

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de Projet de Fin d'Études

Pour l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

**Étude d'un bâtiment à usage
d'habitation en R+9 avec 01 sous-sol
contreventé par des voiles porteurs en
béton armé**

Par M. **Mohamed SAM** et M. **Walid ZANINE**

Sous la direction du Prof. **Abdelkrim BOURZAM**

Présenté et soutenu publiquement le (04/07/2024)

Composition du Jury :

Présidente	Mme. Messaouda CHERRAK	MCA	ENP
Promoteur	M. Abdelkrim BOURZAM	Professeur	ENP
Examineur	M. Hamza DJOUABI	MAA	ENP

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

École Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de Projet de Fin d'Études

Pour l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

**Étude d'un bâtiment à usage
d'habitation en R+9 avec 01 sous-sol
contreventé par des voiles porteurs en
béton armé**

Par M. **Mohamed SAM** et M. **Walid ZANINE**

Sous la direction du Prof. **Abdelkrim BOURZAM**

Présenté et soutenu publiquement le (04/07/2024)

Composition du Jury :

Présidente	Mme. Messaouda CHERRAK	MCA	ENP
Promoteur	M. Abdelkrim BOURZAM	Professeur	ENP
Examineur	M. Hamza DJOUABI	MAA	ENP

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابق سكني ، تتألف من طابق سفلي و طابق أرضي و تسعة طوابق علوية. هذه المنشأة تقع بولاية الجزائر و التي هي مصنفة حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99 / version 2003) ضمن المناطق الزلزالية ذات القوة العالية (صنف III).

استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية يعتمد على جدران من الخرسانة المسلحة. دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج ETABS. تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 / version 2003 و CBA99, BAEL 91 modifié en 99). أما تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة ، العوارض ، الجدران المسلحة...) فقد تم حسابها يدويا بطريقة كلاسيكية. وأخيرا و لسبب كبر الحمولة المنقولة إلى التربة تم تصميم البناية التحتية بأساس خرساني شامل.

كلمات مفاتيح: خرسانة مسلحة، جدران خرسانية، دراسة ديناميكية، معايير البناء، عوارض، أساس خرساني شامل.

Abstract

The purpose of this study is to design a residential building composed of basement, ground floor and nine (09) storeys , the project will be constructed in the province of Algiers, classified as a high seismic zone (Zone III), according to the Algerian seismic regulation code (RPA 99 / version 2003).

The stability of the structure is guaranteed by reinforced concrete shear walls. The study and the analysis of this project were carried out using the ETABS software. The calculation of dimensions and reinforcement of all structural elements complies with the applied regulation in Algeria as well as: CBA99, BAEL 91 modified in 99, and RPA 99 / version 2003. The reinforcement of the seismic resistant elements (columns, beams, shear walls, etc.) was carried out manually by the classical method. Finally, because of the very heavy loads spreaded to the bottom of the building, the infrastructure was designed by an R.C raft foundation.

Keywords : Reinforced concrete, shear walls, dynamic analysis, construction regulations, beams, raft foundation.

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 9 étages et 01 sous-sol, situé dans la wilaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par des voiles en béton armé. L'étude et l'analyse de ce projet ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles algériennes en vigueur, à savoir: le CBA99, le BAEL 91 modifié en 99 et le RPA 99 / version 2003. Le ferrailage des éléments porteurs et/ou résistant au séisme (poteaux, poutres, voiles...) a été effectué manuellement par la méthode classique. Enfin, vu l'importance des charges revenant au sol d'assise, la fondation choisie a cet effet est constituée d'un radier général en béton armé.

Mots clés : Béton armé, voiles en BA, analyse dynamique, règles de construction, poutres, radier général en B.A.

Dédicaces

C'est avec une profonde reconnaissance et un immense respect que je dédie ce modeste travail à:

Ma chère mère

Mon cher père

Ma sœur Nour El Houda

Mon frère Mohamed

Mon collègue et ami Mohamed SAM

Tous mes amis

Walid ZAANINE

Avec toute ma reconnaissance et mon respect, je dédie ce modeste travail à :

Ma chère mère

Mon frère Bilel

Mes neveux Omar, Asma et Younes

Mon collègue et ami Walid

Tous mes amis

Mohamed SAM

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier DIEU le Tout-Puissant, qui nous a donné la santé, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous adressons nos sincères remerciements et notre profonde reconnaissance à notre promoteur, **Prof. Abdelkrim BOURZAM**, pour son aide, ses conseils avisés et sa disponibilité. Ses vastes connaissances et son expérience dans le domaine du bâtiment ont été d'une grande valeur pour nous.

