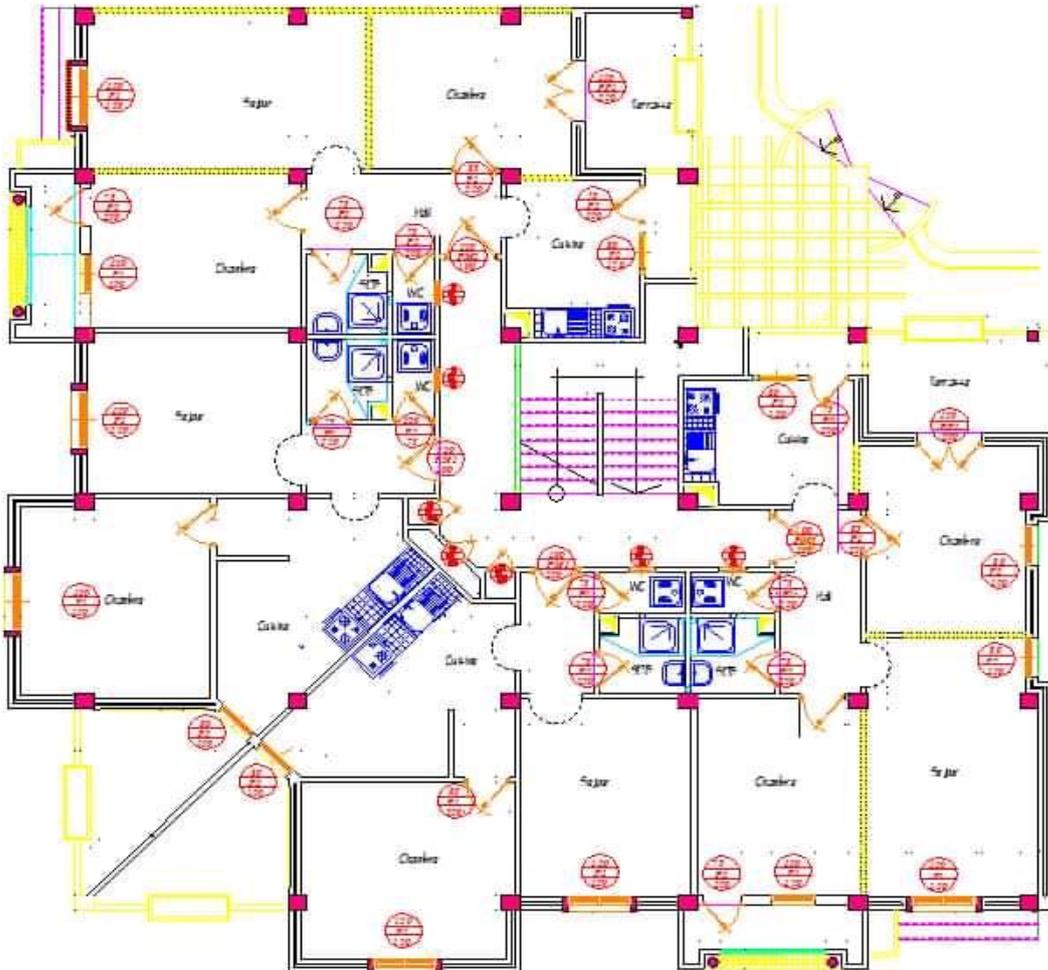
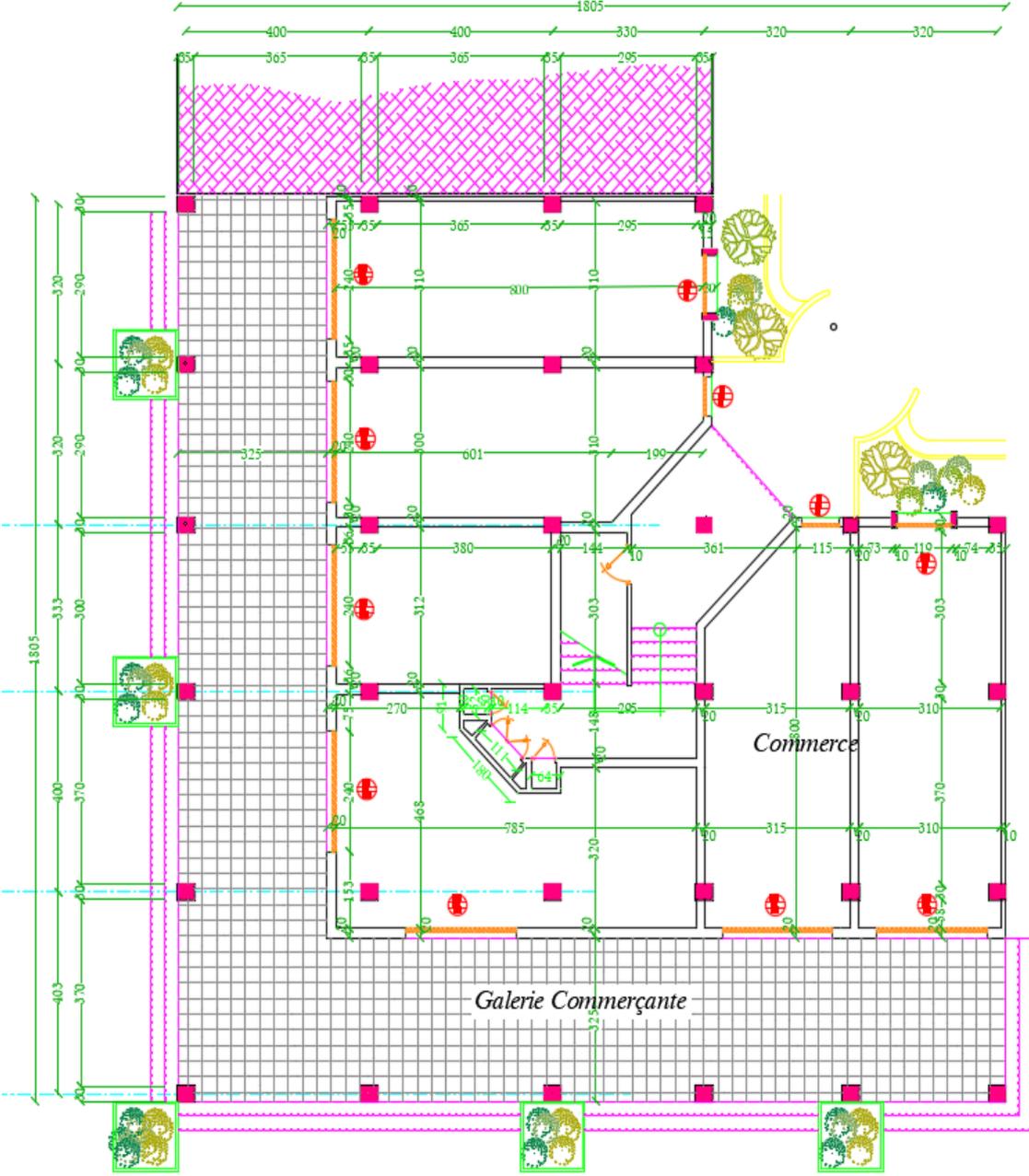


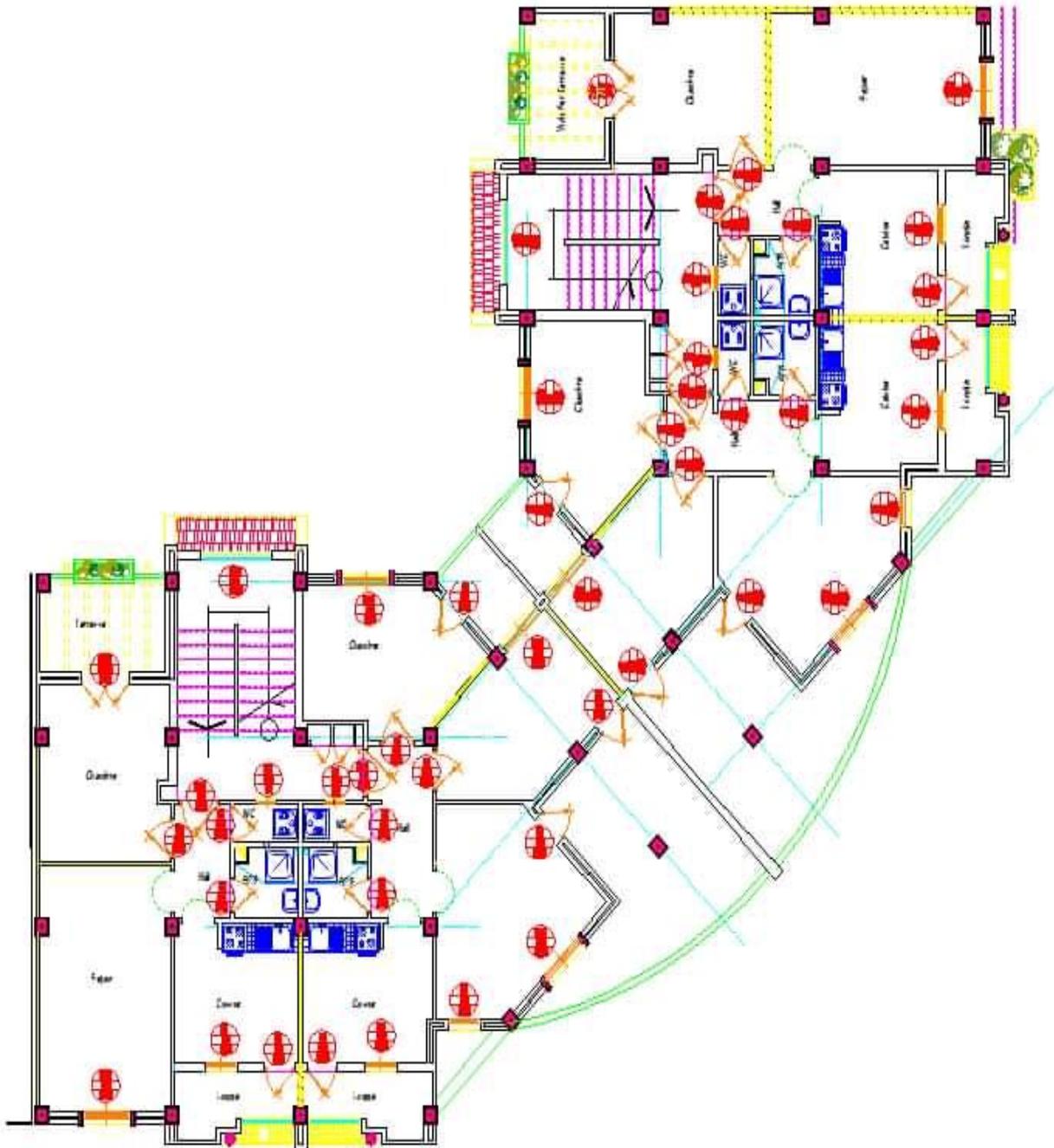
Figure I.1 : plan d'étage courant de la première bloc (bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux).



FigureI.2 :plan de RDC de la premiere bloc(bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux).

BLOC N 02 : bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 23,25$ m .
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 23,25$ m .



FigureI.3 :plan d'étage courant la deuxième bloc(bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux) .

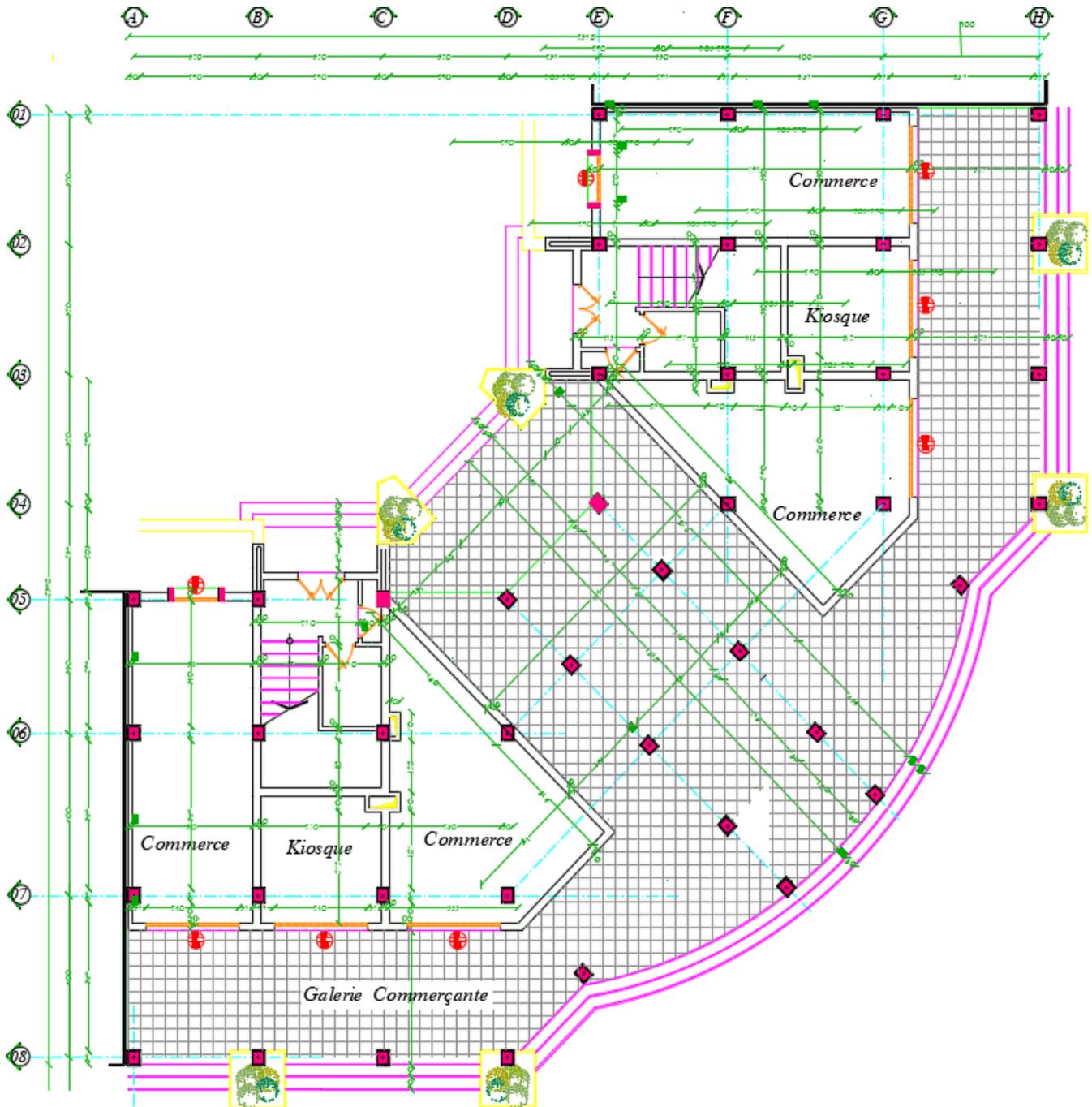


Figure I.4 : plan de RDC de la deuxième bloc (bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux) .

I.2.2.Ossature et système constructif adopté :**I.2.2.1.Ossature :**

C'est une ossature assuré par un système de contreventement mixte (voiles et portiques).

I.2.2.2. Les plancher :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux (16+4) cm .
- Plancher en dalle pleine (ep=15cm).

a)Planchers en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

On utilise ce type de planchers pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation .
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes .
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique .
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure I.5 : plancher à corps creux.

b) Plancher en dalle pleine :

La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.

I.2.2.3.Terrasse :

Il existe deux types de terrasse :

- Terrasse inaccessible.
- Terrasse accessible.

I.2.2.4.Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm . 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs (figure I .2).

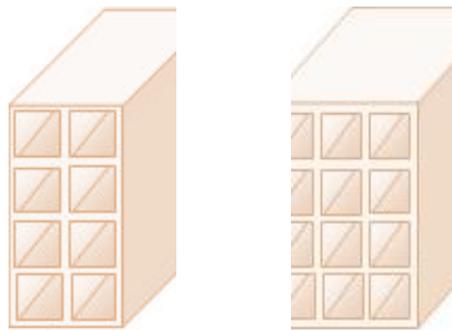


Figure I.6 : Brique creuse

Murs extérieurs : à double cloison

- Brique creuse de 15cm
- L'âme d'air de 5cmd'épaisseur
- Brique creusede10cm

Murs intérieurs.

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

I.2.2.5.Balcon :

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.2.2.6.Acrotère :

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm

I.2.2.7.Poutres :

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses.

I.2.2.8.Poteaux:

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

I.2.2.9.Revêtement:

- En carrelage pour les planchers courants.
- En mortier de ciment pour les murs extérieurs et cage d'escalier.
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.2.3.Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le site est considéré comme meuble S_3 .

I.2.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites (**B.A.E.L 91 modifier 99**) [1], ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A 99/version 2003**) [2].

I.2.4.1.Le béton :

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle.

Ses constituants essentiels sont :

- Un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau .
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette .
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation).

a)Les matériaux composant le béton :**a.1) Ciment :**

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

a.2) Granulats :

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($D_s \leq 5$) mm .
- Graviers de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm .

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/A 42.5 .
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 3/8 et 15/25 .
- 175L d'eau de gâchage .
- La masse volumique de béton armé est de $2,50\text{t/m}^3$.

b) Principaux caractéristiques et avantages de béton :

Les principaux avantages du béton armé sont :

b.1) Économie :

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

b.2) Souplesse des formes :

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

b.3) Résistance aux agents atmosphériques :

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

b.4) Résistance au feu :

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

b.5) Résistance mécanique :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

b.6) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm^2 de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours .} \\ F_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (**16×32**) cm.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à **28** jours égale à **25 MPa**.

b.6) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation : selon le **(D.T.R.-B.C. 2-41) [4]** page 5

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents .
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien) .
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

b.7) Contrainte limite :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

➤ **État limite ultime (E.L.U) :**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure .
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier .
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton

$$\text{sont : } \epsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} \\ \min(4,5 \cdot 0,025f_{c28}) \text{ ‰} \end{cases} \quad \begin{matrix} \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{matrix} \quad \epsilon_{bc1} = 2$$

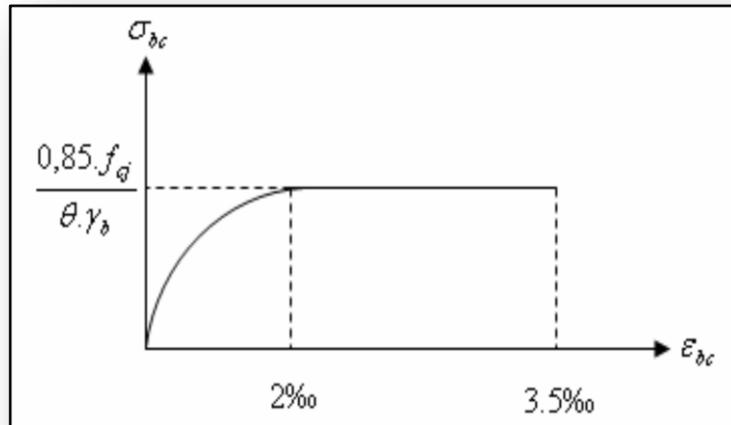


Figure I.7:Diagramme parabole rectangle des contraintes déformations du béton.

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut **1,5** pour les combinaisons durable et **1,15** pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h .
- $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.
- **État limite de service (E.L.S) :**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les quatre critères suivants :

- Compression du béton .
- L'ouverture des fissures .

- Déformation des éléments de la construction.
- La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

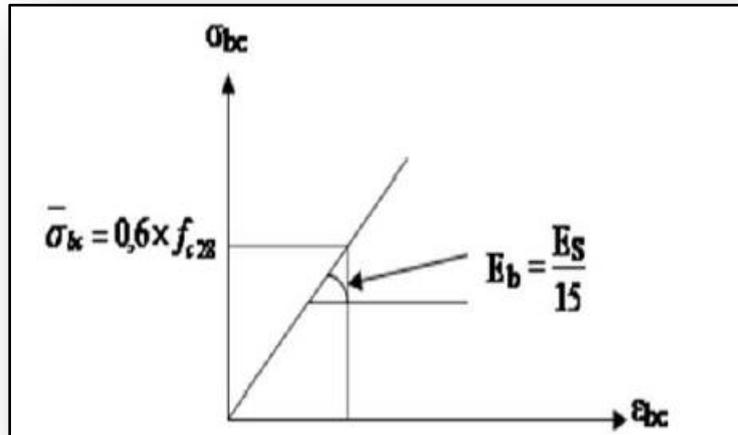


Figure I.8: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.

b.8) Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

avec $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$

b.9) Modules de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

b.10) Module de déformation instantanée :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de «j» jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

b.11) Module de déformation différé :

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

b.12) Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré)

I.2.4.2. Aciers de construction :

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage a pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales .
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 pour les armatures longitudinales .
- Treillis soudés (TS):TLE52 $\emptyset = 5$ mm pour les dalles.

a.1) Diagramme déformation-contrainte : $\sigma_s = f(\epsilon_{\text{‰}})$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s=1,15$ cas général .

$\gamma_s=1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

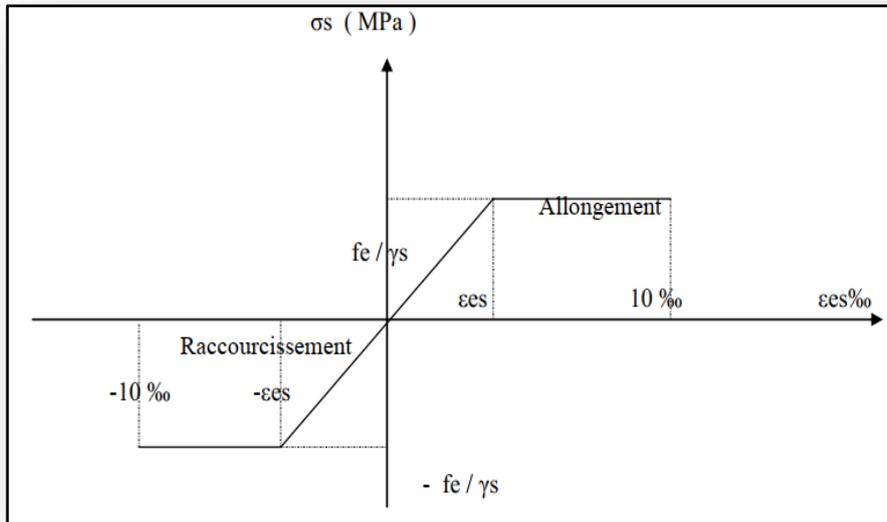


Figure I.9: Diagramme contraintes-déformations.

a.2) Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes déformations. Il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ [MPa].

a.3) Contrainte de calcul :

➤ **État limite ultime**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la **Figure I.9**.

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 :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)**

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)**

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

- Le béton en compression .
- L'acier en traction et en compression.

I.3.2.États limite de service :

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

I.3.2.1.Hypothèses de calcul à E.L.S :

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.3.2.2.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

a) Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

➤ Pour les situations durables

$$P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

➤ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\left\{ \begin{array}{l} P_2 = G + Q \pm E . \\ P_3 = G + Q \pm 1,2 E . \\ P_4 = 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

b) Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

$$P_5 = G + Q. \text{ Avec :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente.} \\ Q : \text{Charge d'exploitation .} \\ E : \text{L'effort de séisme.} \end{array} \right.$$

I.4. Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté les éléments suivants :

- Le type de la construction .
- Les matériaux adoptés pour la réalisation de notre structure sont (béton, acier)
- La forme et les dimensions de bâtiment .
- La résistance caractéristique du béton et l'acier.

CHAPITRE II :
pré-dimensionnement des
éléments principaux

II.1.Introduction :

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (**E.L.U**), de stabilité et de durabilité(**E.L.S**) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré-dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des lois empiriques issues d'un grand nombre d'essais et d'expérience vécue dans l'univers du génie civil, ces lois sont définies rigoureusement dans les règlements en vigueur (**R.P.A 99/version 2003[2]**, **B.A.E.L 91modifier 99[1]** et **C.B.A93[5]**). Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux .
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1.Plancher à corps creux :

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

➤ **Corps creux :**

C'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.

➤ **Poutrelles :**

Ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.

➤ **Dalle de compression :**

Est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.

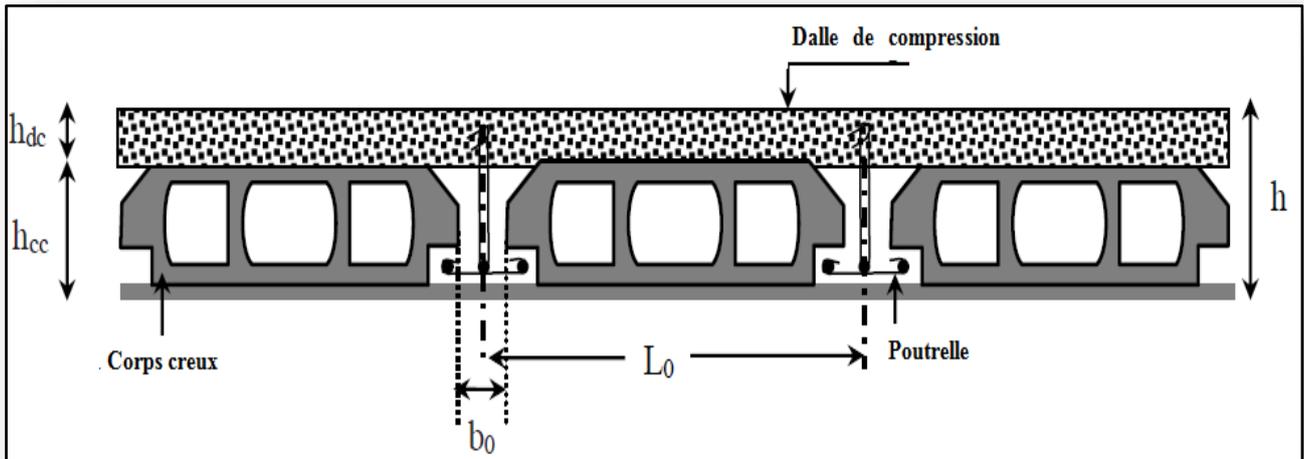


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

➤ **Treillis soudé :**

L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$.

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante.

II.2.1.1. Condition de rigidité :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{370}{22,5}$$

$$h_t = 16,44 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

II.2.2.Dalle pleine :

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.2.1.Condition de sécurité contre l'incendie :

$e > 7\text{cm}$pour une heure de coupe feu

$e > 11\text{cm}$pour deux heures de coupe feu

$e > 14\text{cm}$pour trois heures de coupe feu

II.2.2.2.Condition d'isolation acoustique :

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.

II.2.2.3.Condition de résistance à la flexion :

La hauteur de la dalle e est donnée par :

➤ Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

➤ Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \end{cases} \text{ Avec : } L_x < L_y$$

Pour notre cas on a : $L_x = 125 \text{ cm}$ et $L_y = 435 \text{ cm}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{125}{435} = 0,28 < 0,4.$$

Pour : $\alpha \leq 0,4$

$$e \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow \text{pour un dalle continue.}$$

$$e \geq \frac{125}{25} = 5\text{cm.}$$

On prend :

$$e = 15 \text{ cm.}$$

II.2.2.4. Condition de flèche :

Selon le **C.B.A93[5]** (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} . \text{ Si la porté } L \text{ est inférieur ou égale à } 5 \text{ m} . f_{\max} < \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm} . \\ f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} . \text{ Si la porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m} . \end{array} \right.$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 2,50 \times 1 \times 25 = 62,5 \text{ KN/m} . \\ Q = 2,00 \text{ KN/m} . \end{array} \right.$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 64,5 \text{ KN/m} .$$

I : le moment d'inertie

$$I = \frac{b \times e^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)} .$$

E : module de Young

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} .$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12 \times 7,25 \times 10^{-3} \times 435^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 7,25 \times 10^{-2} \times 435^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 10^{-1} \times 0,87}} = 11,32 \text{ cm} .$$

Donc : $e = 11,32 \text{ cm}$.

Alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les (**B.A.E.L91 modifier 99[1]**), et vérifiées selon le Règlement Parasismique Algérien en vigueur (**R.P.A99/Version 2003[2]**), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (**RDM**).

➤ Selon le **B.A.E.L.91 modifier 99[1]**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right.$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} . \\ b : \text{ largeur de la poutre} . \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} . \\ d : \text{ hauteur utile} . \end{array} \right.$$

➤ Selon le **R.P.A 99/version 2003[2]**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

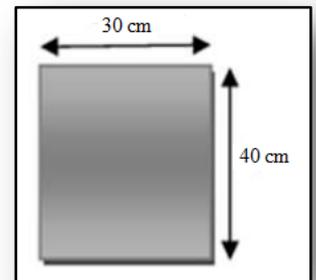
$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale : $L_{\max} = 4,00\text{m}$.
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,00\text{ m}$.

II.3.1.Poutres principales :

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.



II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales :

$$\begin{cases} L = 400\text{cm} \\ L_{\max} = 400 - 30 = 370\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 24,67\text{ cm} \leq h \leq 37\text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend: } h = 40\text{cm} \\ 12\text{cm} \leq b \leq 24\text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend: } b = 30\text{cm} \end{cases}$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **R.P.A99/version 2003[2]**:

$$\begin{cases} b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ h = 40\text{ cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

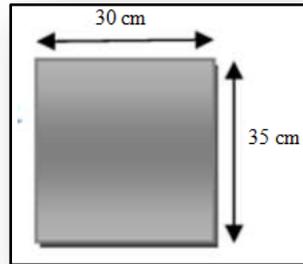
Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (30 \times 40)\text{ cm}^2$.

II.3.2.Poutres secondaires :

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.2.1.Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

$$\begin{cases} L = 400 \text{ cm} \\ L_{\text{max}} = 400 - 30 = 370 \text{ cm} \end{cases}$$



$$\begin{cases} 24,67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } h = 35 \text{ cm} \\ 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} & \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le **R.P.A 99/version 2003 [2]**:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires (b×h) = (30×35) cm².

II.4.Descente de charge :

La descente de charge a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1.Charges permanentes :

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courants, mur extérieures, mur intérieures et dallage sont déterminées comme suite.

II.4.1.1.Plancher terrasse inaccessible :

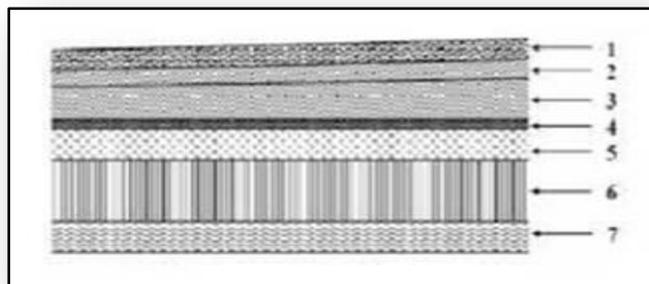


Figure II.2: Plancher terrasse.

Tableau II. 1. Charges permanentes du Plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1. Protection en gravillon	0,05	20	1
2. Etanchéité multi couches	0,02		0,12
3. Forme de pente	0,10	22	2,20
4. Isolation thermique	0,04	3	0,012
5. Dalle en corps creux	0,20	-	2,85
6. Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G	6,38 KN/m²		
Q	1 KN/m²		

II.4.1.2. Plancher étage courant :

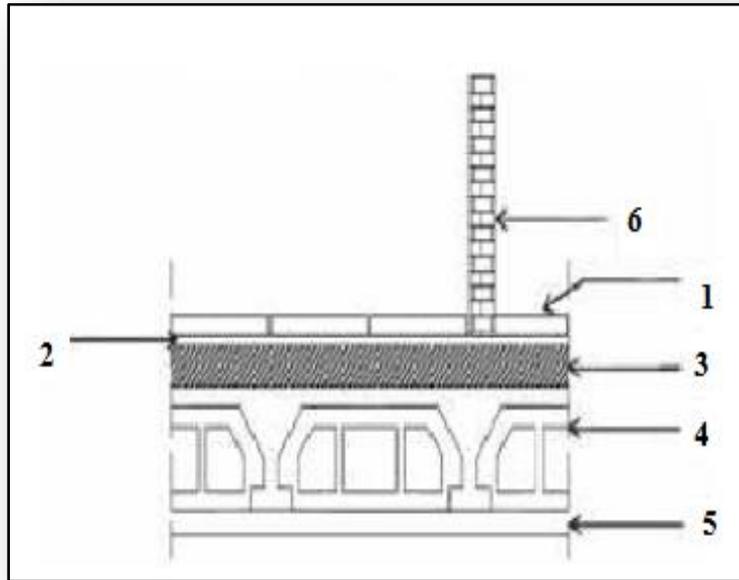


Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C.

Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de pose	0,02	20	0,4
3-Lit de sable	0,03	18	0,54
4-Dalle en corps creux	0,20	-	2,85
5-Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6-Cloison	0,1	10	1
G	5,39 KN /m ²		
Q	1,5 KN/m ²		

II.4.1.3. Plancher (dalle pleine) :

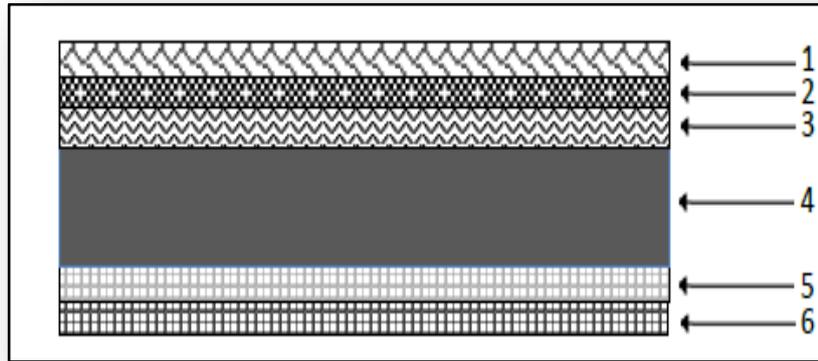


Figure II.4: Plancher (dalle pleine).

Tableau II.3: Charge et surcharge du plancher (dalle pleine).

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,40
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-sable fin pour mortier	0,02	18	0,36
4-Dalle pleine	0,15	25	3,75
5-Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G	5,27 KN/ m ²		
Q	3,5 KN/ m ²		

II.4.1.4. Mur extérieur (double cloison) :

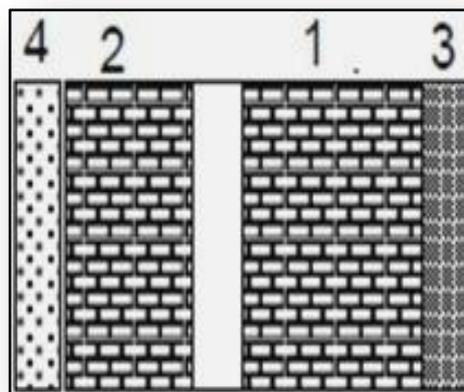


Figure II.5: Détail mur extérieur.

H=3,20m

Tableau II .4 : Charges permanentes du mur extérieur.

Désignation	A	B	Poids volumique
1-poids des murs de 0,10	0,10	2,85	9
2- poids des murs de 0,15	0,15	2,85	9
3- poids des murs de 0,30 sans ouvertures	0,25	2,85	9
G	6,41 KN/m ²		

➤ **Remarque :**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

$$G = 0,7 \times 3,64 = 2,548 \text{ KN/m}^2.$$

II.4.1.5.Mur intérieur :

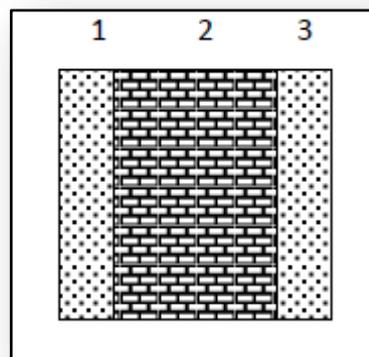


Figure II.6: Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1^{er} au 8^{ème} étage)		1,32

II.4.2.Charges d’exploitations :

Les charges d’exploitations ou surcharges sont celles qui résultent de l’usage des locaux. Elles correspondent aux mobiliers, aux matériels, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d’occupation.

II.4.2.1.Loi de dégression des charges d’exploitations :

Puisque il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d’exploitation en fonction du nombre d’étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse q_0 .

Sous étage 1 $q_0 + q_1$.

Sous étage 2 $q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$.

Sous étage 3 $q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$.

Sous étage 4 $q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$.

Sous étage n $q_0 + \frac{3+n}{2n} (q_1 + q_2 + \dots + q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d’exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d’exploitations suivantes :

TableauII.6: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
8	Q_0	$\Sigma_0 = q_0$	1,00
7	Q_1	$\Sigma_1 = q_0 + q_1$	2,50
6	Q_2	$\Sigma_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
5	Q_3	$\Sigma_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
4	Q_4	$\Sigma_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
3	Q_5	$\Sigma_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00

2	Q_6	$\Sigma_6 = q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,75
1	Q_7	$\Sigma_7 = q_0 + 0,71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8,50
RDC	Q_8	$\Sigma_8 = q_0 + 0,69 (q_1 + q_2 + \dots + q_8)$	9,28

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

BLOC N 01 : bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux :

Dans notre structure on a 03 types :

Type 1 : RDC .(1^{er}, 2^{ème}) étages .

Type 2 : les étages (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}) .

Type 3: les étages (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}) .

D'après le CBA93[5] (article 8.2.1) on doit faire la vérification suivante :

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

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : Élanement d'E.U.L.R $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$.
- 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 ($f_e = 400$ MPA).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm.

D'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) (cm²)

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

Méthode de calcul :

a) type 01 :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 3,20$ m.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3,20 \Rightarrow L_f = 2,24$ m.

Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 5) comme il est motionné au figure suivante :

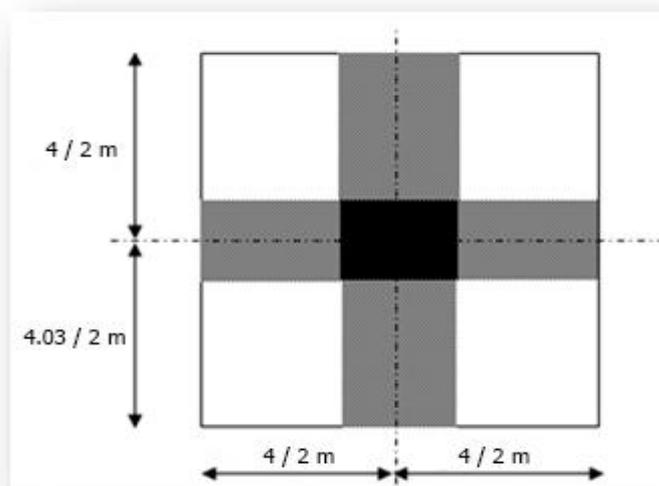


Figure II.7 : le poteau le plus sollicité (1^{er} bloc).

Surface reprise par poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par poteau axe (B, 5):

$$S = \left(\frac{4}{2} + \frac{4,03}{2}\right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right)$$

$$S = 16,06 \text{ m}^2.$$

Effort normal ultime due à chaque niveau :**Les efforts de compression due aux charges permanente :**

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,38 \times 16,06 = 102,46 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre du plancher étages courants :

$$G_{\text{ETAGE courants}} \times S = 5,39 \times 16,06 = 86,56 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres principales :

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4,03}{2} + \frac{4}{2}\right) = 12,05 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des poutres secondaires :

$$\text{➤ } G_{p,\text{secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L .$$

$$\text{➤ } G_{p,\text{secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) = 10,05 \text{ KN.}$$

Poids propre totale :

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC,EAGE courants}} \times n + (G_{p,\text{principale}} + G_{p,\text{secondaire}}) \times n.$$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants. n=8.

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = (102,46) + (86,56) \times 8 + (12,05 + 10,5) \times 8.$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 975.34 \text{ KN.}$$

b)Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :

$$\text{➤ } Q_{\text{total}} = Q \times S = 9,28 \times 16,06 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 149,04 \text{ KN.}$$

D'après le CBA93 (article B.8.1.1) On doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu a 10 % .

$$\text{➤ } N_G = 1,1 \times 975.34 = 1072.87 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_Q = 1,1 \times 149,04 = 163,94 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_U = (1,35 \times 1072.87) + (1,5 \times 163,94) = 1694.28 \text{ KN.}$$

Détermination de (a) :

$$B = b.a; I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{224}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$

$$\Rightarrow \left(a \geq \frac{224}{0,289 \times 50} = 15,50 \right)$$

On prend

$$a = 50 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{224}{(0,289 \times 50)} = 15,50 < 50.$$

$\lambda = 15,50 < 50$ Condition vérifiée.

Détermination de (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99[1]**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm.}$$

➤ Selon **(R.P.A99/version2003)[2]**

$$A_s = 0,8\% B_r \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2 .$$

$$\lambda = 15,50 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right].$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(15,50/35)^2} \right] = 0,82$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ;}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa ;}$$

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$N_u \leq 0,82 \times \left[\frac{48 \times (b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,384 \times (b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 22,21 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 50 \text{ cm}$.

Vérification selon (R.P.A99/version 2003) [2] :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \min(a; b) = \min(50; 50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(50; 50) \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{cases}$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux de RDC une section carrée $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

type 02 :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de 3^{ème} étage, d'où : $h_0 = 3,20 \text{ m}$.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3,20 \Rightarrow L_f = 2,24 \text{ m}$.

Surface reprise par poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par poteau axe (B, 5):

$$S = \left(\frac{4}{2} + \frac{4,03}{2} \right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right)$$

$$S = 16,06 \text{ m}^2.$$

Effort normal ultime due à chaque niveau :

Les efforts de compression due aux charges permanente

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,38 \times 16,06 = 102,46 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre du plancher étages courants :

$$G_{\text{ETAGE courants}} \times S = 5,39 \times 16,06 = 86,56 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres principales :

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4,03}{2} + \frac{4}{2} \right) = 12,05 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des poutres secondaires :

➤ $G_{p,secondaire} = \gamma_b \times (b \times h) \times L .$

➤ $G_{p,secondaire} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) = 10,05 \text{ KN}.$

Poids propre totale :

➤ $G_{total} = G_{terrasse} + (G_{RDC,EAGE courants}) \times n + (G_{p.principale} + G_{p.secondaire}) \times n.$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants. n=8.

➤ $G_{total} = (102,46) + (86,56) \times 8 + (12,05 + 10,5) \times 8.$

$\Rightarrow G_{total} = 975,34 \text{ KN}.$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :

➤ $Q_{total} = Q \times S = 7 \times 16,06 \Rightarrow Q_{total} = 112,42 \text{ KN}.$

D'après le CBA93 (article B.8.1.1) On doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu a 10 %

➤ $N_G = 1,1 \times 1692,56 = 1072,87 \text{ KN}.$

➤ $N_Q = 1,1 \times 112,42 = 123,66 \text{ KN}.$

➤ $N_U = (1,35 \times 1072,87) + (1,5 \times 123,66) = 1633,86 \text{ KN} .$

Détermination de (a) :

$$B = b.a; I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{224}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$

$$\Rightarrow \left(a \geq \frac{224}{0,289 \times 50} = 15,50 \text{ cm} \right)$$

On prend

a = 45cm.

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{224}{(0,289 \times 40)} = 17,22 < 50 .$$

$\lambda = 17,22 < 50$ Condition vérifiée.

Détermination de (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99[1]**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (45 - 2)(b - 2) = 43 \times (b - 2) \text{ cm.}$$

➤ Selon **(R.P.A99/version2003[2])**

$$A_s = 0,8\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa .}$$

$$A_s = 0,8\% [43(b - 2)] = 0,344(b - 2) \text{ cm}^2 .$$

$$\lambda = 17,22 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35^2)} \right].$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(17,22/35)^2} \right] = 0,81$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ;}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa ;}$$

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$N_u \leq 0,81 \times \left[\frac{43 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,344 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 24,02 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 45 \text{ cm}$.

Vérification selon (R.P.A99/version 2003) [2] :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(45; 45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(45; 45) \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux de 3^{ème} étage une section carrée $(a \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

c) type 03 :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de 6^{ème} étage, d'où : $h_0 = 3,20$ m.
 Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3,20 \Rightarrow L_f = 2,24$ m.

Surface reprise par poteau à chaque étage :

Soit **S** La surface supportée par poteau axe (B, 5):

$$S = \left(\frac{4}{2} + \frac{4,03}{2}\right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right)$$

$$S = 16,06 \text{ m}^2.$$

Effort normal ultime due à chaque niveau :

Les efforts de compression due aux charges permanente

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,38 \times 16,06 = 102,46 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre du plancher étages courants :

$$G_{\text{ETAGE courants}} \times S = 5,39 \times 16,06 = 86,56 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres principales :

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4,03}{2} + \frac{4}{2}\right) = 12,05 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des poutres secondaires :

$$\text{➤ } G_{p,\text{secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L.$$

$$G_{p,\text{secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) = 10,05 \text{ KN.}$$

Poids propre totale :

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + (G_{\text{RDC,ETAGE courants}}) \times n + (G_{p,\text{principale}} + G_{p,\text{secondaire}}) \times n.$$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants. $n=8$.

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = (102,46) + (86,56) \times 8 + (12,05 + 10,5) \times 8.$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 975,34 \text{ KN.}$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :

$$\text{➤ } Q_{\text{total}} = Q \times S = 3,85 \times 16,06 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 61,83 \text{ KN.} +$$

D'après le CBA93 (article B.8.1.1) On doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u a 10 %

$$\text{➤ } N_G = 1,1 \times 975,34 = 1072,87 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_Q = 1,1 \times 61,83 = 68,01 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_U = (1,35 \times 1072,87) + (1,5 \times 68,01) = 1550,39 \text{ KN.}$$

Détermination de (a) :

$$B = b.a; I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{224}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$

$$\Rightarrow \left(a \geq \frac{224}{0,289 \times 50} = 15,50 \text{ cm} \right)$$

On prend :

$$a = 40 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{224}{(0,289 \times 40)} = 19,37 < 50.$$

$\lambda = 19,37 < 50$ Condition vérifiée.

Détermination de (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99[1]**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm.}$$

➤ Selon **(R.P.A99/version2003)[2]**

$$A_s = 0,8\% B_r \text{Zone IIa .}$$

$$A_s = 0,8\% [38(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = 19,37 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right].$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(19,37/35)^2} \right] = 0,80$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ;}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa ;}$$

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$N_u \leq 0,8 \times \left[\frac{38 \times (b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 25,94 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 40 \text{ cm}$.

Vérification selon (R.P.A99/version 2003) [2]:

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(40; 40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(40; 40) \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux de 6^{ème} étage une section carrée $(a \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types (1^{er} bloc).

Les types	Section (a x b) cm ²
3	(40 x 40)
2	(45 x 45)
1	(50 x 50)

BLOC N02 : bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux :

Dans notre structure on a 03 types :

Type 1 : RDC .(1^{er}, 2^{ème}) étages .

Type 2 : les étages (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}) .

Type 3: les étages (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}) .

D'après le CBA93[5] (article 8.2.1) on doit faire la vérification suivante :

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

Avec :

➤ N_u : Effort normal ultime (compression).

➤ α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

➤ λ : Élancement d'E.U.L.R $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

➤ 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 ($f_e = 400$ MPA).

➤ f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.

➤ A_s : Section d'acier comprimée.

➤ B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm. d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) (cm²).

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

Méthode de calcul :

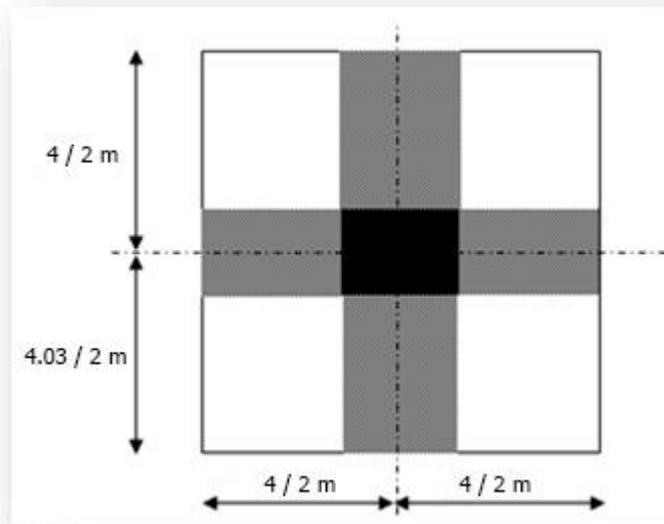
a) type 01 :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 3,20$ m.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3,20 \Rightarrow L_f = 2,24$ m.

Poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix au poteau axes (B, 5) comme il est motionné au figure suivante :



figureII.8.le poteau le plus sollicité (2^{ème} bloc).

Surface reprise par poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par poteau axe (B, 5):

$$S = \left(\frac{4}{2} + \frac{4,03}{2}\right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right)$$

$$S = 16,06 \text{ m}^2.$$

Effort normal ultime due à chaque niveau :

Les efforts de compression due aux charges permanente

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,38 \times 16,06 = 102,46 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre du plancher étages courants :

$$G_{\text{ETAGE courants}} \times S = 5,39 \times 16,06 = 86,56 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres principales :

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4,03}{2} + \frac{4}{2}\right) = 12,05 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des poutres secondaires :

- $G_{p,secondaire} = \gamma_b \times (b \times h) \times L .$
- $G_{p,secondaire} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) = 10,05 \text{ KN}.$

Poids propre totale :

- $G_{total} = G_{terrasse} + G_{RDC,EAGE \text{ courants}} \times n + (G_{p,principale} + G_{p,secondaire}) \times n.$
Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants. n=8.
- $G_{total} = (102,46) + (86,56) \times 8 + (12,05 + 10,5) \times 8.$
 $\Rightarrow G_{total} = 975.34 \text{ KN}.$

b)Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :

- $Q_{total} = Q \times S = 9,28 \times 16,06 \Rightarrow Q_{total} = 149,04 \text{ KN}.$
D'après le CBA93[5] (article B.8.1.1) On doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u a 10 % .
- $N_G = 1,1 \times 975.34 = 1072.87 \text{ KN}.$
- $N_Q = 1,1 \times 149,04 = 163,94 \text{ KN}.$
- $N_U = (1,35 \times 1072.87) + (1,5 \times 163,94) = 1694.28 \text{ KN} .$

Détermination de (a) :

$$B = b.a; I = \frac{b.a^3}{12}$$
$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$
$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{224}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$
$$\Rightarrow \left(a \geq \frac{224}{0,289 \times 50} = 15,50 \right)$$

On prend

a = 50 cm.

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{224}{(0,289 \times 50)} = 15,50 < 50.$$

$\lambda = 15,50 < 50$ Condition vérifiée.

Détermination de (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99**[1], l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm.}$$

➤ Selon **(R.P.A99/version2003)**[2]

$$A_s = 0,8\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa .}$$

$$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2 .$$

$$\lambda = 15,50 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35^2)} \right].$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(15,50/35)^2} \right] = 0,82$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ;}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa ;}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ ;}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$N_u \leq 0,82 \times \left[\frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,384 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 22,21 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 50 \text{ cm}$.

Vérification selon (R.P.A99/version 2003) [2] :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(50; 50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(50; 50) \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux de RDC une section carrée $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

Type 02 :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de 3^{ème} étage, d'où : $h_0 = 3,20$ m.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3,20 \Rightarrow L_f = 2,24$ m.

Surface reprise par poteau à chaque étage :

Soit **S** La surface supportée par poteau axe (B, 5):

$$S = \left(\frac{4}{2} + \frac{4,03}{2}\right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right)$$

$$S = 16,06 \text{ m}^2.$$

Effort normal ultime due à chaque niveau :

Les efforts de compression due aux charges permanente

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,38 \times 16,06 = 102,46 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre du plancher étages courants :

$$G_{\text{ETAGE courants}} \times S = 5,39 \times 16,06 = 86,56 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres principales :

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$$

$$\text{➤ } G_{p,\text{principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4,03}{2} + \frac{4}{2}\right) = 12,05 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des poutres secondaires :

$$\text{➤ } G_{p,\text{secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L .$$

$$\text{➤ } G_{p,\text{secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) = 10,05 \text{ KN.}$$

Poids propre totale :

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + (G_{\text{RDC,ETAGE courants}}) \times n + (G_{p,\text{principale}} + G_{p,\text{secondaire}}) \times n.$$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants. n=8.

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = (102,46) + (86,56) \times 8 + (12,05 + 10,5) \times 8.$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 975,34 \text{ KN.}$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :

$$\text{➤ } Q_{\text{total}} = Q \times S = 7 \times 16,06 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 112,42 \text{ KN.}$$

D'après le CBA93 (article B.8.1.1) On doit majorer pour les poteaux intermédiaires

l'effort de compression ultime N_u a 10 %

$$\text{➤ } N_G = 1,1 \times 1692,56 = 1072,87 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_Q = 1,1 \times 112,42 = 123,66 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_U = (1,35 \times 1072,87) + (1,5 \times 123,66) = 1633,86 \text{ KN.}$$

Détermination de (a) :

$$B = b.a; I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{224}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$

$$\Rightarrow \left(a \geq \frac{224}{0,289 \times 50} = 15,50 \text{ cm} \right)$$

On prend

$$a = 45 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{224}{(0,289 \times 40)} = 17,22 < 50.$$

$\lambda = 17,22 < 50$ Condition vérifiée.

Détermination de (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99[1]**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (45 - 2)(b - 2) = 43 \times (b - 2) \text{ cm.}$$

➤ Selon **(R.P.A99/version2003)[2]**

$$A_s = 0,8\% B_r \text{Zone IIa .}$$

$$A_s = 0,8\% [43(b - 2)] = 0,344(b - 2) \text{ cm}^2 .$$

$$\lambda = 17,22 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right].$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(17,22/35)^2} \right] = 0,81$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ;}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa ;}$$

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$N_u \leq 0,81 \times \left[\frac{43 \times (b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,344 \times (b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 24,02 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 45 \text{ cm}$.

Vérification selon (R.P.A99/version 2003) [2]

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(45; 45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(45; 45) \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux de 3^{ème} étage une section carrée $(a \times b) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$

c) type 03 :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de 6^{ème} étage, d'où : $h_0 = 3,20 \text{ m}$.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 3,20 \Rightarrow L_f = 2,24 \text{ m}$.

Surface reprise par poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par poteau axe (B, 5):

$$S = \left(\frac{4}{2} + \frac{4,03}{2} \right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right)$$

$$S = 16,06 \text{ m}^2.$$

Effort normal ultime due à chaque niveau :

Les efforts de compression due aux charges permanente

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,38 \times 16,06 = 102,46 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre du plancher étages courants :

$$G_{\text{ETAGE courants}} \times S = 5,39 \times 16,06 = 86,56 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres principales :

➤ $G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$

➤ $G_{p,\text{principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times \left(\frac{4,03}{2} + \frac{4}{2} \right) = 12,05 \text{ KN.}$

➤ Poids propre des poutres secondaires :

➤ $G_{p,\text{secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L.$

$$G_{p,\text{secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2} \right) = 10,05 \text{ KN.}$$

Poids propre totale :

➤ $G_{total} = G_{terrasse} + (G_{RDC,EAGE\ courants}) \times n + (G_{p.principale} + G_{p.seconde}) \times n.$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants. n=8.