Nous souhaitons également exprimer notre profonde gratitude à **tous les enseignants du département de génie civil de l'École Nationale Polytechnique** qui nous ont formés, pour leur engagement, leur expertise et leur soutien continu tout au long de notre parcours académique.

Nos plus vifs remerciements vont aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce travail.

Nous tenons également à remercier **M. Hassen Ouabdesselam**, directeur du Bureau d'études d'engineering "Ouabdesselam Hassen", pour son précieux soutien tout au long de cette étude.

Enfin, de nombreuses personnes nous ont apporté leur aide et leur soutien, de près ou de loin, pour la réalisation de ce projet. Nous leur adressons nos remerciements les plus sincères.

Table des matières

Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Liste des abréviations	
Introduction générale	22

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	24
I.2 Présentation de l'ouvrage	24
I.2.1 Implantation de l'ouvrage	24
I.2.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment	24
I.2.2.1 Dimensions en plan	24
I.2.2.2 Dimensions en élévation	32
I.2.3 Description des éléments constituant le bâtiment	32
I.2.3.1 Ossature de l'ouvrage	32
I.2.3.2 Voiles	32
I.2.3.3 Planchers	32
I.2.3.4 Escaliers	32
I.2.3.5 Maçonnerie	33
I.2.3.6 Acrotère	33
I.2.3.7 Revêtements	33
I.3 Caractéristiques des matériaux	33
I.3.1 Introduction	33
I.3.2 Le béton	34
I.3.2.1 Résistance à la compression	34
I.3.2.2 Résistance à la traction	35
I.3.2.3 Module de déformation du béton	35
I.3.2.4 Diagrammes contraintes-déformations	36
I.3.3 Acier	37
I.4 Règlements utilisés	38

Chapitre II : Descente de charges et pré-dimensionnement

II.1 Introduction	40
II.2 Evaluation des charges	40
II.2.1 Plancher terrasse inaccessible	40
II.2.2 Balcon terrasse	41
II.2.3 Plancher étage courant	42
II.2.4 Balcon étage courant	42
II.2.5 Garde-corps	43
II.2.6 Mur de remplissage en double paroi de briques creuses	43
II.2.7 Acrotère	44

II.2.8 Escaliers	45
II.3 Pré-dimensionnement	47
II.3.1 Planchers	47
II.3.2 Poutres	49
II.3.3 Voiles	51
II.3.4 Poteaux	52
II.3.4.1 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité	53
II.4 Calcul des poids des éléments de la structure	62
II.5 Conclusion	66

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction	68
III.2 Acrotère	68
III.2.1. Définition	68
III.2.2 Dimensions et modélisation de l'acrotère	68
III.2.3 Evaluation des sollicitations	69
III.2.4 Calcul du ferrailage	69
III.2.4.1 Calcul à l'ELU	69
III.2.4.2 Vérification au cisaillement	70
III.2.4.3 Condition de non-fragilité	70
III.2.4.4 Vérification de l'acrotère au séisme	71
III.2.5 Choix des armatures et schéma de ferrailage	72
III.3 Escaliers	72
III.3.1 Définition	72
III.3.2 Etude de l'escalier	73
III.3.3 Schéma de ferrailage	76
III.3.4 Etude de la poutre palière	77
III.3.4.1 Introduction	77
III.3.4.2 Pré-dimensionnement	77
III.3.4.3 Ferrailage	77
III.3.4.4 Schéma de ferrailage	80
III.4 Planchers	81
III.4.1 Introduction	81
III.4.2 Etude du plancher étage courant	81
III.4.2.1 Evaluation et combinaisons de charges	81
III.4.2.2 Sollicitations de calcul	82
III.4.2.3 Calcul du ferrailage	84
III.4.3 Etude du plancher balcon étage courant	88
III.4.3.1 Evaluation et combinaisons de charges	88
III.4.3.2 Calcul du ferrailage	89
III.4.4 Etude de la dalle portant l'ascenseur	91
III.4.4.1 Introduction	91
III.4.4.2 Etude de la dalle de l'ascenseur	91