➤ $G_{total} = (102,46) + (86,56) \times 8 + (12,05 + 10,5) \times 8.$

$\Rightarrow G_{total} = 975,34KN.$

b)Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :

➤ $Q_{total} = Q \times S = 3,85 \times 16,06 \Rightarrow Q_{total} = 61,83KN.+$

D'après le CBA93 (article B.8.1.1) On doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime Nu a 10 %

➤ $N_G = 1,1 \times 975,34 = 1072,87KN.$

➤ $N_Q = 1,1 \times 61,83 = 68,01 KN.$

➤ $N_U = (1,35 \times 1072,87) + (1,5 \times 68,01) = 1550,39 KN .$

Détermination de (a) :

$B = b.a; I = \frac{b.a^3}{12}$

$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$

$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{224}{(0,289 \times a)} \leq 50.$

$\Rightarrow \left(a \geq \frac{224}{0,289 \times 50} = 15,50cm \right)$

On prend :

$a = 40cm.$

$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{224}{(0,289 \times 40)} = 19,37 < 50 .$

$\lambda=19,37 < 50$ Condition vérifiée.

Détermination de (b) :

Selon les règles du **B.A.E.L 91 modifier 99**[1], l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm.}$$

➤ Selon **(R.P.A99/version2003)**[2] $A_s = 0,8\%B_r$Zone IIa .

$$A_s = 0,8\%[38(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = 19,37 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35^2)} \right].$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(19,37/35)^2} \right] = 0,80$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ;}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa ;}$$

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$N_u \leq 0,8 \times \left[\frac{38 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 25,94 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 40 \text{ cm}$.

Vérification selon (R.P.A99/version 2003) [2] :

D'après l'article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(40; 40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(40; 40) \geq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage.

Donc on adopte pour les poteaux de 6^{ème} étage une section carrée $(a \times b) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Tableau II.8: Tableau récapitulatif des sections des poteaux par types(2^{ème} bloc).

Les types	Section (a x b) cm ²
3	(40 x 40)
2	(45 x 45)
1	(50 x 50)

II.6.Pré-dimensionnement des voiles :

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les Règle Parasismique Algériennes(**R.P.A 99/ version 2003**) [2].D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent), et d'autre part à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (**R.P.A99/version 2003**) [2] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile .

e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

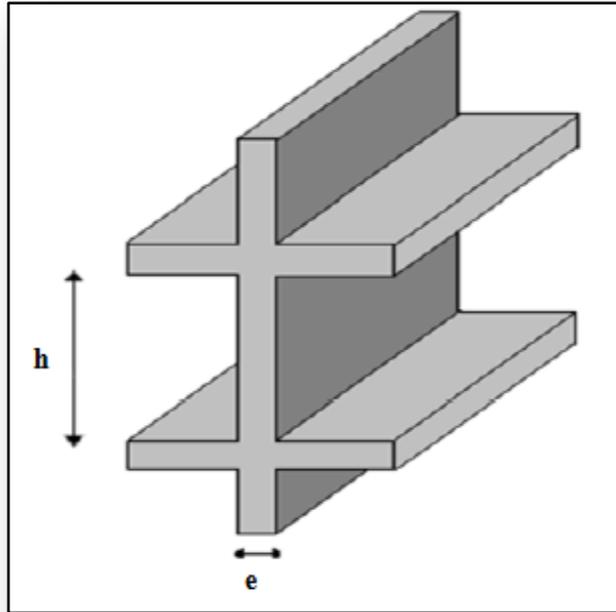


Figure II.9: Coupe de voile en élévation.

Avec $h_e = 320 - 20 = 300$ cm

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22} \cdot 15\right) \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{300}{22} \rightarrow e \geq 13,63 \text{ cm.}$$

Avec :

L: Longueur du voile .

e : Épaisseur du voile .

h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements = 20cm.

II.7.Conclusion :

Etant donné que le pré-dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$.
- Epaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$.
- Les poteaux :

Pour les deux blocs :

RDC-2^{ème} étage : $(bxh) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$.

3^{ème}-5^{ème} étage: $(bxh) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$.

6^{ème}-8^{ème} étage : $(bxh) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.

CHAPITRE III :
Calcul et ferrailage des
balcons

III.1.Introduction :

Il est considéré comme élément secondaire, tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les balcons ..

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles (B.A.E.L91 modifiée 99) [1] et les Règles Parasismiques Algériennes en vigueur (R.P.A99/version 2003) [2].

III.2.Balcon :

III.2.1.Introduction :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

- L'épaisseur de la dalle pleine résulte les conditions suivantes:
- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15\text{cm}$.

Dans notre étude on à un seul type de balcon.

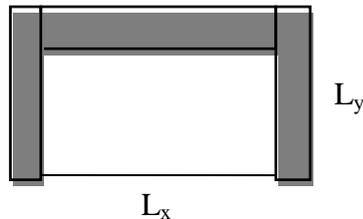


Figure III.1: Schéma représente type de balcon.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

III.2.2.Exemple de calcul :

III.2.2.1.Descente de charge :

Tableau III.1: La descente des charges d'une dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1-Carrelage	0,02	20	0,40
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-sable fin pour mortrier	0,02	18	0,36
4-Dalle pleine	0,15	25	3,75
5-Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G	5,27 KN /m ²		
Q	3,5 KN/m ²		

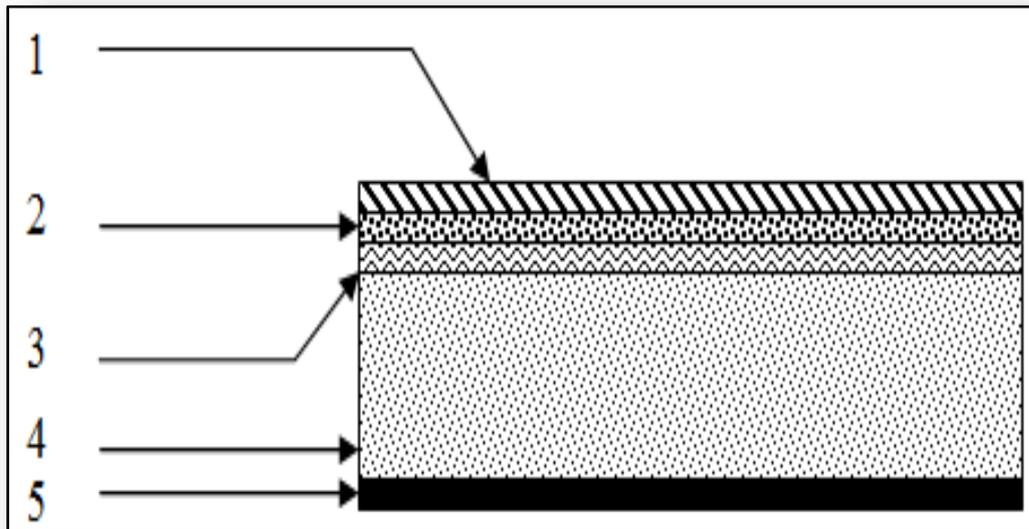


Figure III.2 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.

BLOC N 01 :

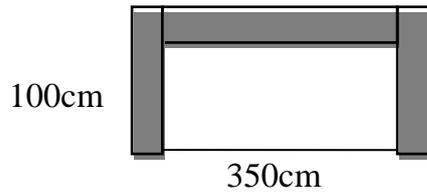


Figure III.3. :dalle sur 3 appuis(1^{er} bloc).

1. Méthode de calcul :

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$L_x \geq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{p \times L_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times L_y^2}{8} \times \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{p \times L_y^3}{48} \end{cases}$$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{p \times L_x^3}{6} \\ M_y = \frac{p \times L_x^2 \times L_y}{2} + \frac{2 \times p \times L_x^3}{3} \end{cases}$$

2. Calcul des sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{100}{350} = 0,30 < 0,4. \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{350}{2} = 175. \Rightarrow \frac{L_y}{2} > L_x$$

- Pois propre : G=5,27 KN/ml .
- Sur charge : Q=3,5 KN/ml.

ELU :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/ml.}$$

ELS :

$$P_s = G + Q = 8,77 \text{ KN/ml.}$$

ELU :

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{12,36 \times 1^3}{6} = 2,06 \text{ KN. m.} \\ M_y = \frac{12,36 \times 1^2 \times 3,5}{2} + \frac{2 \times 12,36 \times 1^3}{3} = 13,39 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

3-La correction des moments :

- En travée :

$$\begin{cases} M_{ix} = 0,85M_x = 1,75 \text{ KN. m.} \\ M_{iy} = 0,85M_y = 11,38 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

-En appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 6,69 \text{KN. m} \dots \dots \dots \text{ pour les appuis intermédiaires.} \\ M_{ay} = M_{ay} = 0,3M_y = 4,02 \text{KN. m} \dots \dots \dots \text{ pour les appuis de rive.} \end{cases}$$

Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Sens x-x :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$b = 100\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa} .d = 0,9h = 13,5.e = 15\text{cm}.M_{tx} = 11,38 \text{ KN.m.}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{11,38 \cdot 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,044.$$

$$\mu_{bu} = 0,044 < \mu_l = 0,392.$$

Donc $A' = 0$.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,056.$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 131,98\text{mm}.$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{11,38 \times 10^6}{131,5 \times 348} = 2,47 \text{ cm}^2.$$

4.Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e E} \times b \times d.$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 135 = 163,01 \text{ mm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_u.$$

On adopte : 5T8 = 2,51 cm².

Tableau III.2 : tableau récapitulatif des section des balcon (1^{er} bloc).

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(mm)	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	Section
En travée	X	11,38	0,044	0,056	131,98	2,47	1,63	2,51	5T8
En travée	Y	1,75	0,007	0,009	134,5	0,37	1,63	2,01	4T8
Appuis inter	X	6,69	0,026	0,033	133,22	1,44	1,63	2,01	4T8
Appuis de rive	Y	4,02	0,016	0,020	133,92	0,86	1,63	2,01	4T8

Calcul de l'espacement :

à $L_y = S_t \leq \min(4e. 45cm)$.

$S_t \leq \min(60.45cm)$

$S_t \leq 45cm$

On adopt : $S_t = 33cm$.

à $L_x = S_t \leq \min(3e. 33cm)$.

$S_t \leq \min(45.33cm)$

$S_t \leq 33cm$

On adopte : $S_t = 25cm$.

5.Vérification à l'ELU:

$A_y \geq \frac{A_x}{4} \rightarrow 2,01 \geq \frac{2,51}{4} = 0,6275cm^2$ condition vérifiée.

6.Vérification à l'effort tranchant:

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4}$$

$$V_x = \frac{12,36 \times 1}{2} \times \frac{3,5^4}{1^4 + 3,5^4}$$

$V_x = 6,14 KN$.

III.2.3.2.Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{6,14}{1000 \times 135} = 0,045MPa.$$

$$\tau^{lim} = 0,07 \frac{f_{t28}}{\delta_a} = 1,17MPa.$$

$\tau_u < \tau^{lim}$ condition vérifiée.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

Vérification à ELS :

$$Q_s=8,77 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = M_{ser} \frac{Y}{I} < \sigma_{bc}^{lim}$$

$$\alpha=0,4 \cdot \mu_x=0,0121 \cdot \mu_y=0,2854 \cdot$$

$$M_x = \frac{8,77 \times 1^3}{6} = 1,46 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \frac{8,77 \times 1^2 \times 3,5}{2} - 2 \times \frac{8,77 \times 1^3}{3} \quad M_y=9,5 \text{ KN.m.}$$

La correction des moments :

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0,85M_x = 8,075 \text{ KN.m.} \\ M_{tser}^y = 0,85M_y = 1,24 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Sens(x-x) : $A_s=2,51 \text{ cm}^2$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15A_s \times y - 15A_s \times d = 0.$$

$$50y^2 + 37,65y - 508,28 = 0.$$

$$\Rightarrow y=2,83 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15(d - y)^2$$

$$I = 5041,92 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} = 8,075 \times \frac{2,83}{5041,92}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4,53 \text{ MPa} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15\sigma_{bc}^{lim} \times \frac{\bar{\alpha}_1 - y}{\bar{\alpha}_1}$$

$$\Rightarrow \bar{\alpha}_1 = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}FeE \cdot 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 0,53.$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 256,33 \text{ MPa.}$$

Sens (y-y) : $A_s=2,01 \text{ cm}^2$

$$50y^2 + 30,15y - 407,025 = 0$$

$$Y=2,57 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A \times (d - y)^2$$

$$I = 4167,69 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = M_{tser}^y \times \frac{y}{I}$$

$$\Rightarrow 0,765 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x} \cdot \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{FeE} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1} \geq \max(0,276,0,375) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ 1,48 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

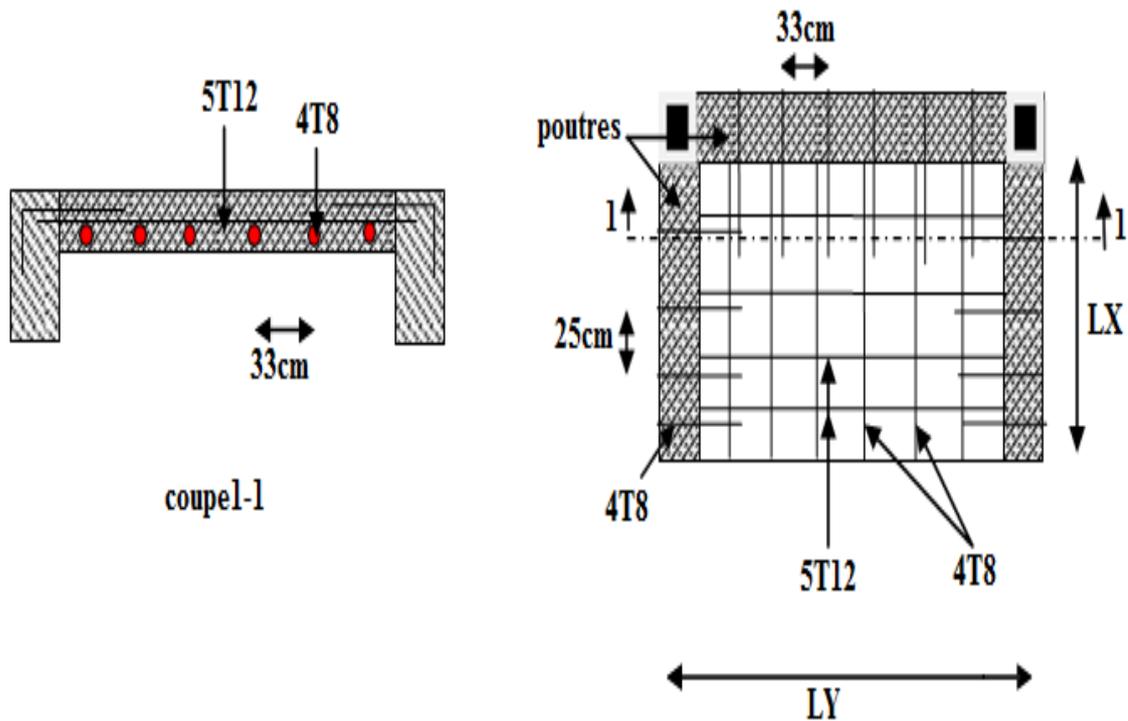


Figure III.4:Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

BLOC N 02 :

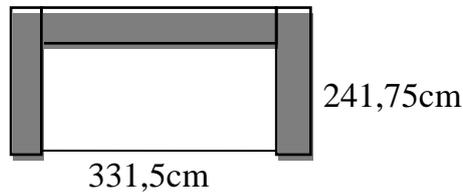


Figure III.5:dalle sur 3 appuis(2^{eme} bloc).

1.Méthode de calcul :

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$L_x \geq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{p \times L_y^3}{24} \\ M_y = \frac{p \times L_y^2}{8} \times \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{p \times L_y^3}{48} \end{cases}$$

$$L_x \leq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{p \times L_x^3}{6} \\ M_y = \frac{p \times L_x^2 \times L_y}{2} + \frac{2 \times p \times L_x^3}{3} \end{cases}$$

2.Calcul des sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{241,75}{331,5} = 0,7 > 0,4. \Rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{331,5}{2} = 165,75. \Rightarrow \frac{L_y}{2} < L_x$$

- Poids propre : G=5,27 KN .
- Surcharge : Q=1,5 KN.

ELU :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 9,36 \text{ KN.}$$

ELS :

$$P_s = G + Q = 6,77 \text{ KN.}$$

à ELU :

$$L_x \geq \frac{L_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{9,36 \times 331,5^3}{24} = 14,21 \text{ KN.m} \\ M_y = \frac{9,36 \times 331,5^2}{8} \times \left(241,75 - \frac{331,5}{2} \right) + \frac{9,36 \times 331,5^3}{48} = 16,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3.La correction des moments :

- En travée :

$$\begin{cases} M_{ix} = 0,85M_x = 12,08. \\ M_{iy} = 0,85M_y = 14,34. \end{cases}$$

-En appuis :

$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 8,44\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{pour les appuis intermédiaires.} \\ M_{ay} = M_{ay} = 0,3M_y = 5,06\text{KN.m} \dots \dots \dots \text{pour les appuis de rive.} \end{cases}$$

4.Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Sens x-x :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$b = 100\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa} .d = 0,9h = 13,5.e = 15\text{cm}.M_{ix} = 12,08 \text{ KN.m}.$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12,08 \cdot 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14,2} = 0,047.$$

$$\mu_{bu} = 0,047 < \mu_l = 0,392.$$

Donc $A' = 0$.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,06.$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 131,5\text{mm}.$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{12,08 \times 10^6}{131,5 \times 348} = 2,63\text{cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_{eE}} \times b \times d.$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \times 1000 \times 135 = 163,01\text{mm}^2.$$

$$A_{\min} = 1,63\text{cm}^2 < A_u.$$

On adopte : 5T10 = 3,93 cm².

Tableau III.3 :tableau récapitulatif des sections des balcons (2^{eme} bloc).

	sens	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(mm)	A _{cal}	A _{min}	A _{adop}	Section
En travée	X	12,08	0,047	0,06	131,76	2,63	1,63	3,93	5T10
En travée	Y	14,34	0,055	0,07	131,22	3,10	1,63	4,52	4T12
Appuis inter	X	8,44	0,033	0,04	132,84	1,82	1,63	2,51	5T8
Appuis de rive	Y	5,06	0,02	0,03	133,38	1,09	1,63	2,01	4T8

Calcul de l'espacement :

à $L_y = S_t \leq \min(4e. 45cm)$.

$S_t \leq \min(60.45cm)$

$S_t \leq 45cm$.

On adopte : $S_t = 25cm$.

à $L_x = S_t \leq \min(3e. 33cm)$.

$S_t \leq \min(45.33cm)$

$S_t \leq 33cm$

On adopte : $S_t = 20cm$.

5.Vérification à l'ELU:

$A_y \geq \frac{A_x}{4} \rightarrow 4,52 \geq \frac{3,93}{4} = 0,9825cm^2$ condition vérifiée.

6.Vérification de l'effort tranchant:

$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4}$

$V_x = \frac{9,36 \times 241,75}{2} \times \frac{331,5^4}{241,75^4 + 331,5^4}$

$V_x = 8,82 KN$.

III.2.3.3.Contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{8,82}{1000 \times 135} = 0,065MPa$.

$\tau^{lim} = 0,07 \frac{f_{t28}}{\delta_a} = 1,17MPa$.

$\tau_u < \tau^{lim}$ condition vérifiée.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

Vérification à ELS :

$$Q_s=6,77 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = M_{ser} \frac{Y}{I} < \sigma_{bc}^{lim} \dots$$

$$\alpha=0,4. \mu_x=0,0121 . \mu_y=0,2854 .$$

$$M_x = \frac{6,77 \times 241,75^3}{6} = 15,94 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \frac{6,77 \times 241,75^2 \times 331,5}{2} - 2 \times \frac{6,77 \times 241,75^3}{3}$$

$$M_y = 1,81 \text{ KN.m.}$$

La correction des moments :

$$\begin{cases} M_{tser}^x = 0,85 M_x = 13,55. \\ M_{tser}^y = 0,85 M_y = 1,54. \end{cases}$$

Sens(x-x) : $A_s=3,93 \text{ cm}^2$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 A_s \times y - 15 A_s \times d = 0.$$

$$50y^2 + 58,95y - 795,83 = 0.$$

$$\Rightarrow \Delta = 162641,10$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 403,29.$$

$$\Rightarrow y = 3,44 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15(d - y)^2$$

$$= \frac{100}{3} \times (3,44)^3 + 58,95(13,5 - 3,44)^2.$$

$$I = 7322,87 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} = 13,55 \times \frac{3,44}{6322,87}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 6,37 \text{ MPa} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 15 \sigma_{bc}^{lim} \times \frac{\bar{\alpha}_1 - y}{\bar{\alpha}_1}$$

$$\Rightarrow \bar{\alpha}_1 = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} FeE . 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 0,53.$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 256,33 \text{ MPa.}$$

Sens (y-y) : $A_s=4,52 \text{ cm}^2$

$$50y^2+67,8y - 915,3$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta}= 433,19$$

$$Y=3,65\text{cm.}$$

$$I=\frac{100}{3} \times 3,65^3 + 67,8 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I=8199,03\text{cm}^4.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = M_{tser}^y \times \frac{y}{I} = 1,54 \times \frac{3,65}{8199,03}$$

$\Rightarrow 0,69 < 15 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x} \cdot \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{FeE} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{2,4175} \geq \max\left(\frac{1,54}{20 \times 1,81 \times} \cdot \frac{3}{80}\right) \\ \frac{4,52}{100 \times 13,5} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,06 > 0,042 \\ 0,003 < 0,005 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

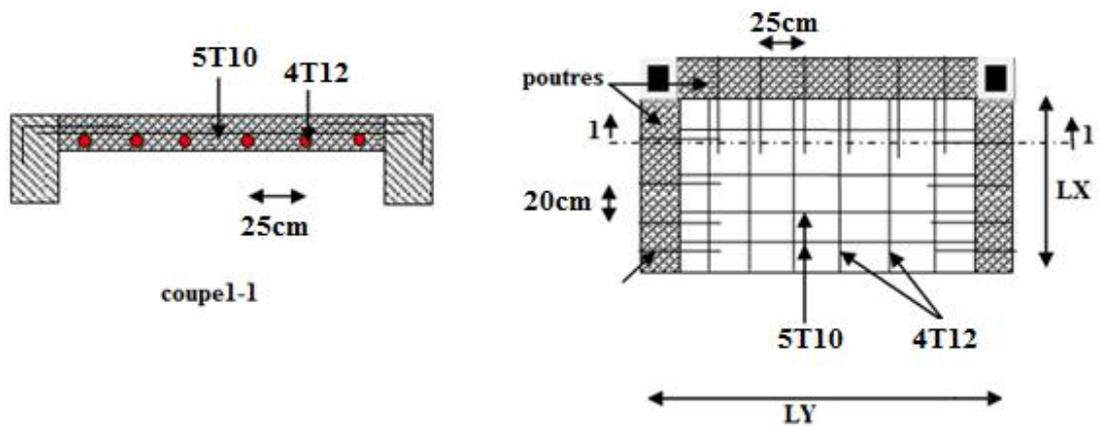


Figure III.6:Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

CHAPITRE IV:
Etude sismique

IV.1.Introduction :

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

IV.1.1.Causes du séisme :

- 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau souterraine.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

IV.1.2.Effets du séisme sur les structures :

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure .
- L'étude sismique produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3.Méthodes de calcul :

Selon le (R.P.A 99/version2003) [2] le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

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

IV.3.1.Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

IV.3.2.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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.3.3.Choix de la méthode :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2),D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4.Modélisation :

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

IV.4.1.Modélisation des structures :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel (**ETABS V9.7.4**) qui peut les calculer suivant différentes méthodes :(Réponse Spectrum Function, Time History Function)

(Réponse Spectrum Function) a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) .
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte .
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan .
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

IV.4.2.Présentation du logiciel ETABS V9.7.4 :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments,(**ETABSV9.7.4**)offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau...etc).

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
- Les voiles ont été modélisés par des éléments (**SHELL**) à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments (**SHELL**) (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité $\beta.Q$ selon **RPA99/version2003** [2] (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

IV.4.3.Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre

Modélisation de la structure

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

➤ **Edite Grid data**

Nous permet de définir les grille à suivre prochainement.

➤ **Add New System**

Pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique.

➤ **Define materials**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

1. CONC (béton).
2. STEEL (acier).
3. OTHER (autre).

➤ **Define/frame section**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matière lutilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (**poteau. poutre**).

➤ **Define/staticload case**

Pour définir les types des charges statiques(**G,Q**) et leurs coefficients de majoration.

➤ **Assign /joint /restreint**

Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations).

➤ **Assign /joint / diaphragme**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.

➤ **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.

➤ **Define /load combinaison**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.

➤ **Define response spectrum function**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

➤ **Define response spectrum Cases**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

➤ **Définition du centre de masse**

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher **ETABS** permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

➤ **Analyse /set options**

Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

➤ **Analyse/ Run**

C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

IV.5.Évaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

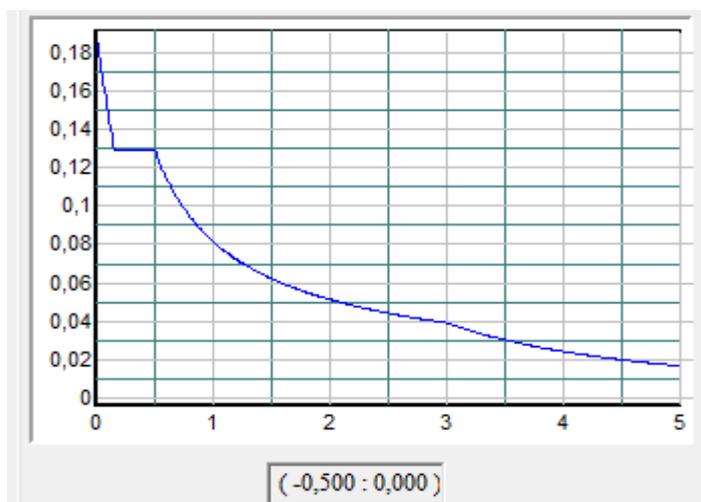


Figure IV.1: Spectre de réponse.

Avec: $\frac{S_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

IV.6.Calcul du force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des (R.P.A99/Version 2003) [2]:

Avec :

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

BLOC 01 :bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux :

IV.6.1.Coefficient d'accélération de zone «A » :

{Zone sismique IIa
{Groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,15$

IV.6.2.Facteur d'amplification dynamique moyenne« D» :

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

IV.6.3.Pourcentage d'amortissement critique«ξ » :

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\% \{Remplissage\}$$

IV.6.4.Le facteur de correction d'amortissement « η » :

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 \geq$$

0,7Condition vérifiée.

$$D_x = 2,5 * 0,88 \left(\frac{0,5}{0,616} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,91 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5 * 0,88 \left(\frac{0,50}{0,615} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,91 \text{ s}$$

Donc D = 1,91 s

IV.6.5. La valeur de la période fondamentale « T » :

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau .

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage .

ξ : pourcentage d'amortissement critique .

Q : Facteur de qualité .

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

On a :

(T₁ , T₂) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

Sol meuble ⇒ Site 03 donc T₁ = 0,15sec et T₂ = 0,50sec.

On a :

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0,30\text{s} \leq 1,022\text{s} \leq 3\text{s}.$$

T : La valeur de la période fondamentale T

$$h_N = 28,8\text{m}.$$

$$C_t = 0,05.$$

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,050 \times (28,8)^{3/4} = 0,62\text{s}.$$

$$T = 0,62 \times 1,3 = 0,808\text{s}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 18,20 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (28,8)^{\frac{3}{4}} = 0,622 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{28,8}{\sqrt{18,20}} = 0,616 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0,616 \text{ s.}$$

$$D_y = 18,26 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (28,8)^{\frac{3}{4}} = 0,622 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{28,8}{\sqrt{18,26}} = 0,601 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_y = 0,601 \text{ s.}$$

$$T_x = 0,616 \times 1,3 = 0,801 \text{ s}$$

$$T_y = 0,601 \times 1,3 = 0,781 \text{ s}$$

$$T_{\text{emp}} = (0,801 \cdot 0,781) \text{ s}$$

$$T_{\text{dynamique}} = (0,7423 \cdot 0,6905) \text{ s}$$

0,7423 < 0,801 scondition vérifiée

0,6905 < 0,781 scondition vérifiée.

On prend :

$$T = 0,601 \text{ s.}$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,50}{0,601} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,95.$$

IV.6.6.Coefficient de comportement du structure« R » :

-Mixte portiques/voiles ⇒R = 4.

IV.6.7.Le facteur de qualité du structure est fonction de «Q » :

Tableau IV.1. Facteur de qualité (1^{er}bloc).

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	00	Oui	00
Régularité en elevation	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0.1	Non	0.1

$$Q = 1+\Sigma Pq = 1+ (0+ 0+ 0.05+ 0.05+ 0.05+ 0.1) =1.25$$

IV.6.8.La masse du structure «W» :

La valeur **W** à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau de la structure.

$$W = \sum W_i$$

Avec

$$W_i = W_G + \beta W_Q$$

W_G : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

W_Q : Charge d’exploitation.

IV.6.9.Coefficient de pondération«β» :

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés) ⇒ β =0,2.

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

Avec : $S = 18,20 \times 18,26 = 332,332m^2$.

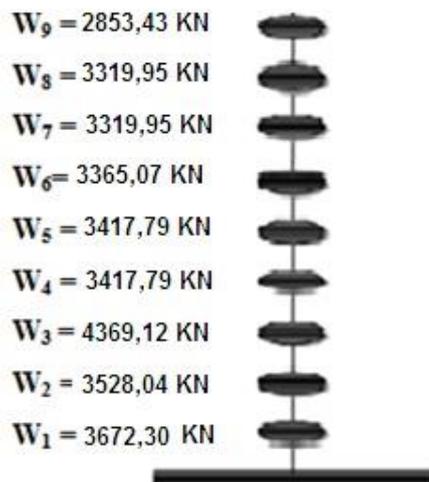


figure IV.2-poids de chaque étages(1^{er} bloc).

IV.6.10.Vérification au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

$$M_s = \frac{w \times L}{2}$$

Sens longitudinale :

$$M_s = \frac{w \times L_x}{2} = 276307,3768 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 30363,448 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 9,1 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens X.

Sens transversal :

$$M_s = \frac{w \times L_y}{2} = 277218,2802 \text{ KN.m.}$$

$$M_r = 30363,448 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 9,13 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens Y.

IV.7. Disposition des voiles :

La forme architecturale et la présence de locaux commerciaux dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (R.P.A99/Version 2003) [2] tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure IV.3.

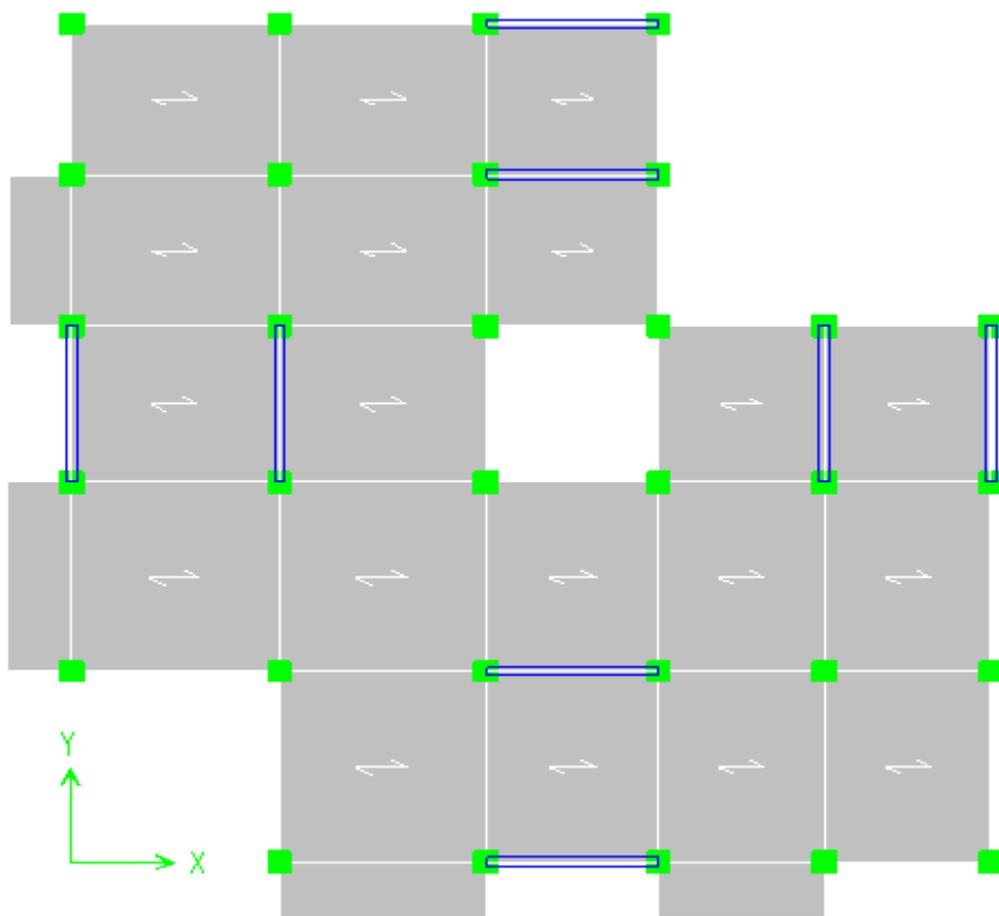


Figure IV.3: Disposition des voiles(1^{er} bloc).

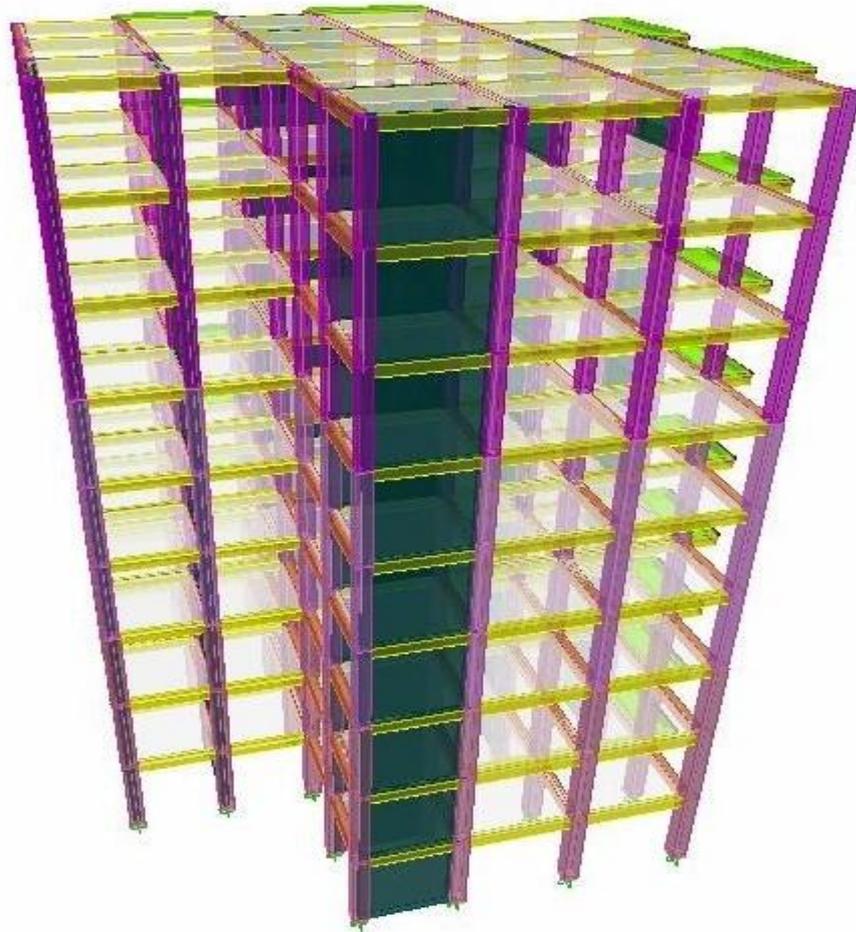


Figure IV.4: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4(1^{er} bloc).

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

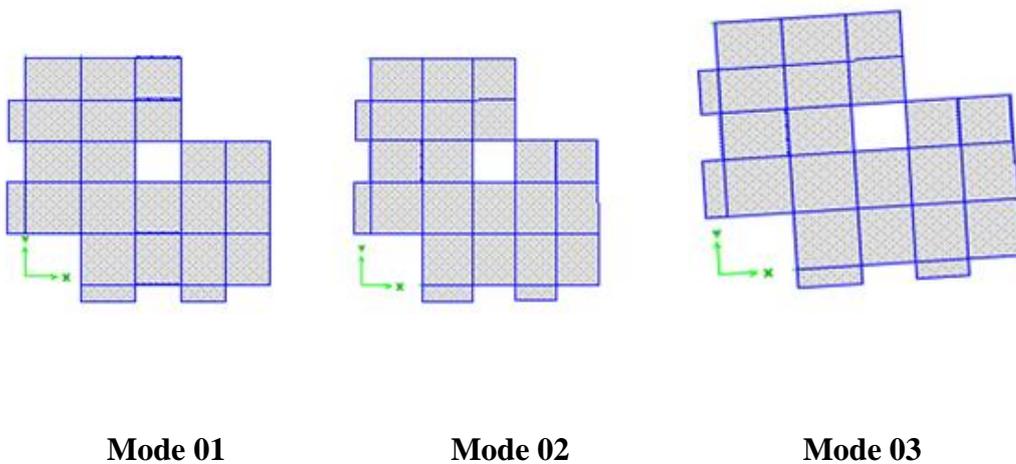


Figure IV.5: Modes principaux de la vibration(1^{er} bloc).

IV.8.Vérifications :

IV.8.1.Calcul de l'effort tranchant :

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

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ D = 1,95. \\ Q = 1,25. \\ W = 30363,448 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

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

$$\Rightarrow V = \frac{0,15 \times 1,95 \times 1,25 \times w}{4} \Rightarrow V = 0,09W .$$

$$V=0,09W=2732,71 \text{ KN.}$$

$$V_{x_{dyn}}=2180,94\text{KN} > 0,8V_{RPA}=2186,17 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$V_{y_{dyn}}=2287,07\text{KN} > 0,8V_{RPA}=2186,17 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Le rapport :

$$\frac{0,8V_{rpa}}{V_{dyn}} = 1,3.$$

$$\frac{0,8V_{rpa}}{V_{dyn}} = 1,2.$$

$$V_{x_{dyn}}=2845,68\text{KN} > 0,8V_{RPA}=2186,17\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{y_{dyn}}=2751,02\text{KN} > 0,8V_{RPA}=2186,17\text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau IV.2: Participation massique cumulée (1^{er}bloc).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,742296	67,0443	0,0167	67,0443	0,0167
2	0,690520	0,0162	67,6798	67,0605	67,6965
3	0,582514	0,0055	0,0017	67,0660	67,6981
4	0,173962	18,1952	0,1360	85,2612	67,8341
5	0,167973	0,1744	17,7563	85,4357	85,5904
6	0,133295	0,1771	0,1907	85,6128	85,7811
7	0,074642	6,6562	0,4452	92,2690	86,2264
8	0,073031	0,5021	6,6255	92,7711	92,8518
9	0,056628	0,0942	0,0994	92,8653	92,9513
10	0,043968	3,0894	0,5296	95,9547	93,4808
11	0,043163	0,5722	3,0878	96,5269	96,5687
12	0,033320	0,0370	0,0378	96,5639	96,6065

Tableau IV.3: Tableau des modes et des périodes(1^{er}bloc).

Mode	Période (s)
1	0,742296
2	0,690520
3	0,582514
4	0,173962
5	0,167973
6	0,133295
7	0,074642

8	0,073031
9	0,056628
10	0,043968
11	0,043163
12	0,033320

IV.8.2.Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales . la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ;$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement . R = 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.4: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (1^{er} bloc).

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$
	δ_{ex}	δ_k	δ_{ey}	δ_k		
8 ^{ème}	0,0259	0,1036	0,0216	0,0864	0,0136	0,0112
7 ^{ème}	0,0225	0,09	0,0188	0,0752	0,0144	0,0116
6 ^{ème}	0,0189	0,0756	0,0159	0,0636	0,0144	0,0116
5 ^{ème}	0,0153	0,0612	0,0130	0,052	0,0144	0,012
4 ^{ème}	0,0117	0,0468	0,0100	0,04	0,0136	0,0116
3 ^{ème}	0,0083	0,0332	0,0071	0,0284	0,0124	0,0104
2 ^{ème}	0,0052	0,0208	0,0045	0,018	0,0104	0,0088
1 ^{er}	0,0026	0,0104	0,0023	0,0092	0,0072	0,0064
RDC	0,0008	0,0032	0,0007	0,0028	0,0032	0,0028

IV.8.3.Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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".

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » .

h_K : Hauteur de l'étage « K».

Si : $\left\{ \begin{array}{l} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{array} \right.$

Tableau IV.5: Vérification à l'effet P-Δ (1^{er} bloc).

Niveau	Hauteur r	W _i	P _K	Sens-x			Sens-y		
				Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
8 ^{ème}	28,8	2853,43	2853,43	0,0136	6545,98	0,0002	0,0112	6291,25	0,00018
7 ^{ème}	25,6	3319,95	6173,38	0,0144	11853,8	0,00029	0,0116	11352,33	0,00025
6 ^{ème}	22,4	3319,95	9493,33	0,0144	15832,9	0,00039	0,0116	11359,49	0,00043
5 ^{ème}	19,2	3365,07	12858,41	0,0144	19153,1	0,0005	0,012	18572,29	0,00043
4 ^{ème}	16	3417,79	16232,05	0,0136	21887,6	0,00063	0,0116	21268,57	0,00055
3 ^{ème}	12,8	3417,79	19605,70	0,0124	24135,9	0,00079	0,0104	23448,65	0,00068

2^{ème}	9,6	3469,12	23074,82	0,0104	25889,7	0,0009 7	0,0088	25116,74	0,00084
1^{er}	6,4	3528,04	26602,85	0,0072	27203,4	0,0011	0,0064	26336,81	0,00101
RDC	3,20	3672,30	30275,16	0,0032	27916,1	0,0012	0,0028	26987,51	0,00098

BLOC N02 : bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux :

IV.9.1. La valeur du période fondamentale « T » :

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau .

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage .

ξ: pourcentage d'amortissement critique .

Q : Facteur de qualité .

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

On à

(T₁ , T₂) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

Sol meuble ⇒ Site03 donc T₁ = 0,15sec et T₂ = 0,50sec.

On à

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0,30\text{s} \leq 1,022\text{s} \leq 3\text{s}.$$

T : La valeur de la période fondamentale T

$$h_N = 28,8\text{m}.$$

$$C_t = 0,05.$$

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,050 \times (28,8)^{3/4} = 0,62\text{s}.$$

$$T = 0,62 \times 1,3 = 0,808\text{s}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 23,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (28,8)^{\frac{3}{4}} = 0,622 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{28,8}{\sqrt{23,75}} = 0,532 \text{ s} \end{cases}$$

$T_x = 0,532 \text{ s.}$
 $D_y = 23,75 \text{ m}$

$$\Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h)^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (28,8)^{\frac{3}{4}} = 0,622 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{28,8}{\sqrt{23,75}} = 0,532 \text{ s} \end{cases}$$

$T_y = 0,532 \text{ s.}$

$T_x = 0,532 \times 1,3 = 0,6916 \text{ s}$

$T_y = 0,532 \times 1,3 = 0,6916 \text{ s}$

$T_{emp} = (0,6916 \cdot 0,6916) \text{ s}$

$T_{dynamique} = (0,5824 \cdot 0,4281) \text{ s}$

$0,5824 < 0,6916 \text{ s}$ condition vérifiée

$0,4281 < 0,6916 \text{ s}$ condition vérifiée.

On prend :

$T = 0,532 \text{ s.}$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,50}{0,532} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,1.$$

IV.9.2.Coefficient de comportement du structure « R » :

-Mixte portiques/voiles $\Rightarrow R = 4.$

IV.9.3.Le facteur de qualité du structure est fonction de « Q » :

Tableau IV.6. Facteur de qualité (2^{eme} bloc).

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	00	Oui	00
Régularité en elevation	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité matériaux	Non	0.1	Non	0.1

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

IV.9.4. La masse du structure «W» :

La valeur **W** à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau de la structure.

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_G + \beta W_Q$$

W_G : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

W_Q : Charge d’exploitation.

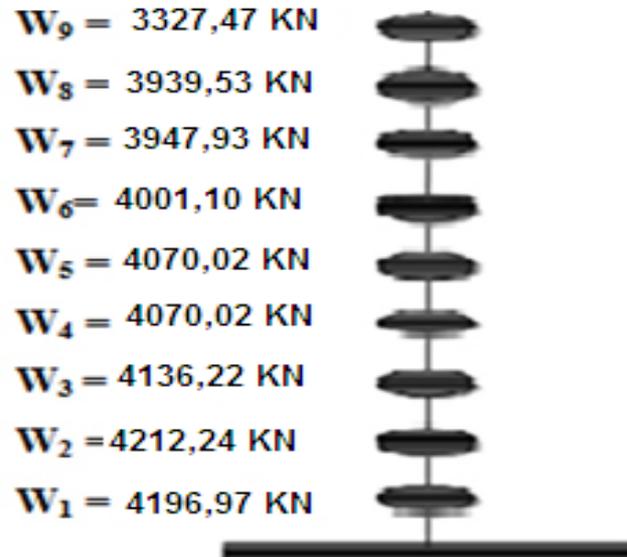
IV.9.5. Coefficient de pondération «β» :

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés) $\Rightarrow \beta = 0,2$.

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

Avec : $S = 23,25 \times 23,25 = 540,56m^2$.



FigureIV.6 poids de chaque étages (2^{eme} bloc).

IV.9.6.Vérification au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

$$M_s = \frac{w \times L}{2}$$

Sens longitudinale :

$$M_s = \frac{w \times L_x}{2} = 426341,0594 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 35902,405 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 11,875 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens X.

Sens transversal :

$$M_s = \frac{w \times L_y}{2} = 426341,0594 \text{ KN.m.}$$

$$M_r = 35902,405 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 11,875 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens Y.

IV.10.Disposition des voiles :

La forme architecturale et la présence de locaux commerciales dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (**R.P.A99/Version 2003**) [2] tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure IV.7.

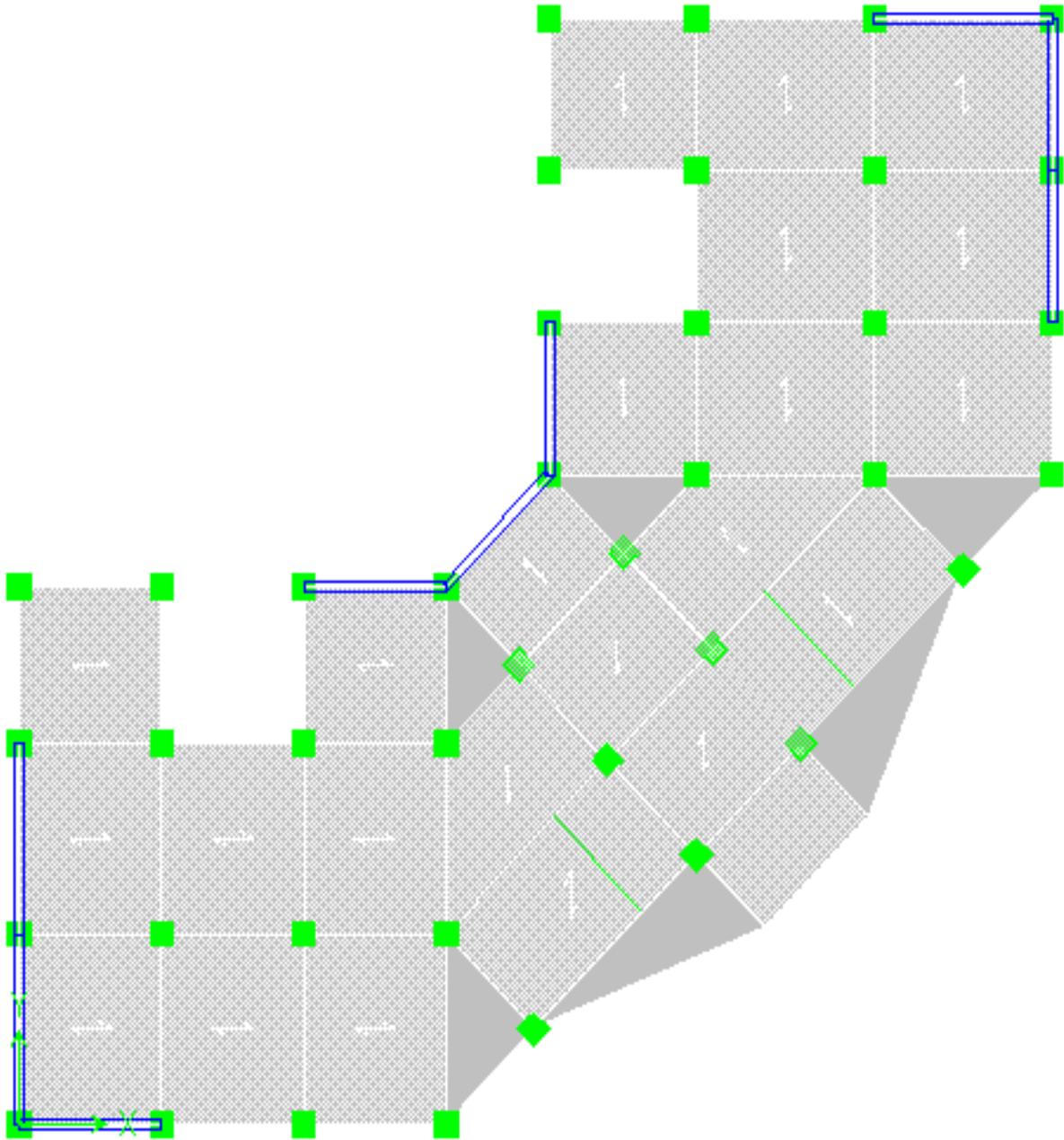


Figure IV.7: Disposition des voiles(2^{eme} bloc).

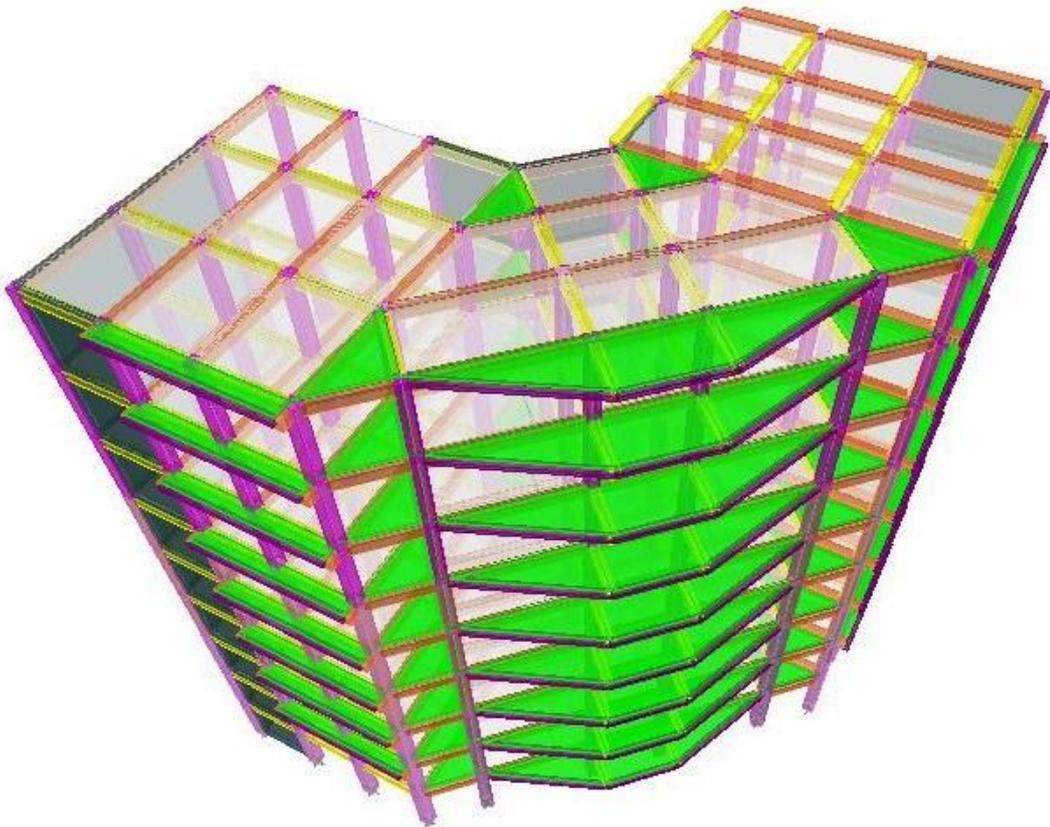


Figure IV.8: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.(2^{eme} bloc).

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :

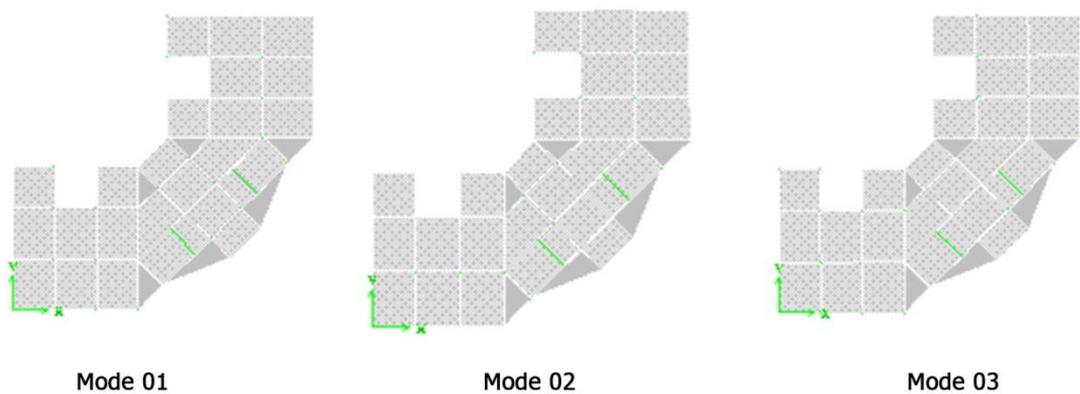


Figure IV.9: Modes principaux de la vibration(2^{eme} bloc).

IV.11.Vérifications :

IV.11.1.Calcul de l'effort tranchant :

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

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ D = 2,1. \\ Q = 1,25. \\ W = 35902,405 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

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

$$\Rightarrow V = \frac{0,15 \times 2,1 \times 1,25 \times W}{4} \Rightarrow V = 0,098W \text{ KN.}$$

$$V_{RPA} = 3518,436 \text{ KN}$$

$$V_{X_{dyn}} = 3044,47 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 2814,749 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{Y_{dyn}} = 3126,11 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 2814,749 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau IV.7: Participation massique cumulée(2^{eme} bloc).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,582412	68,3631	0,0000	68,3631	0,0000
2	0,428150	0,0281	62,1919	68,3912	62,1919
3	0,307820	0,2180	6,4420	68,6092	68,6339
4	0,144759	19,4947	0,0011	88,1039	68,6350
5	0,104367	0,0192	19,2587	88,1231	87,8937
6	0,076193	0,0487	1,5805	88,1718	89,4743
7	0,067365	6,2995	0,0066	94,4713	89,4810
8	0,049519	0,0006	5,5106	94,4719	94,9915
9	0,042878	2,7364	0,0000	97,2083	94,9916

10	0,036675	0,0842	0,3899	97,2925	95,3814
11	0,032446	0,116	2,2489	97,3040	97,6909
12	0,031538	1,3382	0,0311	98,5422	97,6814

Tableau IV.8: Tableau des modes et des périodes (2^{ème} bloc).

Mode	Période (s)
1	0,582412
2	0,428150
3	0,307820
4	0,144759
5	0,104367
6	0,076193
7	0,067365
8	0,049519
9	0,042878
10	0,036675
11	0,032446
12	0,031536

IV.11.1.2Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales . la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ;$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement . R = 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.9: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens (2^{ème} bloc).