III.4.4.2.1 Pré-dimensionnement	91
III.4.4.2.2 Evaluation des charges et surcharges	91
III.4.4.2.3 Combinaison de charges	92
III.4.4.2.4 Calcul des sollicitations	92
III.4.4.2.5 Calcul des armatures	95
III.4.4.2.6 Condition de non-fragilité	95
III.4.4.2.7 Vérification à l'ELS	96
III.4.4.2.8 Vérification au poinçonnement	96
III.4.5 Synthèse des dimensions des armatures des planchers	97
III.4.6 Schémas de ferrailage	98
III.5 Conclusion	99

Chapitre IV : Analyse dynamique et étude sismique

IV.1 Introduction	101
IV.2 Modélisation	101
IV.2.1 Introduction	101
IV.2.2 Modélisation de la structure avec le logiciel ETABS	101
IV.2.2.1 Description du logiciel ETABS	101
IV.2.2.2 Modélisation des éléments structuraux	102
IV.2.2.3 Modélisation des masses	102
IV.3 Calcul dynamique et sismique	105
IV.3.1 Introduction	105
IV.3.2 Méthode statique équivalente	106
IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	106
IV.3.4 Méthode d'analyse modale spectrale	106
IV.3.5 Estimation de la période fondamentale de la structure	109
IV.4 : Vérifications réglementaires	111
IV.4.1 Effort normal réduit	111
IV.4.2 Périodes de vibration et taux de participation massique	113
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques	116
IV.4.4 Vérification de l'excentricité	118
IV.4.4.1 Excentricité théorique	118
IV.4.4.2 Effets de la torsion accidentelle	119
IV.4.4.3 Effets de la torsion d'axe verticale	119
IV.4.5 Vérification du déplacement inter-étage	119
IV.4.6 Vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ	121
IV.4.7 Vérification au renversement	124
IV.5 Conclusion	127

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 Introduction	129
V.2 Ferrailage des poteaux	129

V.2.1 Introduction	129
V.2.2 Combinaisons des charges	129
V.2.3 Recommandations du RPA 99 / version 2003	130
V.2.4 Sollicitations de calcul données par le logiciel ETABS	131
V.2.5 Calcul du ferrailage	132
V.2.5.1 ferrailage longitudinal	132
V.2.5.2 Ferrailage transversal	133
V.2.5.3 Dispositions constructives et schémas de ferrailage	135
V.3 Ferrailage des poutres	138
V.3.1 Introduction	138
V.3.2 : Combinaisons d'actions	138
V.3.3 Recommandations sur le ferrailage	139
V.3.4 Sollicitations de calcul	140
V.3.5 Calcul du ferrailage	141
V.3.5.1 Ferrailage longitudinal	141
V.3.5.2 Ferrailage transversal	143
V.3.5.3 Dispositions constructives et schémas de ferrailage	144
V.4 Ferrailage des voiles	145
V.4.1 Introduction	145
V.4.2 Rôle du contreventement	146
V.4.3 Combinaisons d'actions	146
V.4.4 Recommandations pour le ferrailage	146
V.4.5 Calcul du ferrailage	148
V.4.6 Schémas de ferrailage	154
V.5 Conclusion	156

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	158
VI.2 Choix des fondations	158
VI.2.1 Classification des fondations	158
VI.2.2 Choix du type des fondations	159
VI.3 Dimensionnement et ferrailage	161
VI.3.1 Définition	161
VI.3.2 Pré-dimensionnement du radier	161
VI.3.3 Pré-dimensionnement du radier nervuré	164
VI.3.4 Caractéristiques géométriques du radier	166
VI.3.5 Vérification au cisaillement	166
VI.3.6 Vérification de la poussée hydrostatique	167
VI.3.7 Vérification de la stabilité au renversement	167
VI.3.8 Évaluation et vérification des contraintes sous le radier	167
VI.3.9 Ferrailage du radier	169
VI.3.9.1 Ferrailage de la dalle du radier	169
VI.3.9.1.1 Calcul du ferrailage	169