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$
	δ_{ex}	δ_k	δ_{ey}	δ_k		
8 ^{ème}	0,0144	0,0576	0,0079	0,0316	0,0076	0,0040
7 ^{ème}	0,0125	0,0500	0,0069	0,0276	0,0076	0,0044
6 ^{ème}	0,0106	0,0424	0,0058	0,0232	0,008	0,0044
5 ^{ème}	0,0086	0,0344	0,0047	0,0188	0,0076	0,0044
4 ^{ème}	0,0067	0,0268	0,0036	0,0144	0,0076	0,0040
3 ^{ème}	0,0048	0,0192	0,0026	0,0104	0,0068	0,0036
2 ^{ème}	0,0031	0,0124	0,0017	0,0068	0,0060	0,0032
1 ^{ér}	0,0016	0,0064	0,0009	0,0036	0,0004	0,0024
RDC	0,0006	0,0024	0,0003	0,0012	0,0024	0,0024

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% \times h_c = 0,0408$. donc la condition est vérifiée.

IV.11.1.3 Vérification de l'effet P-Δ :

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

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".

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V \dots\dots\dots \text{si : } T > 0,7 \text{sec;} \\ F_t = 0 \dots\dots\dots \text{si : } T \leq 0,7 \text{sec.} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t \neq 0$) puisque : $T = 1,022 \text{ sec} > 0,7 \text{sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i ;

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i ;

h_j : niveau d'un plancher quelconque ;

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » .

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1 - \theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau IV.10: Vérification à l'effet P-Δ (2^{ème} bloc).

Niveau	Hauteur r	W_i	P_K	Sens-x			Sens-y		
				Δ_k	V_k	θ	Δ_k	V_k	θ
8 ^{ème}	28,8	3327,47	3327,47	0,0076	660,08	0,0013	0,0040	670,04	0,0007
7 ^{ème}	25,6	3939,53	7266,10	0,0076	1232,38	0,0018	0,0044	1265,61	0,00098
6 ^{ème}	22,4	3947,93	11214,93	0,0080	1680,13	0,0024	0,0044	1719,66	0,0013
5 ^{ème}	19,2	4001,10	15216,93	0,0076	2046,79	0,0029	0,0044	2087,26	0,0017
4 ^{ème}	16	4070,02	19286,95	0,0076	2350,56	0,0039	0,0040	2391,22	0,0020
3 ^{ème}	12,8	4070,02	23356,97	0,0068	2592,13	0,0048	0,0036	2640,74	0,0025

2^{ème}	9,6	4136,22	27493,19	0,0060	2780,86	0,0062	0,0032	2839,71	0,0032
1^{er}	6,4	4212,24	31705,43	0,0004	2915,51	0,0007	0,0024	2987,74	0,0040
RDC	3,20	4196,97	35902,40	0,0024	2986,63	0,0090	0,0024	3066,70	0,0088

➤ **Remarque**

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme.

Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation **ETABSV 9.7.4**.

IV.12.Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **(R.P.A99/version 2003)** [2], ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE V :
Étude des voiles

V.1.Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

V.2.Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique). ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes.de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

V.2.1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).

- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

- L'emplacement des voiles ne doit pas dés équilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V.3. Calcul du système de contreventement :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

V.3.1.Principe de calcul des voiles :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- a) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
 b) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement **R.P.A 99(version 2003)** [2].

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

V.3.2.La méthode de calcul des voiles :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- 1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)** [2]

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

- 2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$. on compare A_v par la section minimale exigée par le **R.P.A 99 (version 2003)** [2].

Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

- 3^{ème} cas:

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4. Les recommandations du R.P.A99 (version 2003) :**V.4.1. Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **R.P.A 99 (version 2003) [2]** exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.4.2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures. les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

V.4.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20mm, et de 8mm dans le cas contraire.

V.4.4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 V / f_e \quad \text{Avec : } V = 1,4 V_u$$

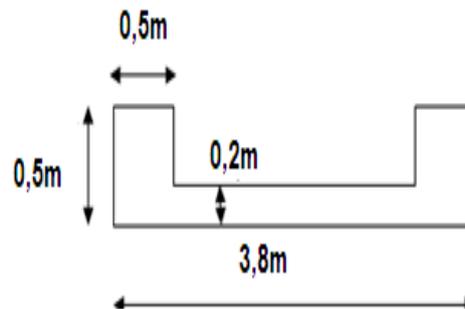
Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

BLOC N01: bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux :

V.5. Calcul ferrailage des voiles :

V.5.1. Exemple de calcul :

Type N01:



$$A = 1,06 \text{ m}^2.$$

$$I = 1,7375 \text{ m}^4.$$

$$V = 1,9 \text{ m}$$

$$N = 2573,73 \text{ KN}.$$

$$M = 9787,38 \text{ KN.m} .$$

$$T = 774,38 \text{ KN}.$$

V.5.1.1. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2573,73 \cdot 10^{-3}}{1,06} + \frac{1,9 \times 9787,619 \cdot 10^{-3}}{1,7375} = 13,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2573,73 \cdot 10^{-3}}{1,06} - \frac{1,9 \times 9787,619 \cdot 10^{-3}}{1,7375} = -8,27 \text{ MPa}$$

σ_1, σ_2 Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction.

V.5.1.2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E) :

$N = 3468,2 \text{KN}$

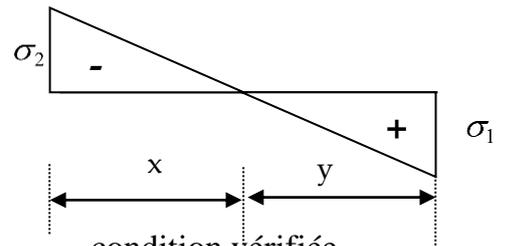
$M = 9933,641 \text{KN.m}$

$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 14,13 \text{Mpa}$

$\sigma_1 = 14,13 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -7,59 \text{Mpa}$

$\sigma_2 = -7,59 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$



V.5.1.3. Longueur de la zone tendue :

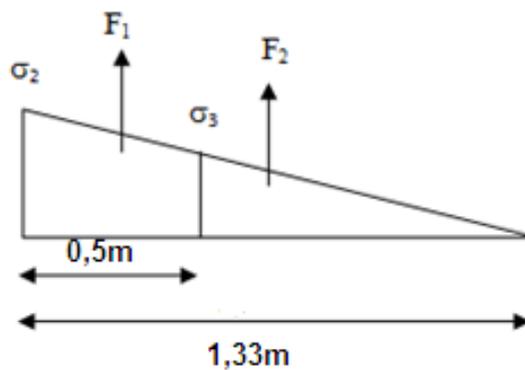
$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = 1,33 \text{m}$

$Y = L - X \Rightarrow Y = 3,8 - 1,33 = 2,47 \text{m}$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée.

V.5.1.4. Calcul de la contrainte σ_3



$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,5} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,5)}{X} = 4,74 \text{Mpa}$

V.5.1.5. Détermination des armatures verticales :

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = 1541,250KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{149} = 28,97cm^2 / ml$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = 393,42KN.$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{149} = 7,40cm^2 / ml$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 774,38 \times 10}{400} \times \frac{1,33}{3,8} \times \frac{100}{133} = 7,85cm^2 / ml$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 44,22cm^2$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{tendu}$$

$$A_{min} = 0,2\% \times 20 \times 133 = 5,32cm^2$$

$$A_T = 44,22cm^2 > A_{min} = 5,32cm^2$$

➤ **Le diamètre :**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \Rightarrow \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement :**

✓ Selon le **BAEL 91[1]**, on a :

$$S_t \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

✓ Selon le **R.P.A 99 (version 2003) [2]** on a :

$$S_t \leq \min \{1,5 \times a, 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc: $S_t \leq \min \{S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ R.P.A 99}}\}$.

$$S_t \leq 30 \text{ cm} .$$

On adopte un espacement de 20 cm.

V.5.1.6. Calcul des armatures horizontales :

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** [2], on adopte le même ferrailage que les armatures verticales.

V.5.1.7. Calcul des armatures transversales :

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** [6] et le **BAEL 91**[1], dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins. on prend donc **4φ 8 par m²**.

V.5.1.8. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, d = 0,9h = 256,5cm.

h : hauteur totale de la section brute, h=285cm

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5\text{MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{744,38 \times 1,4 \times 10^3}{200 \times 2565} = 2,11 \text{ MPa.}$$

$\tau_b = 2,11\text{MPa} < 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}$ condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

Le pourcentage minimal selon RPA 2003:

$$\Rightarrow \tau_b = 2,09 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_h \geq 0,25\% a. 1\text{m} = 0,25\% 20.100 = 5\text{cm}^2.$$

S_h=25 cm.

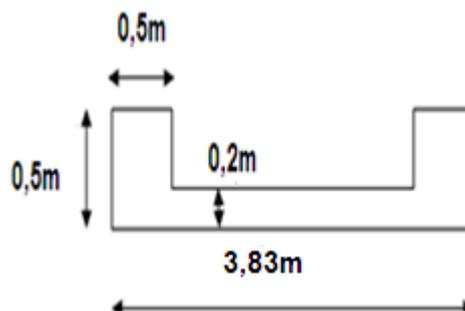
V.1 : Tableau de caractéristique et ferrailage des voiles (1^{er} bloc).

Voile	L(m)	V(m)	V'(m)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)	A(m ²)	I(m ⁴)
RDC au 2 ^{eme} étage	3,8	1,9	1,9	3468,2	9933,641	774,38	1,06	1,7375
3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	3,75	1,875	1,875	2343,09	4062,485	599,86	0,975	1,4953
6 ^{eme} au 8 ^{eme} étage	3,7	1,85	1,85	1153,02	1095,434	346,64	0,9	1,2820

V.2 : Tableau de ferrailage des voiles (1^{er} bloc).

	X	σ_1	σ_2	σ_3	A _{min}	A _{cal}	A _{adopté}	A _h	A
RDC au 2 ^{eme}	1,33	14,13	-7,59	4,74	5,32	7,40	5T14= 7,70	5T14= 7,70	4T10= 3,14
3 ^{eme} au 5 ^{eme}	1,20	7,49	-2,69	2	4,80	3,13	5T12= 5,65	5T12= 5,65	4T8= 2,01
6 ^{eme} au 8 ^{eme}	0,34	2,86	-0,29	0,145	1,36	0,87	5T10= 3,93	5T10= 3,93	4T8= 2,01

Type N02:



$A = 1,066 \text{ m}^2.$

$I = 1,7743\text{m}^4 .$

$V = 1,915\text{m}$

$N = 1752,95 \text{ KN}.$

$M = 8493,945 \text{ KN.m} .$

$T = 630,04\text{KN}.$

V.6.1.1. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1752,95 \cdot 10^{-3}}{1,066} + \frac{1,915 \times 8493,945 \cdot 10^{-3}}{1,7743} = 10,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1752,95 \cdot 10^{-3}}{1,066} - \frac{1,915 \times 8493,945 \cdot 10^{-3}}{1,7743} = -7,52 \text{ MPa}$$

σ_1, σ_2 Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction.

V.6.1.2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E) :

$N = 2221,85 \text{ KN}$

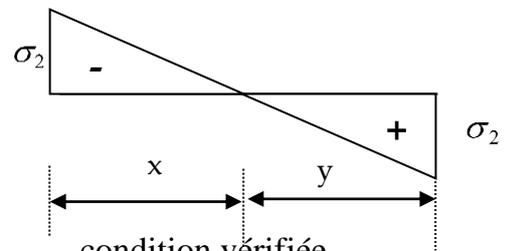
$M = 8637,845 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 11,41 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1 = 11,41 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 18,48 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -7,23 \text{ Mpa}$$

$\sigma_2 = -7,23 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 18,48 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$



V.6.1.3. Longueur de la zone tendue :

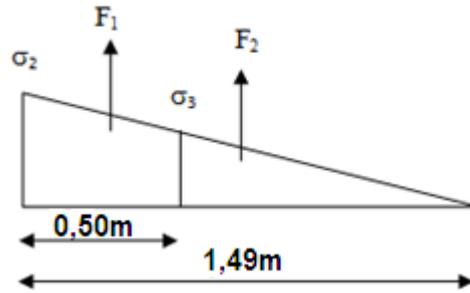
$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = 1,49 \text{ m}$$

$$Y = L - X \Rightarrow Y = 3,83 - 1,49 = 2,34 \text{ m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée

V.6.1.4.Calcul de la contrainte σ_3



$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,5} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,5)}{X} = 4,80 \text{ Mpa}$$

V.6.1.5.Détermination des armatures verticales :

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = 1503,75 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{149} = 25,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = 475,2 \text{ KN.}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{149} = 7,97 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 630,04 \times 10}{400} \times \frac{1,49}{3,83} \times \frac{100}{149} = 6,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 39,53 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) [2] on a :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 149 = 5,96 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 39,53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,96 \text{ cm}^2$$

Le diamètre :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.}$$

➤ **L'espacement :**

✓ Selon le **BAEL 91[1]**, on a :

$$S_t \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

✓ Selon le **R.P.A 99 (version 2003) [2]** on à :

$$S_t \leq \min \{1,5 \times a, 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc : $S_t \leq \min \{S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{R.P.A 99}}\}$.

$$S_t \leq 30 \text{ cm} .$$

On adopte un espacement de 20 cm.

V.6.1.6.Calcul des armatures horizontales :

D'après le **R.P.A 99 (version 2003) [2]**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales.

V.6.1.7.Calcul des armatures transversales :

D'après le **D.T.R-B.C-2,42[6]** et le **BAEL 91[1]**, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins. on prend donc **4φ 8 par m²**.

V.6.1.8.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, $d = 0,9h = 252 \text{ cm}$.

h : hauteur totale de la section brute, $h = 280 \text{ cm}$

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{630,04 \times 1,4 \times 10^3}{200 \times 2520} = 1,75 \text{ MPa}.$$

$\tau_b = 2,12 \text{ MPa} < 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

Le pourcentage minimal selon RPA 2003:

$$\Rightarrow \tau_b = 2,09 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}.$$

$$\Rightarrow A_h \geq 0,25\% a. 1m = 0,25\% 20.100 = 5 \text{ cm}^2.$$

$$S_h = 25 \text{ cm}.$$

V.3 : Tableau de caractéristique et ferrailage des voiles (1^{er} bloc).

Voile	L(m)	V(m)	V'(m)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)	A(m ²)	I(m ⁴)
RDC au 2 ^{eme} étage	3,83	1,915	1,915	2221,85	8637,845	630,04	1,066	1,7743
3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	3,78	1,89	1,89	1478,39	3465,419	427,72	0,981	1,5277
6 ^{eme} au 8 ^{eme} étage	3,73	1,865	1,865	708,81	787,602	202,71	0,906	1,3106

V.4 : Tableau de ferrailage des voiles (1^{er} bloc).

	X	σ_1	σ_2	σ_3	A _{min}	A _{cal}	A _{adopté}	A _h	A
RDC au 2 ^{eme}	1,49	11,41	-7,23	4,80	5,59	7,97	5T16= 10,05	5T16= 10,05	4T10= 3,14
3 ^{eme} au 5 ^{eme}	1,23	5,79	-2,78	1,76	4,92	2,79	5T12= 5,65	5T12= 5,65	4T8= 2,01
6 ^{eme} au 8 ^{eme}	0,57	1,90	-0,34	0,10	2,28	1,7	5T10= 3,93	5T10= 3,93	4T8= 2,01

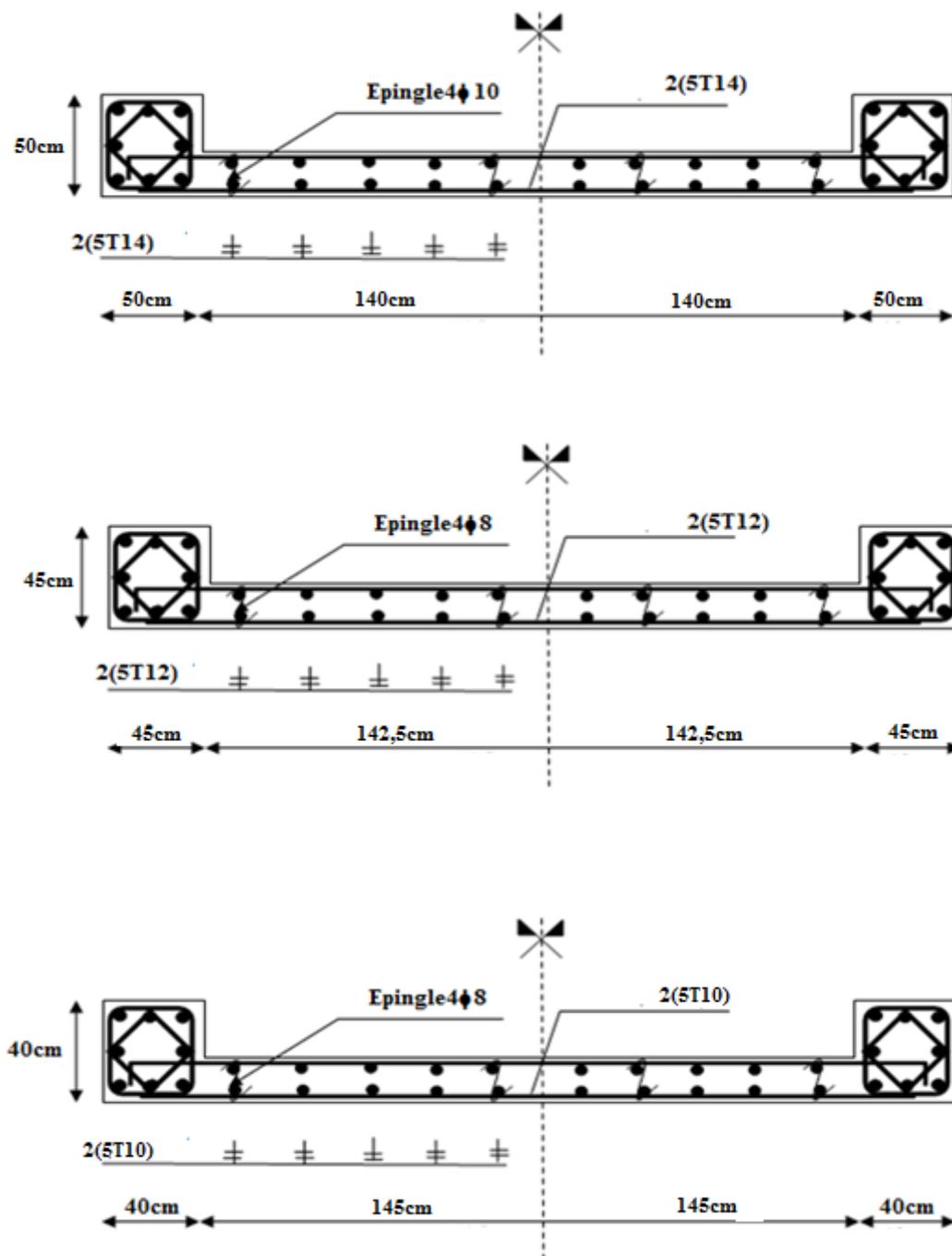


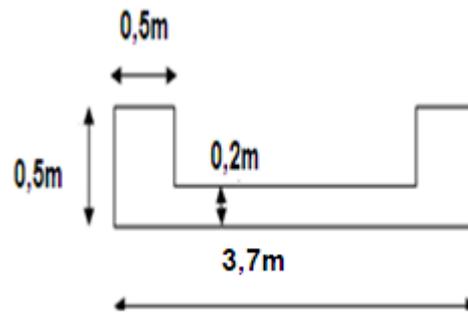
Figure V.2 : Schéma de ferrailage du mur voile (1^{er} bloc).

BLOC N02 : bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux :

V.7. Calcul ferrailage des voiles :

V.7.1. Exemple de calcul :

Type N01:



$$A = 1,04 \text{ m}^2.$$

$$I = 1,6185 \text{ m}^4.$$

$$V = 1,85 \text{ m}$$

$$N = 3985,18 \text{ KN.}$$

$$M = 3436,051 \text{ KN.m .}$$

V.7.1.1. Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{3985,18 \cdot 10^{-3}}{1,04} + \frac{1,85 \times 3436,051 \cdot 10^{-3}}{1,6185} = 7,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{3985,18 \cdot 10^{-3}}{1,04} - \frac{1,9 \times 3436,051 \cdot 10^{-3}}{1,6185} = -0,1 \text{ MPa}$$

σ_1, σ_2 Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcule la longueur de la zone de traction.

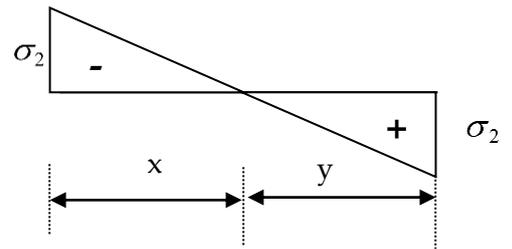
V.7.1.2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E) :

$N = 4436,31 \text{ KN}$

$M = 3472,797 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 8,24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = 0,30 \text{ Mpa}$$



On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003[2]**.

Calcul des armatures verticales :

D'après le **R.P.A 99/ version 2003[2]** on a :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 250}{10} \Rightarrow D \leq 25 \text{ cm} \\ \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement :**

• Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99[1]**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Selon le **R.P.A99/version 2003** on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} .$$

On adopte un espacement de 25 cm.

V.7.1.3.Calcul des armatures horizontales :

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** [2], on adopte le même ferrailage que les armatures verticales .

V.7.1.4.Calcul des armatures transversales :

D'après le **D.T.R-B.C-2,42[6]** et le **BAEL 91[1]**, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins. on prend donc **4φ 8 par m²**.

V.7.1.5.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile .

L : longueur du voile .

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5MPa$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{722,27 \times 1,4 \times 10^3}{200 \times 3700} = 1,37 MPa.$$

$\tau_b = 1,37MPa < 0,2f_{c28} = 5MPa$ condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

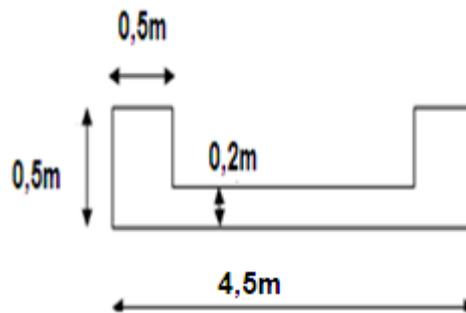
V.5 :Tableau de caractéristique et ferrailage des voiles(2^{eme} bloc).

Voile	L(m)	V(m)	V'(m)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)	A(m ²)	I(m ⁴)
RDC au 2 ^{eme} étage	3,7	1,85	1,85	4436,31	3472,797	722,27	1,04	1,6185
3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	3,65	1,825	1,825	2276,57	1532,381	422,64	0,955	1,3902
6 ^{eme} au 8 ^{eme} étage	3,6	1,8	1,8	815,96	544,558	308,84	0,88	1,1893

V.6 : Tableau de ferrillage des voiles (2^{ème} bloc).

	σ_1	σ_2	A_{min}	$A_{adopté}$	A_h	A
RDC au 2 ^{ème}	8,24	0,30	3	5T14= 7,70	5T14= 7,70	4T10= 3,14
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	4,39	0,37	3	5T12= 5,65	5T12= 5,65	4T8= 2,01
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	1,75	0,1	3	5T10= 3,93	5T10= 3,93	4T8= 2,01

Type N02:



$$A = 1,2 \text{ m}^2.$$

$$I = 2,725 \text{ m}^4 .$$

$$V = 2,25 \text{ m}$$

$$N = 3120,37 \text{ KN}.$$

$$M = 1955,539 \text{ KN.m} .$$

V.7.1.6.Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{3120,37 \cdot 10^{-3}}{1,2} + \frac{2,25 \times 1955,539 \cdot 10^{-3}}{2,725} = 4,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{3120,37 \cdot 10^{-3}}{1,2} - \frac{2,25 \times 1955,539 \cdot 10^{-3}}{2,725} = 0,9 \text{ MPa}$$

σ_1 , σ_2 Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction.

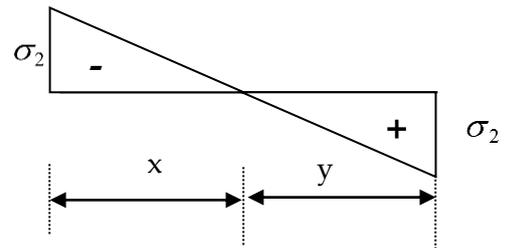
V.7.1.7. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E) :

$N = 3463,77 \text{ KN}$

$M = 2000,27 \text{ KN.m}$

$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 4,5 \text{ Mpa}$

$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = 1,2 \text{ Mpa}$



On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/ version 2003[2]**.

Calcul des armatures verticales :

D'après le **R.P.A 99/ version 2003[2]** on a :

$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 250}{10} \Rightarrow D \leq 25 \text{ cm} \\ \text{On adopte : } D = 12 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

➤ **L'espacement :**

• Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99[1]**, on a :

$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}$
 $S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

Selon le **R.P.A99/version 2003** on a :

$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$
 $S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$

Donc : $S_t \leq \min \left\{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} .$

On adopte un espacement de 25 cm.

V.7.1.8.Calcul des armatures horizontales :

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)** [2], on adopte le même ferrailage que les armatures verticales.

V.7.1.9.Calcul des armatures transversales :

D'après le **D.T.R-B.C-2,42[6]** et le **BAEL 91[1]**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins. on prend donc **4φ 8 par m²**.

V.7.1.10.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile .

L : longueur du voile .

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5MPa$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{458,84 \times 1,4 \times 10^3}{200 \times 4500} = 0,71 MPa.$$

τ_b = 0,71MPa < 0,2f_{c28} = 5MPacondition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

V.7 : Tableau de caractéristique et ferrailage des voiles(2^{eme} bloc).

Voile	L(m)	V(m)	V'(m)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)	A(m ²)	I(m ⁴)
RDC au 2 ^{eme} étage	4,5	2,25	2,25	3463,77	2000,27	458,84	1,2	2,725
3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	4,45	2,225	2,225	1887,98	1216,163	398,64	1,115	2,3725
6 ^{eme} au 8 ^{eme} étage	4,4	2,2	2,2	689,04	579,971	274,05	1,04	2,0619

V.8 : Tableau de ferrailage des voiles (2^{ème} bloc).

	σ_1	σ_2	A_{min}	$A_{adopté}$	A_h	A
RDC au 2 ^{ème}	4,5	1,2	3	5T16= 10,05	5T16= 10,05	4T10= 3,14
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	2,8	0,55	3	5T12= 5,65	5T12= 5,65	4T8= 2,01
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	1,28	0,04	3	5T10= 3,93	5T10= 3,93	4T8= 2,01

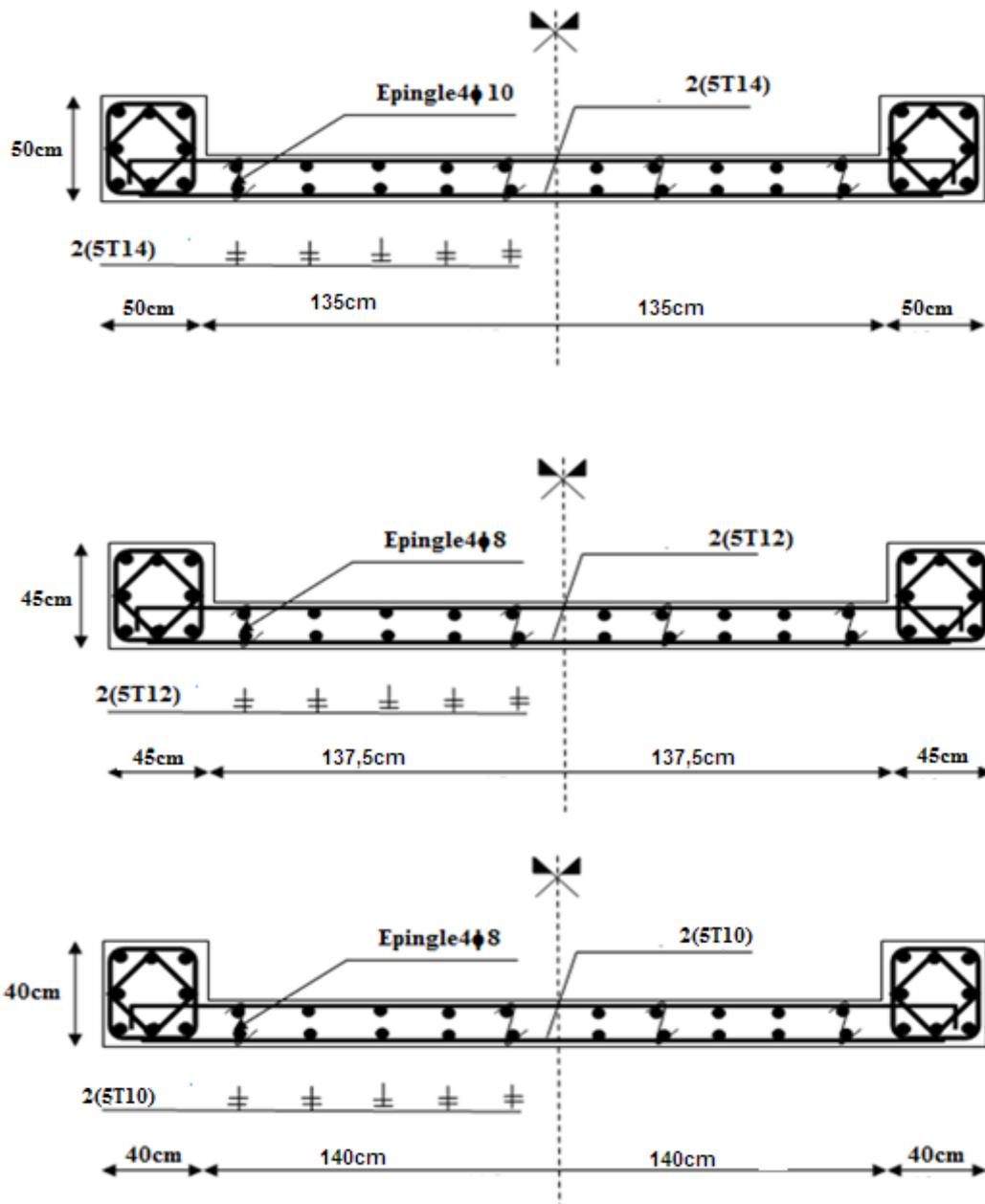


Figure V.2 :Schéma de ferrailage du mur voile (2^{ème} bloc).

V.8. Conclusion :

Les résultats obtenus par les tableaux ci-dessus montrent que " $A_{\text{adopté}}$ " presque la même " dans les deux blocs et le choix du ferrailage des voiles c'est le même.

CHAPITRE VI :
Étude des portiques

VI.1. Introduction :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

VI.2.Étude des charges verticales et horizontales :

L'étude charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme (ETABS V 9.7.4) ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.3.Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [B.A.E.L 91 modifiée 99 [1] et R.P.A 99/ (version 2003)] [2].

VI.3.1.Poutres :

➤ Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99) [1]

$$1,35G+1,5 Q$$

➤ Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)] [2]

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

VI.3.2.Poteaux :

➤ Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99) [1]

$$1,35 G+1,5 Q$$

➤ Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)] [2]

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Avec :G : Charge permanente .

Q : Charge d'exploitation .

E : Effort sismique.

VI.4.Ferrailage des poutres :**VI.4.1.Méthode de calcul :**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .
- Sollicitation du 2^{ème} genre $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2} .
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « **E.L.U** » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b).

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ MPa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ MPa.

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ MPa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ MPa.

Calcul du première bloc :**VI.4.2.Les armatures minimales :**

D'après le **R.P.A 99/ (version 2003) [2]** on à :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante).
- $A_{max2} = 6\% \times b \times h_t$ (Zone de recouvrement).

VI.4.3.Poutre principale (30x40) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2.$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.4.3.1.Exemple de calcul :

a)Poutre (RDC, 1^{er} ,2^{ème}) :

➤ **En travée :**

$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 43,015 \text{ KN. m.}$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 85,818 \text{ KN. m.}$

$M_{sp2}/M_{sp1}=2,31 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}) .

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=36\text{cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée (1^{er}bloc).

Moment ultime M_u	M_u	85,818, KN.m	$\mu=0,0466 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A'=0$
Moment réduit	$\mu=M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,0466	
État limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,887$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	7,72cm²	

Sur appuis :

$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 43,015 \text{ KN. m.}$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 97,154 \text{ KN. m.}$

$M_{sp2}/M_{sp1}=2,26 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}) .

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t= 40 \text{ cm}$.

- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=36$ cm .
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ MPa .
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa .
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa .
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis (1^{er} bloc).

Moment ultime M_u	M_u	97,154KN.m	$\mu=0,053 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,053	
État limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,930$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	8,74 cm²	

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales) (1^{er} bloc).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC au 2^{ème}	Appuis	46,312	97,154	97,154	6,00	8,74	3T14+3T14=9,24
	Travée	43,015	85,818	85,818		7,72	3T14+3T12=8,01
3^{ème} au 5^{ème}	Appuis	54,054	120,732	120,732	6,00	10,86	3T16+3T16=12,06
	Travée	51,052	104,703	104,703		9,42	3T16+3T14=10,65
6^{ème} au 8^{ème}	Appuis	62,25	119,82	119,82	6,00	10,78	3T16+3T16=12,06
	Travée	60,042	104,188	104,188		9,37	3T16+3T14=10,65

VI.4.4.Poutre secondaire (30x35) cm² :

VI.4.4.1.Armatures minimales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires) (1^{er} bloc).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 2 ^{ème}	Appuis	13,136	60,893	60,893	5,25	6,02	3T12+3T12=6,78
	Travée	30,325	76,452	76,452		7,75	3T14+3T12=8,01
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	Appuis	16,752	79,057	79,057	5,25	8,06	3T14+3T14=9,24
	Travée	29,447	99,13	99,13		10,5	3T16+3T14=10,65
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	Appuis	18,951	79,814	79,814	5,25	8,14	3T16+3T14=9,24
	Travée	34,511	99,413	99,413		10,53	3T16+3T14=10,65

VI.4.5.Calcul les armatures transversales :

VI.4.5.1.Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 . b/10 . \Phi_l) .$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 . 30 . 16) .$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

VI.4.5.2. Calcul de L'espacement :

Selon le **R.P.A 99/version 2003**

$$\begin{cases} S_t \leq \min (0,9 \times d. 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (36 . 40 \text{ cm}) \end{cases} \leq 30 \text{ cm.}$$

➤ **Zone nodale**

$$\begin{cases} S_t \leq \min (12\Phi l . h/4) \\ S_t \leq \min (19,20 . 10 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

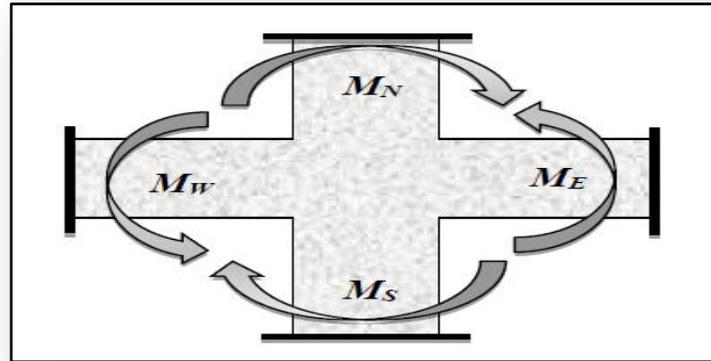


Figure VI.1 : Répartition des moments dans la zone nodale(1^{er} bloc).

➤ **Zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm.}$$

VI.4.6. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi . f_c / 4 . \tau_s$

Avec :

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 . \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

VI.4.7. Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) . \quad \text{Profondeur utile } d = 36\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad . \quad L_2 = 26,30\text{cm} \quad . \quad L_1 = 0,80 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad . \quad L_2 = 25,10\text{cm} \quad . \quad L_1 = 3,91 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad . \quad L_2 = 23,90\text{cm} \quad . \quad L_1 = 7,03\text{cm.}$$

VI.4.8. La longueur de recouvrement :

D’après le **R.P.A 99/version 2003[2]**, la longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56\text{cm.}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

VI.4.9. Les vérifications :

VI.4.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S) :

Poutre principale (30x40) cm²

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2.$$

$A_{adopté} > A_{min}$Condition vérifiée.

En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 60,042 \text{ KN. m}$

$M_{ser} = 43,919 \text{ KN. m}$

$$\alpha = 0,144 \text{ et } \gamma = \frac{60,042}{43,919} = 1,36.$$

$$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} \quad . \quad \alpha \leq 0,435 \text{.....Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{a \max} = 62,25 \text{ KN. m.}$

$$M_{ser} = 45,25 \text{ KN. m.}$$

$$\alpha = 0,180 \text{ et } \gamma = \frac{62,25}{45,25} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \quad . \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire (30x35) cm² :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$A_{adopté} > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad . \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{t \max} = 34,511 \text{ KN. m}$

$$M_{ser} = 25,215 \text{ KN. m}$$

$$\alpha = 0,043 \text{ et } \gamma = \frac{34,511}{25,215} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} \quad . \alpha \leq 0,434 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad . \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{amax} = 18,951 \text{ KN. m}$

$$M_{ser} = 13,986 \text{ KN. m.}$$

$$\alpha = 0,067 \text{ et } \gamma = \frac{18,951}{13,986} = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} \quad . \alpha \leq 0,425 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 66,3\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{66,3 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,614 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \left\{ \min 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) . 5 \text{ MPa} \right\}$

$\tau_u = 0,614 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 26,57 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{26,57 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,28 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) . 5 \text{ MPa} \right\}$

$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

VI.4.9.3. Vérification du flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée **B.A.E.L91 modifiée 99[1] (Art B.6.5)** .

$$\begin{cases} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

Poutres principales :

(à l'E.L.S) . $A_s = 9,62 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} . 0,099 > 0,0625$Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} . 0,008 < 0,010$Condition vérifiée.

Poutres secondaires :

(à l'E.L.S) . $A_s = 6,02 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} . 0,0875 > 0,0625$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} . 0,006 < 0,0105$ Condition vérifiée.

Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales (1^{er} bloc).

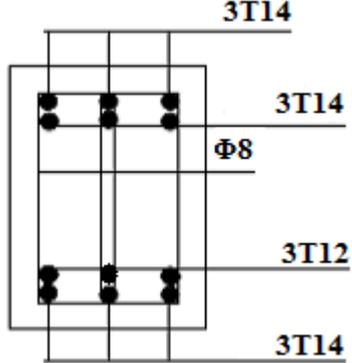
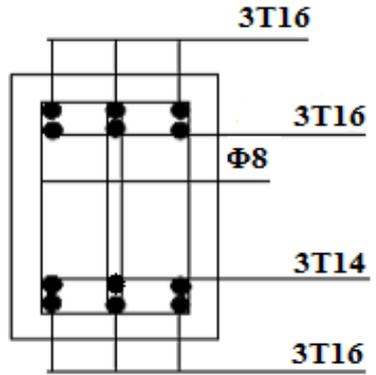
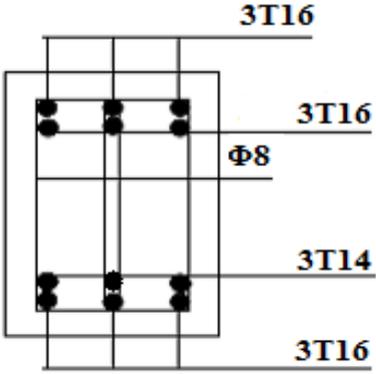
Niveau	Schéma de Ferrailage
RDC au 2 ^{ème}	
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	

Tableau VI.6: Ferrailage des poutres secondaires (1^{er} bloc).

Niveau	Schéma de Ferrailage
RDC au 2 ^{ème}	<p>3T12</p> <p>3T14</p> <p>Φ8</p> <p>2T12</p> <p>3T12</p>
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	<p>3T14</p> <p>3T16</p> <p>Φ8</p> <p>3T14</p> <p>3T14</p>
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	<p>3T16</p> <p>3T16</p> <p>Φ8</p> <p>3T14</p> <p>3T14</p>

Calcul du deuxième bloc :**VI.5.1. Les armatures minimales :**

D'après le **R.P.A 99/ (version 2003) [2]** on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t$
- Section d'armature maximale : $A_{\max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante) .
 $A_{\max2} = 6\% \times b \times h_t$ (Zone de recouvrement).

VI.5.2. Poutre principale (30x40) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2.$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.5.3.1. Exemple de calcul :**a) Poutre (RDC, 1^{er}, 2^{ème}) :**➤ **En travée**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 65,839 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 62,594 \text{ KN. m.}$$

$M_{sp2}/M_{sp1} = 0,95 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p1}) .

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=40\text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=36\text{cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400\text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25\text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.7: Exemple de ferrailage des poutres en travée (2^{ème} bloc).

Moment ultime Mu	Mu	65,839 KN.m	$\mu=0,119 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = Mu / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,119	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,953$		
Section d'aciers As	$Mu / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,51 cm²	

Sur appuis :

$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 58,792 \text{ KN.m.}$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 57,205 \text{ KN.m.}$

$M_{sp2} / M_{sp1} = 0,97 < 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p1}) .

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t= 40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=36 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.8 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis (2^{ème} bloc).

Moment ultime Mu	Mu	58,792KN.m	$\mu=0,106 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = Mu / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,106	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,944$		
Section d'aciers As	$Mu / (\sigma_s \times \beta \times d)$	4,97 cm²	

Tableau VI.9:Ferrailage des différents niveaux (poutres principales) (2^{ème} bloc).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 2 ^{ème}	Appuis	58,792	57,205	58,792	6,00	4,97	3T12+3T12=6,78
	Travée	65,839	62,594	65,839		5,51	3T14+2T12=6,88
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	Appuis	59,022	60,753	59,022	6,00	4,99	3T12+3T12=6,78
	Travée	67,677	66,979	67,677		5,77	3T14+2T12=6,88
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	Appuis	59,019	59,349	59,019	6,00	4,99	3T12+3T12=6,78
	Travée	68,989	66,062	68,989		5,87	3T14+2T12=6,88

VI.5.4.Poutre secondaire (30x35) cm² :

VI.5.4.1.Armatures minimales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2.$$

VI.10.Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

(Poutres secondaires)(2^{ème} bloc).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC au 2 ^{ème}	Appuis	43,497	59,576	59,576	5,25	5,88	3T12+3T12=6,78
	Travée	30,968	49,418	49,418		4,81	3T14+2T12=6,88
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	Appuis	44,016	85,351	85,351	5,25	8,79	3T14+3T14=9,24
	Travée	31,319	63,818	63,818		6,21	3T14+2T12=6,88
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	Appuis	45,456	88,382	88,382	5,25	9,15	3T14+3T14=9,24
	Travée	32,552	64,462	64,462		6,41	3T14+2T12=6,88

VI.5.5. Calcul les armatures transversales :

VI.5.5.1. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 . b/10 . \Phi_l) .$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 . 30 . 16) .$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.} \quad \text{On adopte : } \Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

VI.5.5.2. Calcul de L'espace :

Selon le **R.P.A 99/version 2003[2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9 \times d . 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (36 . 40 \text{ cm}) \end{array} \right. \leq 30 \text{ cm.}$$

➤ **Zone nodale**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (12\Phi_l . h/4) \\ S_t \leq \min (19,20 . 10 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

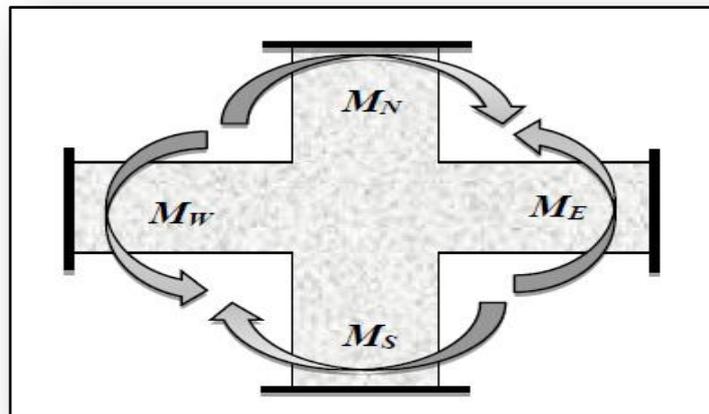


Figure VI.2 : Répartition des moments dans la zone nodale(2^{ème} bloc).

➤ **Zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm.}$$

VI.5.6. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi . f_e / 4 . \tau_s$$

Avec :

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,29 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 . \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

VI.5.7. Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) . \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad . \quad L_2 = 26,30\text{cm} \quad . \quad L_1 = 0,80 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad . \quad L_2 = 25,10\text{cm} \quad . \quad L_1 = 3,91 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad . \quad L_2 = 23,90\text{cm} \quad . \quad L_1 = 7,03 \text{ cm.}$$

VI.5.8. La longueur de recouvrement :

D'après le **R.P.A 99/version 2003[2]**, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2\text{cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

VI.5.9. Les vérifications :

VI.5.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S) :

Poutre principale (30x40) cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_c = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30\text{cm}^2.$$

$$A_{adopté} > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 68,989\text{KN. m}$

$M_{ser} = 50,364 \text{ KN. m}$

$$\alpha = 0,144 \text{ et } \gamma = \frac{68,989}{50,364} = 1,36.$$

$$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} . \quad \alpha \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{a \max} = 59,019 \text{ KN.m}$.

$$M_{ser} = 43,11 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,180 \text{ et } \gamma = \frac{59,019}{43,11} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \quad . \alpha \leq 0,435 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire (30x35) cm² :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$A_{adopté} > A_{min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

En travée :

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad . \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{t \max} = 32,552 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 33,311 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,043 \text{ et } \gamma = \frac{32,552}{33,311} = 0,98$$

$$\alpha \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} \quad . \alpha \leq 0,240 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad . \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{amax} = 88,382 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 15,796 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,067 \text{ et } \gamma = \frac{88,382}{15,796} = 5,59$$

$$\alpha \leq \frac{5,59-1}{2} + \frac{25}{100} \quad . \alpha \leq 2,55 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5.9.2. Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 64,83KN$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{64,83 \times 10^3}{0,30 \times 0,36} = 0,600 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \{ \min(0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) . 5 \text{ MPa}) \}$

$\tau_u = 0,600 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 26,99 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{26,99 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,286 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \{ 0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) . 5 \text{ MPa} \}$

$\tau_u = 0,286 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

VI.5.9.3. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée **B.A.E.L91 modifiée 99[1] (Art B.6.5)**.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Poutres principales :

(à l'E.L.S) $A_s = 9,62 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} . 0,099 > 0,0625$Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} . 0,0089 < 0,010$Condition vérifiée.

Poutres secondaires :

(à l'E.L.S) $A_s = 7,75 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} . 0,0875 > 0,0625$Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} . 0,008 < 0,0105$Condition vérifiée.

Tableau VI.11: Ferrailage des poutres principales(2^{ème} bloc).

Niveau	Schéma de Ferrailage
RDC au 2 ^{ème}	
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	

Tableau VI.12: Ferrailage des poutres secondaires (2^{ème} bloc).

Niveau	Schéma de Ferrailage
RDC au 2 ^{ème}	
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	
6 ^{ème} au 8 ^{ème}	

VI.6.Ferrailage des poteaux :

VI.6.1.Méthode de calcul :

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible. il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$\begin{aligned} \text{➤ } 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q & \begin{cases} N_{\max} \cdot M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} \cdot M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} \cdot N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{➤ } 2^{\text{ème}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E. & \begin{cases} N_{\max} \cdot M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} \cdot M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} \cdot N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{aligned}$$

Dans lecalcul relatif aux « **E.L.U** », on introduit des coefficients de sécurité(γ_s, γ_b)

$$\begin{aligned} \text{➤ Pour situation accidentelle : } & \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa.} \end{cases} \\ \text{➤ Pour les autres cas : } & \begin{cases} \gamma_s = 1,1 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1, \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.} \end{cases} \end{aligned}$$

VI.6.2.Ferrailage exigé par R.P.A 99/version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa).
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

La zone nodale est définie par l'et h', l'= 2h.

$$h' = \max\left(\left(\frac{h}{6} \cdot b_1 \cdot h_1 \cdot 60 \text{ cm}\right)\right)$$

BLOC N01 : bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux :

VI.6.3.Sollicitations de calcul :

Tableau VI.13: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.

Famille des poteaux	$A_{min}=0,8 \%b.h_t$	$A_{max1}=4\%b.h_t$	$A_{max2}=6\%b.h_t$
(50x50) cm ²	20,00 cm ²	10,00 cm ²	15,00 cm ²
(45x45) cm ²	16,20 cm ²	8,1 cm ²	12,15 cm ²
(40x40) cm ²	12,80 cm ²	6,4 cm ²	9,6 cm ²

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel (ETABS 9.7.4), les résultats sont résumés dans les tableaux VI.14.

Tableau VI.14: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Famille		(50x50)	(45x45)	(40x40)
Combinison				
(a)	$N_{max}(KN)$	1659,21	1030,22	488,55
	$M_{corr}(KN.m)$	0	5,736	4,461
(b)	$N_{min}(KN)$	61,61	139,16	14,2
	$M_{corr}(KN.m)$	27,432	3,45	0,661
(c)	$M_{max}(KN.m)$	27,432	24,818	26,808
	$N_{corr}(KN.m)$	61,61	394,19	80,81

Tableau VI.15: Les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre.

Famille		(50x50)	(45x45)	(40x40)
Combinison				
(a)	$N_{max}(KN)$	1881,2	750,54	324,84
	$M_{corr}(KN.m)$	35,54	12,058	40,496
(b)	$N_{min}(KN)$	2,81	0,06	0,05
	$M_{corr}(KN.m)$	1,979	12,296	11,772
(c)	$M_{max}(KN.m)$	73,969	84,794	72,971
	$N_{corr}(KN.m)$	678,42	373,81	89,51

VI.6.4.Exemple de calcul :

Poteau (RDC) de section (50×50) cm².

VI.6.4.1.Calcul les armatures longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b = 50$ cm .
- Hauteur de la section $h_t = 50$ cm .
- Enrobage $c = 5$ cm .
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 45$ cm .
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa .
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa .
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa .
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison du 1^{ère} genre :

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 1659,21 \text{ KN} . M_{\text{corresp}} = 0 \text{ KN} . \text{m} .$$

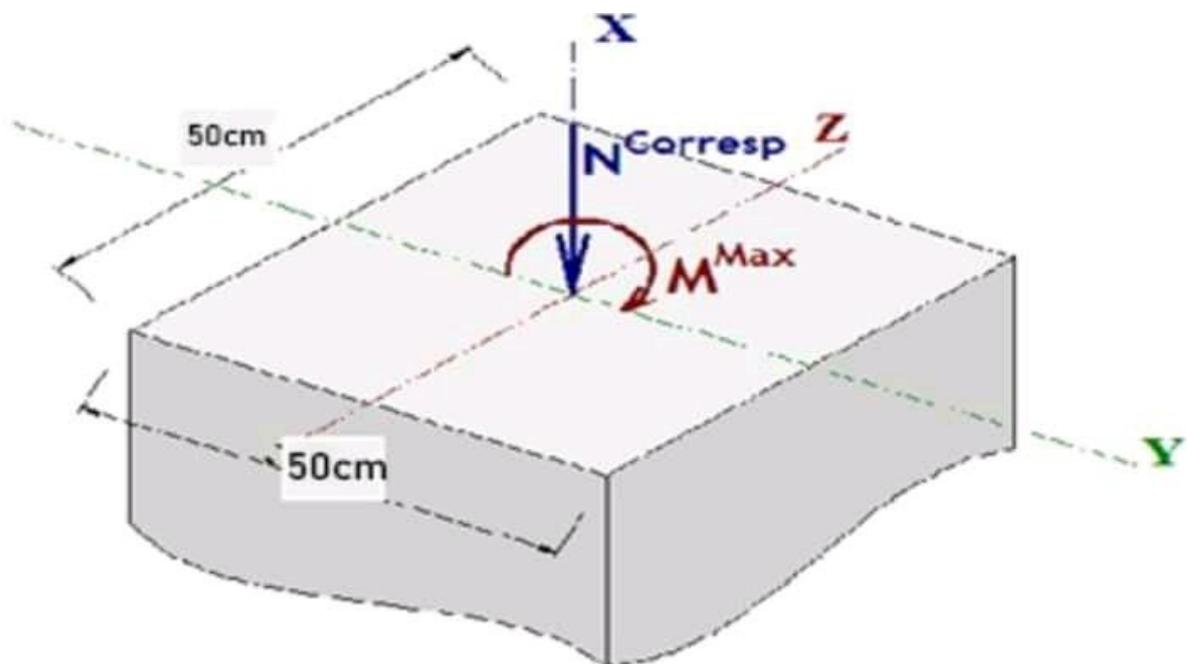


Figure VI.3 : poteau (50.50) 1^{er} bloc.

➤ **Détermination le centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0}{1659,21} = 0 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1659,21 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0 \right) = 331,84 \text{ KN. m.}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1659,21 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 331,84 \text{ KN. m} < 546,92 \text{ KN. m}$Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

2^{ème} cas :

$$\Rightarrow N_{\min} = 61,61 \text{ KN} . M_{\text{corresp}} = 27,432 \text{ KN. m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{27,432}{61,61} = 0,45 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 61,61 \times \left(0,450 - \frac{0,50}{2} + 0,45 \right) = 40,05 \text{ KN. m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 61,61 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 40,05 \text{ KN. m} > 27,45 \text{ KN. m}$ Condition non vérifiée.

3^{ème} cas

$$M_{\max} = 27,432 \text{ KN. m} .$$

$$N_{\text{corresp}} = 61,61 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{27,432}{61,61} = 0,45 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 61,61 \times \left(0,450 - \frac{0,50}{2} + 0,45 \right) = 40,05 \text{ KN. m.}$$

Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 61,61 \text{ KN} < 2869,43 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

$M_u = 40,05 \text{ KN.m} > 27,45 \text{ KN.m}$Condition non vérifiée.

Combinaisons du 2^{ème} genre

1^{er} cas

$N_{\max} = 1881,2 \text{ KN}$.

$M_{\text{corresp}} = 35,54 \text{ KN.m}$.

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{35,54}{1881,2} = 0,02 \text{ m}.$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1881,2 \times \left(0,450 - \frac{0,50}{2} + 0,02 \right) = 413,86 \text{ KN.m}.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 1881,2 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 413,86 \text{ KN.m} < 649,68 \text{ KN.m}$Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas :

$N_{\min} = 2,81 \text{ KN}$.

$M_{\text{corresp}} = 1,979 \text{ KN.m}$.

➤ **Détermination le centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,979}{2,81} = 0,7 \text{ m}.$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2,81 \times \left(0,450 - \frac{0,50}{2} + 0,7 \right) = 2,53 \text{ KN.m}.$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 2,81 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 2,53 \text{ KN.m} > 1,26 \text{ KN.m}$ Condition non vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_s=A'_s=0$).

3^{ème}cas :

$$\Rightarrow M_{\max} = 73,969 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corresp}} = 678,42 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{73,969}{678,42} = 0,11 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 678,42 \times \left(0,450 - \frac{0,50}{2} + 0,11 \right) = 210,31 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \times N_u/b \times d \times f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 678,42 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 210,31 \text{ KN.m} > 279,69 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \times N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{d} \right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$(0,450 - 0,05) \times 61,61 - 27,432 = 2,79 \text{ KN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,05}{0,450} \right) \times 0,50 \times (0,450)^2 \times 14,17 \times 10^3 = 354,37 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow 2,79 \text{ KN.m} \leq 354,37 \text{ KN.m.}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,432 \times 10^3}{50 \times 49,5^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a:

$$\beta = 0,977.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,432 \times 10^3}{0,977 \times 45 \times 348} = 1,79 \text{ cm}^2.$$

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2.$$

Le deuxième calcul :

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \times N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$(0,450 - 0,05) \times 2,81 - 1,979 = 0,885 \text{ KN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,05}{0,450}\right) \times 0,50 \times (0,450)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 462,16 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow 0,885 \text{ KN.m} \leq 462,16 \text{ KN.m.}$$

La section est partiellement comprimée.