VI.3.9.1.2 Vérification au cisaillement	172
VI.3.9.1.3 Condition de non-fragilité	173
VI.3.9.1.4 Vérification à l'ELS	173
VI.3.9.1.5 Synthèse des dimensions des armatures de la dalle du radier	174
VI.3.9.1.6 Dispositions constructives et schéma de ferrailage	174
VI.3.9.2 Ferrailage des débords	176
VI.3.9.2.1 Calcul du ferrailage	176
VI.3.9.2.2 Condition de non-fragilité	176
VI.3.9.2.3 Vérification au cisaillement	177
VI.3.9.3 Ferrailage des nervures	177
VI.3.9.3.1 Sollicitations de calcul	177
VI.3.9.3.2 Calcul du ferrailage	178
VI.3.9.3.3 vérification à l'ELS	180
VI.3.9.3.4 Condition de non-fragilité	181
VI.3.9.3.5 Vérification au cisaillement	181
VI.3.9.3.6 Synthèse des dimensions des armatures longitudinales des nervures	181
VI.3.9.3.7 Armatures transversales	182
VI.3.9.4 Schéma de ferrailage du radier	183
VI.4 Ferrailage du voile périphérique (mur de soutènement)	183
VI.4.1 Introduction	183
VI.4.2 Evaluation des charges	184
VI.4.3 Sollicitations de calcul	184
VI.4.4 Résultats de ferrailage du voile périphérique et vérifications	186
VI.4.5 Schéma de ferrailage	187
Conclusion générale	190
Bibliographie	192
Annexe 1	194
Annexe 2	194
Annexe 3	195
Annexe 4	196
Annexe 5	197
Annexe 6	198

Liste des tableaux

Chapitre II : Descente de charges et pré-dimensionnement

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse	41
Tableau II.2 : Charge permanente du balcon terrasse	41
Tableau II.3 : Charge permanente du plancher étage courant	42
Tableau II.4 : Charges permanentes du balcon étage courant	43
Tableau II.5 : Coefficients de dégression des surcharges	55
Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitations	55
Tableau II.7 : Efforts normaux par la descente de charges	59
Tableau II.8 : Sections des poteaux adoptées	59
Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux à l'ELS	62
Tableau II.10 : Poids des étage	65
Tableau II.11 : Sections des poteaux adoptées	66

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Charges appliquées à l'acrotère et combinaisons de charges	69
Tableau III.2 : Poids et coefficients pour la vérification de l'acrotère au séisme	71
Tableau III.3 : Charges et combinaison de charges à l'état limite accidentel de l'acrotère	71
Tableau III.4 : Les combinaisons de charges considérées pour l'escalier à deux volées	73
Tableau III.5 : Ferrailage de l'escalier à deux volées	75
Tableau III.6 : Vérification à l'ELS de l'escalier à deux volées	76
Tableau III.7 : Calcul du ferrailage de la poutre palière à l'ELU	78
Tableau III.8 Vérification à l'ELS de la poutre palière	79
Tableau III.9 : Charges appliquées à l'étage courant et combinaisons de charges	82
Tableau III.10 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y	82
Tableau III.11 : Sollicitations de calcul	84
Tableau III.12 : Vérification à l'ELS du ferrailage de la dalle	86
Tableau III.13 : Vérification au cisaillement selon les deux sens x et y	87
Tableau III.14 Charges appliquées à la dalle pleine du balcon et combinaisons de charges	88
Tableau III.15 : Les efforts maximums supportés par la dalle	88
Tableau III.16 : Vérification à l'ELS de la dalle du balcon	90
Tableau III.17 : Combinaisons de charges appliquées sur la dalle machine	92
Tableau III.18 : Récapitulatif des moments de la dalle machine	95
Tableau III.19 : Ferrailage de la dalle machine à l'ELU	95
Tableau III.20 : Vérification à l'ELS du ferrailage de la dalle machine	96
Tableau III.21 : Synthèse des dimensions des armatures des planchers	97

Chapitre IV : Analyse dynamique et étude sismique

Tableau IV.1 : Valeur du facteur de qualité suivant l'axe X	108
Tableau IV.2 : Valeur du facteur de qualité suivant l'axe Y	108
Tableau IV.3 : Valeurs de T_1 et T_2	110
Tableau IV.4 : Valeurs de ξ (%)	111
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit	112
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit pour les nouvelles sections	112
Tableau IV.7 : Périodes de vibration et taux de participation massique	113
Tableau IV.8 : $V_{dynamique}$ et $V_{statique}$ suivant les deux directions	118
Tableau IV.9 : Calcul de l'excentricité théorique	118
Tableau IV.10 : Calcul de l'excentricité accidentelle	119
Tableau IV.11 : Valeurs de l'excentricité théorique et accidentelle	119
Tableau IV.12 : Vérification du déplacement inter-étage suivant la direction X	120
Tableau IV.13 : Vérification du déplacement inter-étage suivant la direction Y	121
Tableau IV.14 : Vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant la direction X	123
Tableau IV.15 : Vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant la direction Y	124
Tableau IV.16 : Calcul des moments de renversement suivant l'axe X	125
Tableau IV.17 : Calcul des moments de renversement suivant l'axe Y	126
Tableau IV.18 : Calcul du moment stabilisant suivant l'axe X	126
Tableau IV.19 : Calcul du moment stabilisant suivant l'axe Y	126
Tableau IV.20 : Vérification au renversement	127

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1 : Combinaisons d'actions pour le calcul des poteaux	129
Tableau V.2 : Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales des poteaux	130
Tableau V.3 : Sollicitations de calcul pour les poteaux	132
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinale des poteaux	133
Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielles	134
Tableau V.6 : Ferrailage transversal calculé	135
Tableau V.7 : Ferrailage transversal donnée par le RPA 99 / version 2003	135
Tableau V.8 : Moments fléchissants dans les différentes poutres	141
Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal des poutres	142
Tableau V.10 : Vérification des poutres à l'ELS	143
Tableau V.11 : Vérification au cisaillement	143
Tableau V.12 : Résultats des armatures transversales	144
Tableau V.13 : Combinaisons d'actions pour le calcul des poteaux	146
Tableau V.14 : Ferrailage vertical du voile type1, L=4,95 m	151
Tableau V.15 : Choix des barres du voile type1, L=4,95 m	151
Tableau V.16 : Ferrailage vertical du voile type2, L=6,1 m	152

Tableau V.17 : Choix des barres du voile type2, L=6,1 m	152
Tableau V.18 : Ferrailage vertical du voile type3, L=4,65 m	152
Tableau V.19 : Choix des barres du voile type3, L=4,65 m	152
Tableau V.20 : Ferrailage vertical du voile type4, L=4,95 m	153
Tableau V.21 : Choix des barres du voile type4, L=4,95 m	153
Tableau V.22 : Ferrailage vertical du voile type5, L=4,4 m	153
Tableau V.23 : Choix des barres du voile type5, L=4,4 m	153

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous le radier	168
Tableau VI.2 : Vérification à l'ELS du ferrailage de la dalle du radier	173
Tableau VI.3 : Vérification à l'ELS avec les nouvelles sections d'acier	174
Tableau VI.4 : Synthèse des dimensions des armatures de la dalle	174
Tableau VI.5 : Moments de la nervure principale	177
Tableau VI.6 : Moments de la nervure secondaire	177
Tableau VI.7 : Vérification à l'ELS du ferrailage des nervures	180
Tableau VI.8 : Vérification à l'ELS avec les nouvelles sections d'acier	181
Tableau VI.9 : Synthèse des dimensions des armatures longitudinales des nervures	181
Tableau VI.10 : Ferrailage transversale de la nervure	182
Tableau VI.11 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y	185
Tableau VI.12 : Moments de calcul du voile périphérique	186
Tableau VI.13 : Résultats de ferrailage du voile périphérique	186
Tableau VI.14 : Vérification à l'ELS du ferrailage du voile périphérique	187

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue de la façade arrière du bâtiment	25
Figure I.2 : Vue en plan du RDC	26
Figure I.3 : Vue en plan de l'étage courant	27
Figure I.4 : Plan de terrasse	28
Figure I.5 : Plan du sous sol	29
Figure I.6 : Façade principale	30
Figure I.7 : Coupe A-A	31
Figure I.8 : Diagramme réglementaire contrainte-déformation du béton à l'ELU	36
Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS	37
Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU	37

Chapitre II : Descente de charges et pré-dimensionnement

Figure II.1 : Détails d'un plancher en dalle pleine (plancher terrasse inaccessible)	40
Figure II.2 : Détails d'un plancher en dalle pleine (plancher étage courant)	42
Figure II.3 : Détails d'un balcon en dalle pleine (étage courant)	42
Figure II.4 : Schéma du garde-corps	43
Figure II.5 : Coupe sur mur extérieur	44
Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère	44
Figure II.7 : Eléments constituant l'escalier	45
Figure II.8 : Vue en plan de l'escalier	45
Figure II.9 : Le panneau le plus sollicité	48
Figure II.10 : Limitation des flèches pour les planchers	49
Figure II.11 : Schéma représentatif d'une poutre	49
Figure II.12 : Coupe sur voile en élévation selon le RPA 99 / version 2003	51
Figure II.13 : Section afférente d'un poteau sollicité	53
Figure II.14 : Section réduite B_r d'un poteau	57