➤ Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,979 \times 10^3}{50 \times 49,5^2 \times 18,48} = 0,001 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,977.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,979 \times 10^3}{0,977 \times 45 \times 400} = 0,11 \text{ cm}^2.$$

Section adoptée :

$$A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0, 1,79, 1,79, 0, 0,78, 0,20)$$

$$A_{\text{adopté}} = 20 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI. 16:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux(1^{er}bloc).

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)		
(50x50)	(a)	1659, 21	331, 84	0	1881,2	413,8 6	0	20,00	4T16+8 T14 As=20,3 6
	(b)	61,61	40,0 5	1,79	2,81	2,53	0,11		
	(c)	61,61	40,0 5	1,79	678,42	210,3 1	0		
(45x45)	(a)	1030, 22	186, 47	0	750,54	146,3 6	0	16,20	4T14+8 T14 As=18,4 8
	(b)	139,1 6	27,1 4	0,25	0,06	12,31	0,78		
	(c)	394,1 9	92,6 3	0	373,81	140,1 8	0		
(40x40)	(a)	488,5 5	63,0 2	0	324,84	87,71	0	12,80	4T14+8 T12 As = 15,20
	(b)	14,2	2,84	0	0,05	11,78	0,86		
	(c)	80,81	36,3 6	2,25	89,51	85,03	0		

VI.6.4.2. Calcul des armatures transversales :**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3 .$$

$$\Phi_t = 20/3 .$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} .$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul .

h_l : Hauteur totale de la section brute .

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Calcul de l'espacement :

D'après le **R.P.A 99/version2003[2]** on à :

➤ -En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \emptyset_L . 15\text{cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ -En zone courante : $S_t \leq 15 \emptyset_L = 18 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 .$$

$$\lambda_g = 0,7 \times L_0 / b = \frac{0,7 \times 3,20}{0,50} = 4,48 \text{ m} .$$

$$\lambda_g = 4,48 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,5 \text{ (D'après le RPA.99/version 2003[2] "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,5 \times 11,14}{50 \times 235} = 0,05 \text{ cm}^2 .$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 4,48 < 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Le choix : $\begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 13 \text{ cm} . \end{cases}$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_e . \text{ Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}.$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,28 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} \cdot b \cdot h \cdot 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{320}{6} \cdot 50 \cdot 50 \cdot 60 \right) = 60 \text{ cm} . \\ L' = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} . \end{array} \right.$$

VI.7.Les vérifications :

VI.7.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement. l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

a: Coefficient fonction de l'élançement.

B_r : Section réduite du béton .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times (\lambda/35)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{0,6 \times (\lambda/35)^2}{\dots \dots \dots} \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC) :

Longueur de flambement : $L_f=0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2,24$.

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,14 \text{ m}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,85}{0,15} \Rightarrow \lambda = 16 \Rightarrow \alpha = 0,82.$$

-La section réduite : $B_r = 2304 \text{ cm}^2$

-Selon « **R.P.A 99/version 2003[2]** » $A_s = 0,8\% \times B_r$Zone IIa

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 18,43 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$N_u = 0,82 \times \left(\frac{0,2304 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 18,43 \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 3324,29 \text{ KN}.$$

On a $N_{\max} = 61,61 \text{ KN} < N_u = 3324,29 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représentés dans le tableau **VI.17**.

Tableau VI.17: Vérification au flambement des poteaux des différents étages (1^{er} bloc).

Étage	I	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u^{\max} (KN)	N_u (KN)	Observation
RDC → 2^{ème}	0,14	16,00	0,82	18,43	2304	1659,21	4024,32	Condition vérifiée
3^{ème} → 5^{ème}	0,13	17,23	0,81	14,79	1849	1030,22	3190,19	Condition vérifiée
6^{ème} → 8^{ème}	0,12	18,67	0,80	11,55	1444	488,55	2460,65	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

VI.7.2.Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (50×50) cm² »

$T_{max} = 9,8 \text{ KN.}$

Contrainte tangentielle :

$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{9,8 \times 10}{50 \times 45} = 0,04 \text{ MPa.}$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} . 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = 0,04 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25\text{MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

BLOC N02 : bloc irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux :

VI.7.3.Sollicitations de calcul :

Tableau VI.18: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version2003.

Famille des poteaux	$A_{min}=0,8 \%b.h_t$	$A_{max1}=4\%b.h_t$	$A_{max2}=6\%b.h_t$
(50x50) cm ²	20,00 cm ²	10,00 cm ²	15,00 cm ²
(45x45) cm ²	16,20 cm ²	8,1 cm ²	12,15 cm ²
(40x40) cm ²	12,80 cm ²	6,4 cm ²	9,6 cm ²

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel (ETABS 9.7.4), les résultats sont résumés dans les tableaux VI.19.

Tableau VI.19: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Famille		(50x50)	(45x45)	(40x40)
Combinison				
(a)	$N_{max}(\text{KN})$	1976,5	1287,07	626,08
	$M_{corr}(\text{KN.m})$	15,345	36,012	34,667
(b)	$N_{min}(\text{KN})$	284,48	125,21	15,4
	$M_{corr}(\text{KN.m})$	4,657	9,297	1,433
(c)	$M_{max}(\text{KN.m})$	48,965	46,066	54,863
	$N_{corr}(\text{KN.m})$	1600,14	799	163,06

Tableau VI.20: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre .

Famille		(50x50)	(45x45)	(40x40)
Combinison				
(a)	$N_{max}(KN)$	1732,18	765,57	349,07
	$M_{corr}(KN.m)$	24,707	10,862	12,89
(b)	$N_{min}(KN)$	1,16	0,25	0,01
	$M_{corr}(KN.m)$	25,029	0,866	6,459
(c)	$M_{max}(KN.m)$	35,211	38,356	39,001
	$N_{corr}(KN.m)$	687,23	195,53	66,12

VI.7.4.Exemple de calcul :

Poteau (RDC) de section (50×50) cm².

VI.7.4.1.Calcul les armatures longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b = 50$ cm .
- Hauteur de la section $h_t = 50$ cm .
- Enrobage $c = 5$ cm .
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 45$ cm .
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa .
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa .
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa .
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison du 1^{ère} genre :

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 1976,5 \text{ KN} . M_{\text{corresp}} = 15,345 \text{ KN. m.}$$

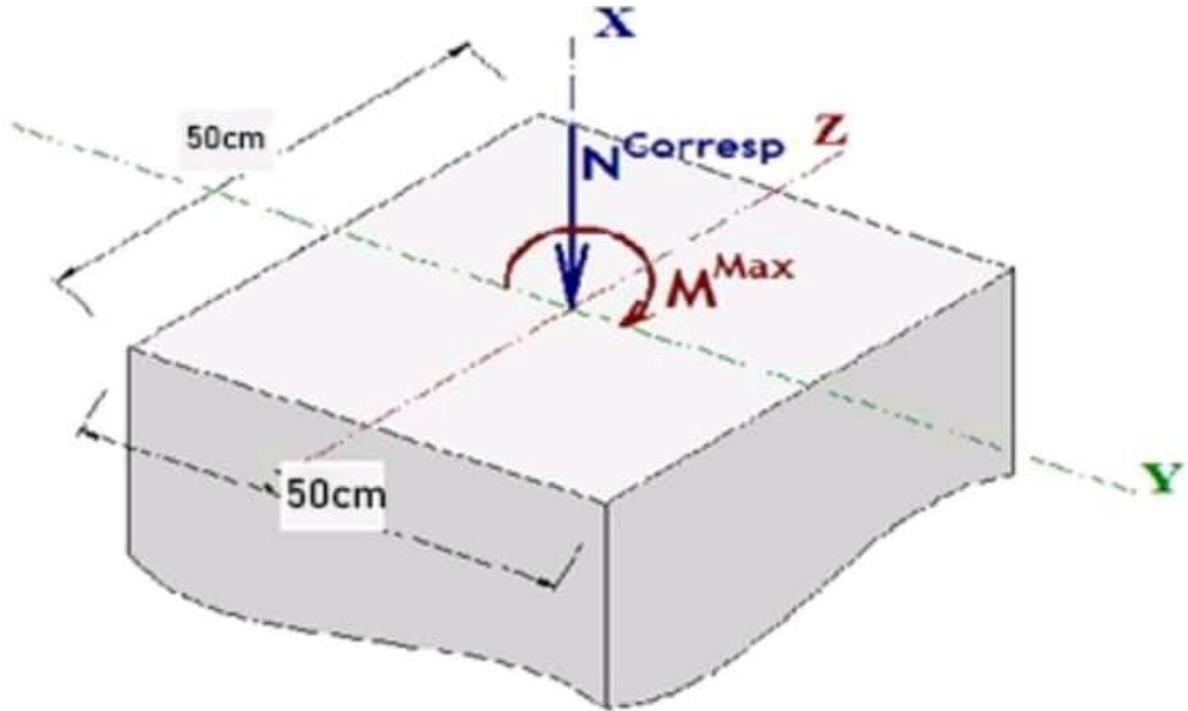


Figure VI.4 : poteau (50.50) 2^{ème} bloc.

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15,345}{1976,5} = 0,00776 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1976,5 \times \left(0,45 - \frac{0,50}{2} + 0,0078 \right) = 410,72 \text{ KN. m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right.$$

$N_u = 1976,5 \text{ KN} < 2868,75 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

$M_u = 410,72 \text{ KN. m} < 605,95 \text{ KN. m} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

2^{ème} cas :

$$\Rightarrow N_{\min} = 284,48 \text{ KN} \cdot M_{\text{corresp}} = 4,657 \text{ KN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,016 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 61,45 \text{ KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$$N_u = 284,48 \text{ KN} < 2868,75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 61,45 \text{ KN.m} < 122,14 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

3^{ème} cas :

$$M_{\max} = 48,965 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corresp}} = 1600,14 \text{ KN.}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,031 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 368,99 \text{ KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1600,14 \text{ KN} < 2868,75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 368,99 \text{ KN.m} < 510,40 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

($A_3=A'_3=0$).

Combinaisons du 2^{ème} genre :

1^{er} cas

$$N_{\max} = 1732,18 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{corresp}} = 24,707 \text{ KN.m.}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,014 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 370,69 \text{ KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right). \end{cases}$$

$$N_u = 1732,18 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 370,69 \text{ KN.m} < 612,57 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas :

$$N_{\min} = 1,16 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{corresp}} = 25,029 \text{ KN.m.}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 21,57 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 25,25 \text{ KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \times \frac{N_u}{b \times d} \times f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1,16 \text{ KN} < 3742,2 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 25,25 \text{ KN.m} > 0,52 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \times N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Rightarrow 24,78 \text{KN.m} \leq 168,06 \text{KN.m.}$$

La section est partiellement comprimée.

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25,029 \times 10^3}{50 \times 45^2 \times 14,17} = 0,013 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a :

$$\beta = 0,977.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{25,029 \times 10^3}{0,977 \times 45 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Section adoptée :**

$$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adopté} = \max(A1, A2, A3, A4, A5, A6, , A_{min}) = \max(0 . 0 . 0 . 1,91 . 0 . 0 . 20)$$

$$A_{adopté} = 20 \text{ cm}^2.$$

3^{ème} cas :

$$\Rightarrow M_{max} = 35,211 \text{KN.m.}$$

$$N_{corresp} = 687,23 \text{KN.}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0,051 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e\right) = 172,66 \text{KN.m.}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$$N_u = 687,23 \text{KN} < 3742,2 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 172,66 \text{KN.m} > 282,98 \text{KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

Tableau VI. 21:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux (2^{ème} bloc).

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (KN. m)	A _{calcul} (cm ²)	N _U (t)	M _u (KN. m)	A _{calcul} (cm ²)		
(50x50)	(a)	1976,5	410,72	0	1738,18	370,69	0	20,00	4T16+8T14 As=20,36
	(b)	284,48	61,45	0	1,16	25,25	1,91		
	(c)	1600,14	368,99	0	687,23	282,98	0		
(45x45)	(a)	1287,07	261,28	0	765,57	144,69	0	16,20	4T14+8T14 As=18,48
	(b)	125,21	31,17	0	0,25	0,91	0		
	(c)	779	182,39	0	195,53	72,57	0		
(40x40)	(a)	626,08	128,35	0	349,07	65,28	0	12,80	4T14+8T12 As = 15,20
	(b)	15,4	3,69	0	0,01	6,46	0,46		
	(c)	163,06	79,32	0	66,12	48,93	2,84		

VI.7.4.2. Calcul des armatures transversales :**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3 .$$

$$\Phi_t = 20/3 .$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} .$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul .

h_l : Hauteur totale de la section brute .

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Calcul de l'espacement :

D'après le **R.P.A 99/ version 2003 [2]** on a :

$$\text{-En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \emptyset_L . 15\text{cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm} .$$

$$\text{-En zone courante : } S_t \leq 15 \emptyset_L = 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm} .$$

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 .$$

$$\lambda_g = 0,7 \times L_0 / b = \frac{0,7 \times 3,20}{0,50} = 4,48 \text{ m} .$$

$$\lambda_g = 4,48 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,5 \text{ (D'après le RPA.99/version 2003 [2] Art 7.4.2.2)} .$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_l \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,5 \times 11,14}{50 \times 235} = 0,05 \text{ cm}^2 .$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / St.b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 4,48 < 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

Le choix : $\left\{ \begin{array}{l} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ S_t = 13 \text{ cm}. \end{array} \right.$

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_e . \text{ Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}.$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,28 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} \cdot b \cdot h \cdot 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{320}{6} \cdot 50 \cdot 50 \cdot 60 \right) = 60 \text{ cm}. \\ L' = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

VI.8. Les vérifications :

VI.8.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement. l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec

a: Coefficient fonction de l'élanement **l**.

B_r : Section réduite du béton .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} 0,85 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2 & \dots \dots \dots \\ 0,6 \times (\lambda/35)^2 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC) :

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2,24$.

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,14 \text{ m}$.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,85}{0,15} \Rightarrow \lambda = 16 \Rightarrow \alpha = 0,82$$

-La section réduite : $B_r = 2304 \text{ cm}^2$

-Selon « **R.P.A 99/version 2003 [2]** » $A_s = 0,8\% \times B_r \dots\dots\dots \text{Zone IIa}$

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 18,43 \text{ cm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,82 \times \left(\frac{0,2304 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 18,43 \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 3324,29 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 61,61 \text{ KN} < N_u = 3324,29 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$.

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le tableau **VI.22**.

Tableau VI.22: Vérification au flambement des poteaux des différents étages (2^{ème} bloc).

Étage	I	L	A	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u ^{max} (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC → 2 ^{ème}	0,14	16,00	0,82	18,43	2304	1659,21	4024,32	Condition vérifiée
3 ^{ème} → 5 ^{ème}	0,13	17,23	0,81	14,79	1849	1030,22	3190,19	Condition vérifiée
6 ^{ème} → 8 ^{ème}	0,12	18,67	0,80	11,55	1444	488,55	2460,65	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

VI.8.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

« Le poteau le plus sollicité (50×50) cm² »

$$T_{\max} = 11,14 \text{ KN}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{11,14 \times 10}{50 \times 45} = 0,05 \text{ MPa}$$

Contrainte tangente admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 [\times f]_{c28} \cdot 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

Tableau VI.23: Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Bloc 1	Bloc 2
(50x50)	<p>4T16 + 8T14</p> <p>50cm</p> <p>50cm</p>	<p>4T16 + 8T14</p> <p>50cm</p> <p>50cm</p>
(45x45)	<p>4T14 + 8T14</p> <p>45cm</p> <p>45cm</p>	<p>4T14 + 8T14</p> <p>45cm</p> <p>45cm</p>
(40x40)	<p>4T14 + 8T12</p> <p>40cm</p> <p>40cm</p>	<p>4T14 + 8T12</p> <p>40cm</p> <p>40cm</p>

VI.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de différents éléments de portique (poteaux, poutres).

- Les poutres sont calculées en flexion simple.
- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

PARTIE 02 :

Recherche

CHAPITRE I :

Etat de l'art

I.1 Introduction :

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Tous types de structure possèdent leurs propres caractéristiques, l'une de ces dernières est la direction critique d'excitation sismique d'un part. Et l'exigence architecturale moderne complique la tâche de sa détermination d'autre part. En raison d'exposée les différentes méthodes de résolution, dans ce chapitre on va explorer les codes de conception parasismique moderne ainsi que les avancées de la recherche. Et les codes parasismique en vigueur, ne nous facilitent pas la tâche, comme on va le voir ci-dessous.

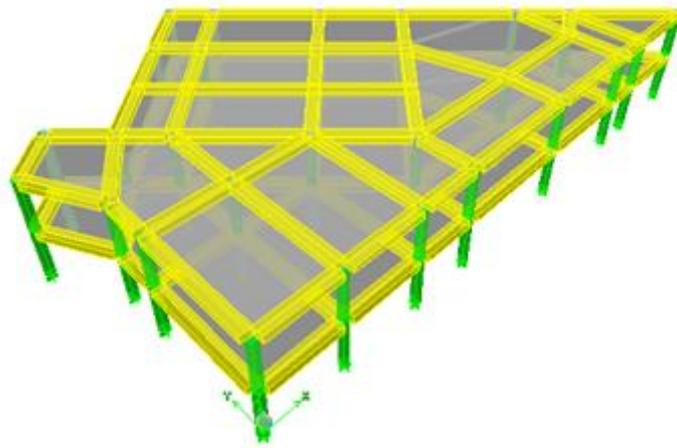


Figure I.1 :structure de déférant direction et uniforme architecturent.

I.2 Comparaison internationale des codes parasismiques existants :

Habituellement pour l'évaluation des efforts d'action sismiques, l'ingénieur doit prendre les axes principaux (x, y) de la structure comme sens d'excitation, L'article 4.3.3 des règles parasismique Algérien **RPA 99 (modifiées 2003)** [2] nous a amené à poser des questions concernant la direction la plus critique.

Pour répondre à ces questions on a cherché au sein des codes sismiques dans le monde :
L'article 4.3.3 RPA 99 (modifiées 2003) [2] stipule que :

« L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation ».

Alors que veut dire les directions jugées déterminantes ?

De même, l'article 1620.1.10 du code américain (IBC 2006) [7] parle de l'effet de la charge la plus critique mais sous quel angle ?

La direction d'application des forces sismiques utilisées dans la conception est celle qui va produire l'effet de la charge la plus critique dans chaque composant. L'exigence sera réputée remplie si les forces sismiques de conception sont appliquées séparément et indépendamment dans chacune des deux directions orthogonales.

Quant à l'article 5.3.1 du code de la nouvelle Zélande NZS 1170.5-2004[8] suggère :

Pour toutes les structures, différentes directions de l'application d'actions sismique doivent être prises en considération pour déterminer l'effet le plus défavorable.

Aussi, l'article 3.3.3.1 de l'eurocode8 [9] parle de direction appropriée :

« Chaque fois qu'un modèle tridimensionnel est utilisé, l'action sismique de calcul doit être appliquée suivant toute direction horizontale appropriée (en prenant en considération les dispositions des structures en plan), et pour chacune de ces directions, dans une direction orthogonale. Pour les bâtiments dont les éléments résistants sont disposés suivant deux directions perpendiculaires, ces deux directions sont considérées comme les plus défavorables ».

L'article 4.1.8.8 du code canadien (NBCC 2005) [10] expose que :

La direction des forces sismiques est supposée agir dans toutes directions horizontales, sauf

pour fournir des niveaux de force adéquate on doit prendre en considération :

- a) Lorsque les éléments de résistance sont orientés selon deux axes orthogonaux, les analyses indépendantes sur chacun de ces axes principaux doivent être effectuées,
- b) Lorsque les éléments de résistance ne sont pas orientés le long de deux axes orthogonaux et $I_e \cdot F_a \cdot S_a (0,2)$ est inférieure à 0,35, des analyses indépendantes sur deux axes orthogonaux sont autorisées. ou I_e : le facteur importance du bâtiment, F_a : l'amplification de site et S_a : accélération spectrale.
- c) Lorsque les éléments de résistance ne sont pas orientés le long de deux axes orthogonaux et $I_e \cdot F_a \cdot S_a (0,2)$ est supérieure ou égale à 0,35, l'analyse de la structure se fait d'une façon autonome dans deux directions orthogonales pour 100% des charges sismiques appliqués dans un sens plus 30% des charges sismiques prescrites dans la direction perpendiculaire.

Semblablement à l'article précédent du code canadien certain code parasismique

(eurocode8,IBC...) propose la règle de pourcentage pour les structures très irrégulières.

Comme indique l'article 12.5.3 du code américain IBC 2006[7] :

Combinaisons orthogonales de la charge sismique. La structure doit être analysée en utilisant l'analyse modale spectrale, ou l'analyse linéaire par accélérogramme. L'effet de charge sismique le plus critique peut être garanti avec des excitations sismiques appliquées dans deux sens orthogonaux quelconque et en utilisant la règle de combinaison suivante : 100 pour cent des forces pour une direction plus 30 pour cent des forces pour la direction perpendiculaire.

Les RPA comme tout le reste des règlements parasismiques, exige que l'excitation suive les directions les plus défavorables, mais il n'expose pas d'une méthode pour sa détermination.

Il faut souligner que même si cette comparaison n'est exhaustive pas, elle est certainement représentative des différentes approches pratiquées. Mais, est ce qu'elle résume tous les avancées de la recherche dans ce domaine.

I.3 Les avancées de la recherche en la matière :

Le spectre de réponse et l'analyse des structures sont développé dans les dernières année .le séisme multidirectionnel est appliqué sur les structures, ces analyses structurales dans les ne sont pas encore approfondi et ne sont pas encore incorporés dans les règlements parasismiques et aussi dans les logiciels.

Penzien et Watabe [11] est défini la caractérisation tridimensionnelle des mouvements sismiques ce dernier c'est un ensemble d'axes orthogonaux le long de laquelle les composantes ne sont pas reliées. Cet étude est basé sur des accélérogramme enregistrés révèle que :

- l'axe principal majeur suit la direction de l'épicentre
Pendant que :
- l'axe principal mineur est orienté verticalement par rapport à l'axe majeur.

Et pour une conclusion on trouve que l'analyse de la réponse sismique multidirectionnelle est nécessaire à l'égard de progrès futurs de génie parasismique.

Une qualité tout à fait originale de l'analyse des structures sous séisme est proposée par le logiciel **EPICENTRE [12]** concernant l'orientation des séismes à considérer, il est rappelé dans cette étude que la direction d'un séisme est aléatoire et que, par conséquent, il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les directions principales. Il faut entendre par directions principales d'une structure, les directions préférentielles dans lesquelles s'orientent

sensiblement les différents modes de vibration de flexion, lorsque l'on balaye le plan à partir des axes géométriques horizontaux de la structure, il est démontré dans cette présentation que la participation d'un mode atteint un extremum lorsque le séisme est orienté suivant l'une de ces directions préférentielles, ou suivant la direction perpendiculaire. C'est dans cette optique que le logiciel EPICENTRE détermine ces directions de participation maximale et applique à la structure les séismes de calcul suivant ces directions.

Smeby et. Al. [13] présentes Une règle de combinaison spatiale pour l'entrée sismique multidirectionnelle .Cette application de la méthode du spectre de réponse est une bonne approximation pour l'analyse dynamique des structures linéaires. Son principe est basé sur la corrélation entre les réponses modales, ainsi la corrélation entre les composantes d'excitation sismique.

Cette méthode est définie pour les directions des mouvements qui suivent le modèle Penzien-Watabe. Le procédé permet des estimations de la valeur maximale d'une quantité de réponse.

Lorsque la direction d'excitation sismique est inconnue on utilise deux méthodes alternatives sont à prévoir :

- 1^{er} méthode : conception conservatrice en utilisant la direction la plus critique de la structure.
- 2^{ème} méthode :doit considérer la direction principal d'excitation comme une variable aléatoire et effectuer une intégration sur le rangé des valeurs possibles.

Pour des raisons pratiques, les spectres de réponse doit être spécifié pour les composants de mouvements sismique le long des directions principales de structure. Si ces composants ont la même intensité la règle se déroule en deux calculs, d'abord la combinaison quadratique complète (CQC) pour chaque composant pour obtenir les réponses modales puis une (SRSS) règle racine carrée de-Somme-de-carré à combiner les réponses de chacun des trois composantes d'excitation sismique.

Wilson, Edward L. . Suharwardy, [14]montre que les règles de pondération utilisés pour les spectres de réponse qui s'appliquent :

- à 100% des efforts prévus dans une direction de la structure concurrente
- à 30 ou 40% des forces dans la direction perpendiculaire dépendent de la sélection des directions.

Dans leur travail :

- ils ont supposé que les composantes d'excitation sismique ne sont pas corrélées le long des directions principales de la structure.

La formule analytique présentée est une (SRSS) pour les forces spectrales.

Il est montré que la force maximale est obtenue avec la (SRSS) des réponses individuelles à la fois les spectres en direction $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$ orientée selon les axes structuraux. Par conséquent, il en résulte une conception structurelle qui présente une résistance égale à la demande sismique dans toutes les directions.

un exemple numérique pour comparer les estimations de la quantité des réponses entre la règle de 30% et 40 %, est développé par **Menu, Charles et Der Kireghian, Armen [15]**, SRSS et la méthode de CQC3, en utilisant un pont courbé. Une analyse dynamique unique a été réalisée pour les méthodes alternatives et une analyse paramétrique pour de la méthode CQC3. Il est démontré que pour les autres méthodes les estimations des quantités de réponse sont sensibles à la direction des axes structurels. Dans la plupart des situations pratiques, la règle des 40% donne des estimations plus prudentes que la SRSS et CQC3. L'orientation critique pour la quantité de réponse peut être précisément calculée à l'aide de la méthode de CQC3. D'autre part, les règles de pourcentage et SRSS permettent de calculer l'orientation critique suivant une approche par essais et erreurs.

Lopez, Oscar A., Chopra, Anil K. [16] est développée Une formule précise dans laquelle c'est une réponse critique est due à l'excitation sismique à trois composantes non liées aux axes principaux de la structure. Le but de cet étude est pour l'évaluation de la réponse critique des deux composantes horizontales. Cela a été présenté comme une amélioration de la règle de combinaison spatiale des directions sismiques.

Zaghlool et al. [17] conduisent des analyses dynamiques linéaires et non linéaires dans le temps sur une série de 18 bâtiments tridimensionnelles en béton armé de 6, 9 et 12 étages ayant des rapports de périodes T_x/T_y variant de 1.0 à 3.0. Pour ces analyses, les auteurs choisissent 11 paires d'accélérogrammes sélectionnés de sorte que leurs spectres d'accélération couvrent les périodes des structures analysées. Les objectifs visés par cette étude sont d'une part de scruter les méthodes de combinaisons préconisées par les codes parasismiques (SRSS et règle des 30%) et d'autre part d'examiner l'hypothèse d'indépendance des composantes horizontales du mouvement sismique au sens de Penzien et Watabe (1975). Les réponses considérées dans cette étude sont les déplacements des poteaux de rive du rez-de-chaussée ainsi que le déplacement latéral au sommet des

bâtiments. Les auteurs précisent cependant que l'étude ne tient pas compte de l'interaction bi-axiale.

Salazar et al [18] explorent l'effet combiné des composantes horizontales des séismes sur les structures métalliques du type MRSF (Moment Resistant Steel Frames), à travers une étude analytique. Les auteurs examinent la validité de la règle des 30% et de la méthode SRSS pour l'estimation des réponses combinées dues à l'action simultanée des composantes horizontales des séismes. L'étude est faite à l'aide d'analyses dynamiques transitoires élastiques et non linéaires sur 4 modèles de structures tridimensionnelles ayant des caractéristiques dynamiques différentes (périodes fondamentales de 0.21, 0.67, 1.15, 1.32 s selon la direction X et 0.34, 1.04, 1.61, 1.93s dans la direction Y, respectivement). Les structures sont soumises à un ensemble de 20 séismes ayant des périodes prédominantes variant de 0.11s à 2.20s. Les réponses considérées dans cette étude sont le cisaillement total à la base et l'effort axial dans les poteaux situés au rez-de-chaussée. Les réponses, dans les directions X et Y (axes de référence des structures) sont calculées pour trois types de poteaux (suivant leur position dans le système structural. Les résultats de cette étude montrent que le pourcentage de la règle de combinaison dépend des périodes fondamentales de la structure, de la période prédominante du séisme, du type de réponse (cisaillement à la base ou effort axial) et du type d'élément (poteau de rive, intérieure ou intermédiaire) et qu'il peut atteindre des valeurs largement supérieures à 30%, notamment dans les analyses non linéaires. Les résultats montrent aussi que la règle des 30% et la méthode SRSS peuvent sous-estimer les réponses exactes et qu'elles ne sont, par conséquent, pas adéquates.

une formule analytique est développé par **Athanatopoulou, A.M. [19]** pour estimer l'angle d'incidence critique et la valeur maximale correspondante d'un paramètre de réponse pour les structures excitées sismiquement sous trois composants corrélés : deux composantes horizontales appliquées dans des directions arbitraires et une composante verticale.

La formule considère seulement les réponses sismiques linéaires.

Ils ont effectué deux analyses « time history » spécifique :

- pour les composantes horizontales ,
- pour la composante verticale.

Les résultats d'analyses atteintes montrent que la valeur critique d'une quantité de réponse peut être jusqu'à 80% plus grande que la réponse habituelle produite lorsque les composants sismiques sont appliqués le long des axes structurels.

Une étude paramétrique est présentée par **Athanatopoulou, A. M. [19]** afin d'évaluer la variation de la réponse sismique par rapport à l'angle d'incidence soumise à une excitation bidirectionnel. L'étude a inclus une variété de modèles de construction en béton armé Symétrique, asymétrique en plan, puis en élévation, en cinq et dix étages.

L'étude a mis en œuvre la méthodologie développée par Athanatopoulou (2004) et ont conclu que la quantité de réponse peut être jusqu'à 76% plus élevé que prévu lorsque les composants sismiques sont appliqués le long des axes structurels. Ils n'ont trouvé aucune dépendance de la variation de réponse sur les caractéristiques géométriques de l'immeuble. En outre, ils ont confirmé les conclusions recueillies dans l'étude précédente.

Le processus utilisé par **Vamvatsikos, D [20]** implique un ensemble d'analyse non linéaire d'une structure par une série d'accélérogrammes enregistrés auparavant, ayant chaque composant la même échelle à plusieurs niveaux d'intensité et la collecte des paramètres de réponse. L'application de la méthode est atteinte par l'analyse d'une structure de 20 étages en acier soumis à une charge sismique bi-axial. Une suite de vingt-six (deux composants chacun) des mouvements sismique est utilisée. Une sélection correcte des mesures d'intensité et d'autres paramètres sont donnés en fonction des composantes d'accélération spectrales. Cette application aux structures 3D est considérée comme un outil puissant pour l'analyse capable d'évaluer soigneusement la performance sismique des structures spatiales.

Le travail de **Rigato, Antonio B. . Medina [21]** évalue l'Influence de l'angle d'orientation critique sur les calculs sismiques pour les structures (à un seul étage) à la fois symétriques et asymétriques soumises à des mouvements sismique bidirectionnelles. Un ensemble de 39 paires d'accélérogrammes ont été utilisés pour effectuer le calcul non linéaire.

L'étude a inclus deux types de structure, régulière et irrégulière en torsion. L'évaluation a été effectuée pour différents degrés d'inélasticité, qui ont été atteints en variant la capacité de moment plastique dans les poteaux, en fonction du facteur de réduction R_d 1, 2, 4 et 6.

L'influence de la direction alité du mouvement sismique a été étudiée sur :

- les demandes de ductilité,
- les déformations des poteaux ,
- les rotations de la dalle.

Ils ont conclu que les valeurs maximales des paramètres de calcul examinés sont susceptibles de se produire lorsque les composants horizontaux des mouvements sismiques sont appliqués à un angle différent de celui des axes de structure.

En général les déformations non-linéaires sont sous-estimées lorsque les composants du mouvement sismique sont appliqués le long des axes structuraux. L'angle critique dépend de la période fondamentale, le modèle et le degré d'inélasticité cela rend sa détermination compliqué et difficile.

La première partie de l'étude faite par **Lagaros, Nikos D [22]**, évalue l'influence de l'angle d'incidence dans le cadre de la méthode dynamique incrémental à travers une étude paramétrique. Les mouvements sismiques employés ont été enregistrés à partir de Loma Prieta, l'Imperial Valley et les tremblements de terre de Northridge. Deux structures en béton armé symétrique et asymétrique sont évaluées. L'excitation sismique est appliquée dans une gamme de directions de 0° à 360° , à la variation de l'angle de 5° et mis à l'échelle à $S_a(T_1)$ de 0,05 g, 0,30 g et 0,50 g. ils ont observé que la réponse sismique varie de manière significative par rapport à l'angle d'incidence. Une autre remarque est que la réponse sismique critique coïncide avec différents angles d'incidence.

La deuxième partie de l'étude, comprend six implémentations de la méthode dynamique incrémental qui les ont comparés en fonction de la courbes de fragilité à l'État limites.

I.4 Conclusion :

A travers la comparaison internationale des codes parasismique et en basent sur les résultats de l'état de la question non exhaustif Prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale, il est tout-à-fait claire que l'angle critique d'excitation a une influence certaine sur la réponse structurels quant à sa méthode de détermination, il n'y a pas un consensus sur une formule précise comme en témoignent les codes parasismique. Toutefois, il existe quelques formules analytiques qui ne sont pas pratiques pour la majorité. Car ils ont été déterminés pour les bâtiments à un seul niveau. Par conséquent, il est très difficile la transposer par les bâtiments à plusieurs niveaux.

CHAPITRE II :
modélisation et interprétation
des résultats

II.1.Introduction :

L'objectif de l'ingénieur des structures de nos jours est de construire des structures qui résistent aux charges permanentes et d'exploitation et aussi aux charges accidentelles tel que le séisme. On a étudié deux bâtiments un d'une forme irrégulière avec un contreventement parallèle aux axes principaux (figure II.1) et l'autre irrégulière avec un contreventement non parallèle aux axes principaux (figure II.2). L'étude se fait d'après le règlement parasismique algérienne RPA 99 qui applique les forces sismiques dans les deux sens x ($\alpha=0^\circ$) et y ($\alpha=90^\circ$).

Notre travail consiste de reprendre cette étude avec la variation de l'angle d'excitations de 0 à 360 degrés avec un pas de 10 degrés sur le bloc irrégulière avec un contreventement parallèle aux axes principaux et un pas de 15 degrés dans le bloc irrégulière avec un contreventement non parallèle aux axes principaux on utilise ETABS V 9.7.4 pour l'analyse modale spectrale.

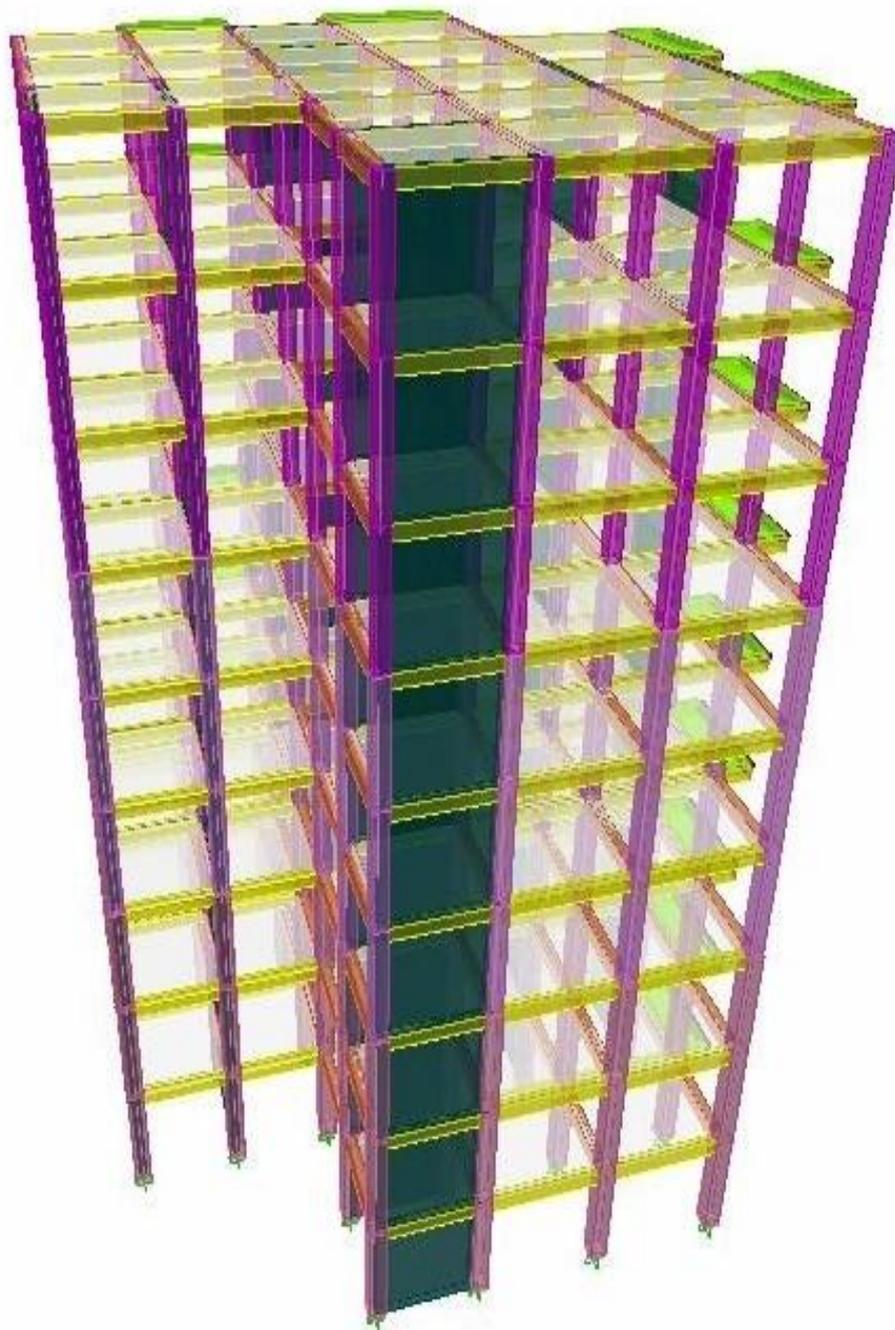
La variation de l'angle étudie le déplacement maximal dans chaque structure.

II.2. Bâtiment irrégulière avec un contreventement parallèle aux axes principaux :

Le bâtiment est jugé irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux :

. La modélisation faite sur logiciel ETABS V 9.7.4 a été effectuée pour évaluer les effets de l'action sismique.

Pour ce bâtiment, on étudie le déplacement horizontal .



FigureII.1 Modèle ETABS V 9.7. 4(1^{er}bloc).

II.3. Déplacement horizontal :

Après la variation de l'angle d'excitation sismique nous avons obtenu les résultats présentés dans le tableau suivant :

II.1. Tableau des déplacements(1^{er} bloc).

N	l'angle	déplacement (mm)	N	l'angle	déplacement(mm)
1	0	25,9	20	190	25,5
2	10	25,5	21	200	24,3
3	20	24,3	22	210	22,4
4	30	22,4	23	220	19,7
5	40	19,7	24	230	18
6	50	18	25	240	20,4
7	60	20,4	26	250	22,1
8	70	22,1	27	260	23,1
9	80	23,1	28	270	23,4
10	90	23,4	29	280	23,1
11	100	23,1	30	290	22
12	110	22	31	300	20,3
13	120	20,3	32	310	17,9
14	130	17,9	33	320	20
15	140	20	34	330	22,5
16	150	22,5	35	340	24,4
17	160	24,4	36	350	25,5
18	170	25,5			
19	180	25,9			

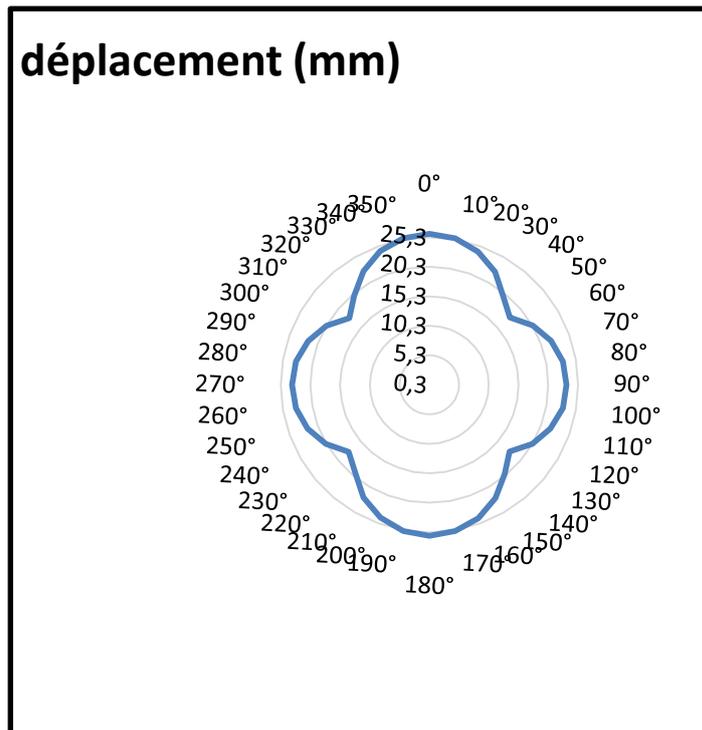


Figure II.2. graphe de Déplacement horizontal suivant la direction du séisme (1^{er} bloc).

D'après les résultats représentés dans le graphe de la figure II.2, nous avons constaté que les valeurs maximales du déplacement sont suivant les angles 0° - 90° - 180° - 270° , donc nous pouvons dire que les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme direction d'excitation sismique comme est marqué dans les règlements parasismiques algérien (Article 4.3.3), et de même pour les structures irrégulières ayant leur élément de contreventement distribué suivant deux sens orthogonaux.

II.4. Bâtiment irrégulier :avec un contreventement non parallèle aux axes principaux :

Le bâtiment est jugé irrégulier avec un contreventement non parallèle aux axes principaux.

La modélisation faite sur logiciel ETABS V 9.7. 4 a été effectuée pour évaluer les effets de l'action sismique. Pour ce bâtiment, on étudier le déplacement horizontal.

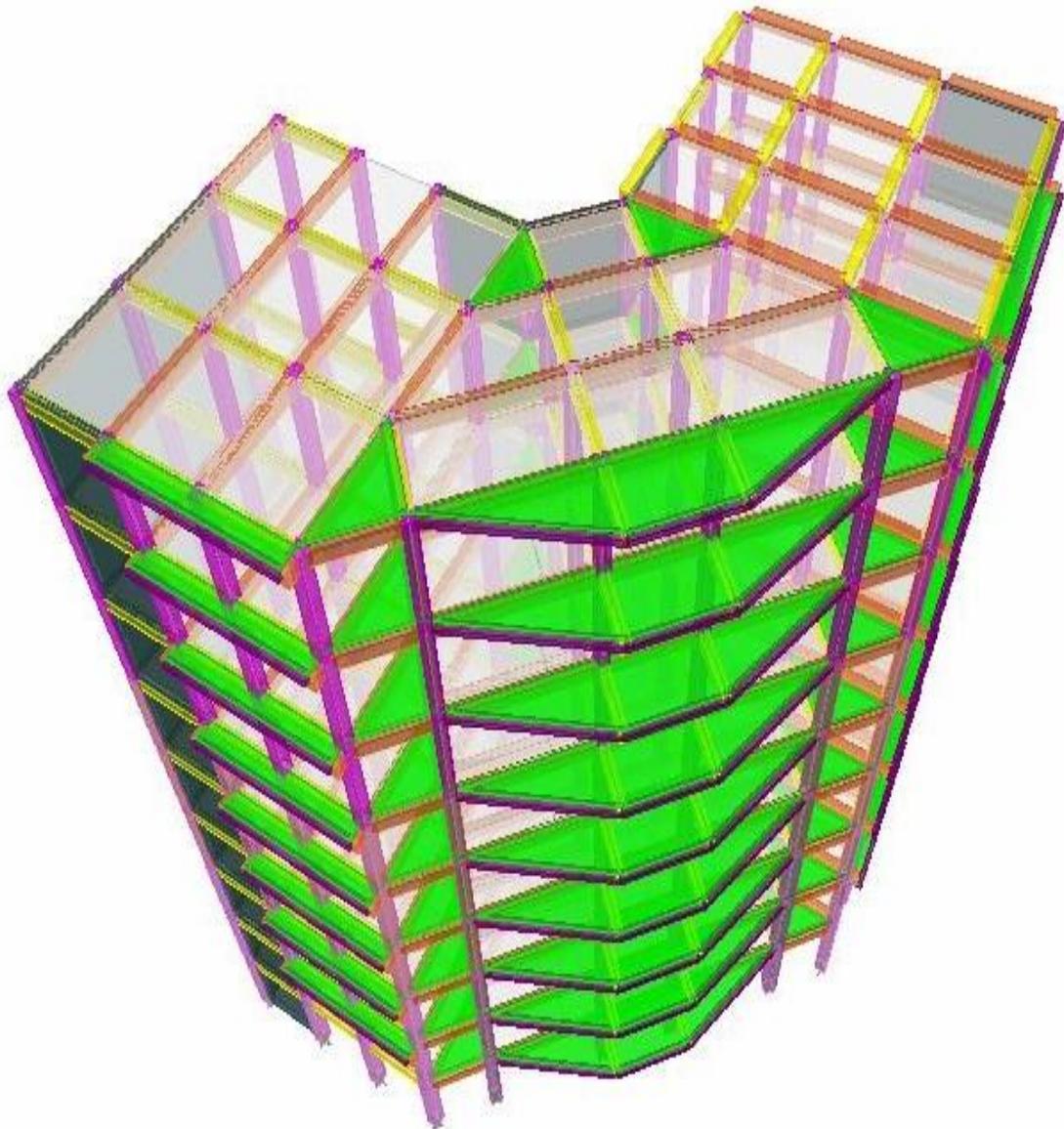


Figure II.3. Modèle ETABS V 9.7. 4.(2^{ème} bloc).

II.5.Déplacement horizontal :

Après la variation de l'angle d'excitation sismique nous avons obtenu les résultats présentés dans le tableau suivant :

II.2.tableau des déplacements(2^{ème} bloc).

N	l'angle	déplacement (mm)	N	l'angle	déplacement(mm)
1	0	10,2	14	195	7,2
2	15	7,2	15	210	7,6
3	30	7,6	16	225	7,9
4	45	7,9	17	240	7,7
5	60	7,7	18	255	7,2
6	75	7,2	19	270	10,2
7	90	10,2	20	285	12,5
8	105	12,5	21	300	13,9
9	120	13,9	22	315	14,4
10	135	14,4	23	330	13,9
11	150	13,9	24	345	12,5
12	165	12,5			
13	180	10,2			

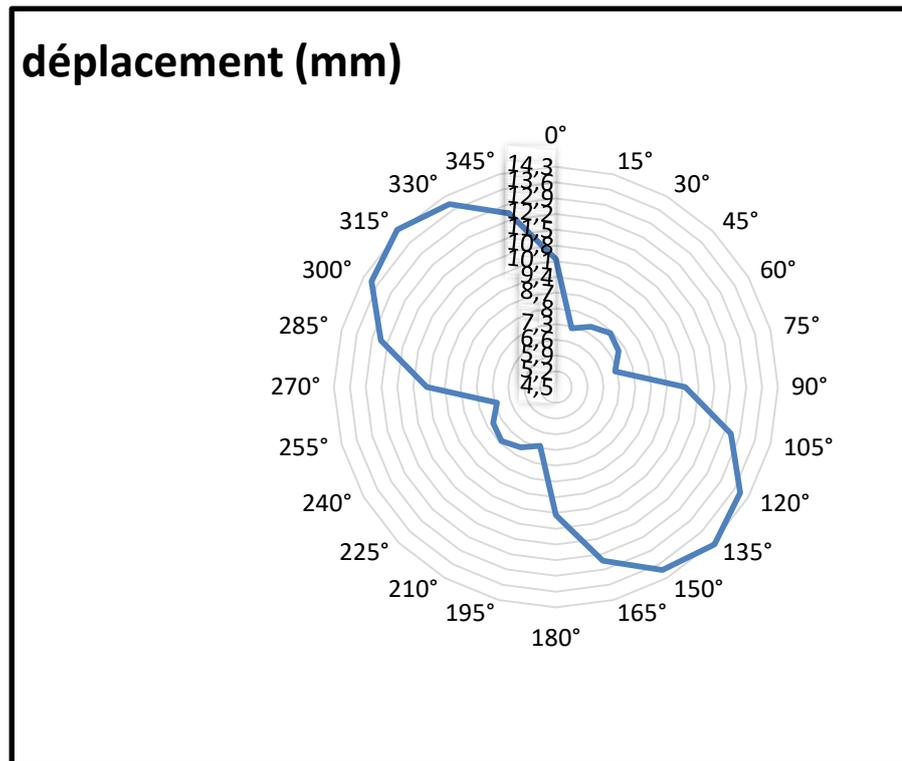


Figure II.4. graphe de Déplacement horizontal suivant la direction du séisme (2^{ème} bloc).

D'après les résultats représentés dans le graphe de la figure II.4, nous avons constaté que les valeurs maximales du déplacement sont suivant les angles 135° et 315°, donc nous pouvons dire que les structures irrégulières dont leurs éléments de contreventements ne sont pas répartis suivant deux directions orthogonales, possèdent deux directions critiques orthogonales de calcul sismique d'où ces directions critiques doivent être prises en compte et justifiées dans les calculs de structure notamment, pour les structures irrégulières.

II.6.Conclusion :

Dans cette étude, on est arrivé à analyser l'influence de la direction sismique à l'aide de logicielle étapes.

Après l'analyses des résultats, on a remarqué pour le bloc irrégulier avec un contreventement parallèle aux axes principaux que les déplacements horizontaux de la structure est maximale suivant la direction principale du bâtiment X et pour la deuxième direction Y le déplacement est nul .

Pour le bloc irrégulière avec un contreventement non parallèle aux axes principaux, l'analyse est plus complexe, on observe que le déplacement horizontal ne sont pas maximales pour la direction classique Y($\alpha = 90$). Et ont remarqué un axe de symétrie par rapport l'axe de 45 degré.

Ces résultats sont intéressants par rapport à la méthodologie classique adoptée par l'ingénieur. Il suppose que les directions les plus défavorables du séisme sur une structure sont les directions principales, celles observées dans les modes propres de vibration de la structure.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Pour offrir une meilleure résistance au séisme, les ouvrages doivent de préférence avoir d'une part des formes simples d'autre part une distribution aussi régulière que possible. Autrement, le séisme peut affecter la structure de manière non uniforme et donc perturber des zones plus que d'autres.

La direction horizontale du séisme ou son angle d'incidence crée des sollicitations variables, plus ou moins importantes, au niveau des éléments structuraux. Cet effet est surtout observé, par l'ingénieur d'étude, dans les bâtiments des formes irrégulières. Le code algérien, RPA99, ne permet pas d'étudier l'effet de la direction du séisme autre que celles des axes principaux du bâtiment. La direction sismique y est définie comme celle perpendiculaire aux dimensions du bâtiment (suivant x et y).

Notre étude a montré que pour une structure régulière en plan ou surtout irrégulière, la réponse de la structure peut être aussi différente pour des angles de direction du séisme différent des axes principaux du bâtiment. En variant l'angle de la force sismique, on a rencontré des réponses en déplacement contraintes plus élevées que celles des axes principaux du bâtiment.

Ces résultats sont aussi intéressants pour l'ingénieur qui doit réfléchir sur cette caractéristique ou comportement dynamique du bâtiment qui n'est pas aussi régulier qu'on le pense. Il y a alors de combiner les deux actions sismiques E_x et E_y suivant les axes principaux du bâtiment ou de majorer de manière convenable ces actions sismiques pour envelopper les cas extrêmes.

Pour des études ou travaux complémentaires par rapport à notre projet de fin d'études, on peut proposer une étude globale par rapport à toute les typologies structurelles (régulière, irrégulière, en plan, en élévation, avec ou sans voile parasismique,...) et aussi en tenant compte de la composante verticale du séisme.

Références bibliographique

- **Les règlements :**

[1] : Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.

[2] : Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

[3] : Neige et vent 2013 (DTR.C.2-47).

[4] : DTR –B.C.2-41).

[5] :Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93),édition CGS,D2cembre 1993.

[6] : DTR B.C-2.42, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.

[7] : Le code américain IBC 2006.

[8] :le code de la nouvelle Zélande NZS 1170.5-2004.

[9] :Euro code 8.

[10] :le code Canadian(NBCC 2005).

[11] : Penzien, Joseph . Watabe, Makoto (1975) "Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Volume/Issue : 3/4.

[12] : Michel hénin (1988) " Analyse modale et calcul sismique des systèmes de contreventement irréguliers constitués de voiles reliés par des linteaux". Présentation du logiciel épicode N°468

[13] : Smeby, Wiggo . Der Kiureghian, Armen (1985) "Modal combination rules for multi-component earthquake excitation". Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Volume/Issue: 13/1

[14] : Wilson, E.L., I. Suharwardy, and A. Habibullah (1995).“A clarification of the orthogonal effects in a three dimensional seismic analysis,” Earthquake Spectra,11(4), 659-666.

[15] : Menun C, Kiureghian A. D. (1998). “A replacement for the 30%, 40% and SRSS rules for multicomponent seismic analysis.” Earthquake Spectra , 14: 163-163.

[16] : Lopez, Oscar A.. Chopra, Anil K.. Hernandez, Julio J. (2000) "Critical response of structures to multi-component earthquake excitation». Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Volume/Issue: 29/12.

[17] : Zaghlool, B.S., A.J. Carr and P.J. Moss (2000). "Inelastic behavior of three-dimensional structures under concurrent seismic excitations", Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, New-Zealand.

[18] : Salazar, A.I (2004). "Combined Effect of the Horizontal Components of Earthquakes for Moment Resisting Steel Frames", Steel & Composite Structures an International Journal, 4(3): 89-209

[19] : Athanatopoulou, A.M.(2004). "Critical orientation of three correlated seismic components". Engineering Structures. Volume/Issue: 27/2

[20] : Vamvatsikos, D.(2006)."Incremental dynamic analysis with two components of motion for a 3D steel structure". 8th National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco.

[21] : Rigato, Antonio B.. Medina, Ricardo A.(2007)."Influence of angle of incidence on seismic demands for inelastic single-storey structures subjected to bi-directional ground motions". Engineering Structures. Volume/Issue: 29/10.

[22] : Lagaros, Nikos D. (2010)"Multicomponent incremental dynamic analysis considering variable incident angle". Structure and Infrastructure Engineering. Volume/Issue: 6/2

Mémoire Neggaz et belferare étude d'une Tour (R+15) à usage multiple habitation, commercial et administratif.

Mémoire Boudia et Khatiri étude de l'effet de la direction du séisme sur le comportement et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé.

Mémoire Debabi et Mazari étude d'un bâtiment R+5 +3 entre sol en béton armé à usage mixte (habitation et commerce) contreventé par un système mixte voiles-portique.

- **Les logicielles :**

- **ETABS V9.7.4** (analyse des structures).
- **AUTOCAD 2014** (Dessin).