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Géométrie et modèle de calcul de l'acrotère	68
Figure III.2 : Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère	69
Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	72
Figure III.4 : Escalier à deux volées	73
Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier à deux volées	73
Figure III.6 : Diagrammes des efforts internes	74
Figure III.7 : Dimensions de la paillasse et du palier	75
Figure III.8 : Schéma de ferrailage des escaliers	76
Figure III.9 : Croquis de la poutre palière sur appui et en travée	80

Figure III.10 : Dimensions de la section transversale de la dalle pleine	84
Figure III.11 : Schéma statique du balcon étage courant	88
Figure III.12 : Modélisation et diagrammes du balcon étage courant	88
Figure III.13 : Dimensions de la section transversale du balcon étage courant	89
Figure III.14 : Schéma d'un ascenseur	91
Figure III.15 : Répartition de la charge localisée sur la dalle	93
Figure III.16 : Schéma de ferrailage du plancher de l'étage courant et de la terrasse	98
Figure III.17 : Schéma de ferrailage du balcon étage courant	99
Figure III.18 : Schéma de ferrailage du balcon terrasse	99
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la dalle machine	99

Chapitre IV : Analyse dynamique et étude sismique

Figure IV.1 : Vue tridimensionnelle de la modélisation de la structure	103
Figure IV.2 : Vue en plan de l'étage courant	104
Figure IV.3 : Vue en élévation de la structure selon l'axe A	105
Figure IV.4 : Spectre de réponse de calcul	109
Figure IV.5 : Mode 1 - Translation selon Y	114
Figure IV.6 : Mode 2 - Translation selon X	115
Figure IV.7 : Mode 3 - Rotation autour de Z	116
Figure IV.8 : Effet P- Δ sur la structure	121
Figure IV.9 : Forces agissant sur la stabilité au renversement	125

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure V.1 : Zone nodale	136
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poteaux de section 55 X 55 cm	137
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux de section 50 X 50 cm	137
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux de section 45 X 45 cm	137
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux de section 40 X 40 cm	138
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux de section 35 X 35 cm	138
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales	144
Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	144
Figure V.9 : Identification et numérotation des voiles	145
Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile type 1, zone 1	154
Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile type 1 pour les zones 2, 3, 4 et 5	154
Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile type 2, zone 1	154
Figure V.13 : Schéma de ferrailage du voile type 2, zone 2	154
Figure V.14 : Schéma de ferrailage du voile type 2 pour les zones 3, 4 et 5	154
Figure V.15 : Schéma de ferrailage du voile type 3 pour les zones 1, 2, 3, 4 et 5	154
Figure V.16 : Schéma de ferrailage du voile type 4 pour les zones 1, 2, 3, 4 et 5	154
Figure V.17 : Schéma de ferrailage du voile type 5 pour les zones 1, 2, 3, 4 et 5	154

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	159
Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges dans le cas des poteaux	162
Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges dans le cas des voiles	163
Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	165
Figure VI.5 : Le panneau le plus sollicité dans le radier	170
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier, y compris les arrêts des barres	175
Figure VI.7 : Débord du radier	176
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage du radier en travée	183
Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du radier sur appui	183
Figure VI.10 : Schéma statique du voile périphérique	184
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	188

Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_{max} : Section d'armature maximale

A_r : Armature de répartition

A_s : Section d'armature

b : Largeur

b_0 : Largeur de la nervure

C_p : Facteur de force horizontale

C_t : Coefficient de période

D : Facteur d'amplification dynamique

d' : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

$\Delta_{Kx,y}$: Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$

$\delta_{Kx,y}$: Déplacement horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement

$\delta_{(ek)x,y}$: Déplacement dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)

e : Epaisseur

E : Module de Young, excentricité

E_b : Module de déformation différée

E_{ij} : Module d'élasticité instantané

E_{vj} : Module d'élasticité différé

E_s : Module d'élasticité de l'acier

F : Force sismique de niveau

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

f_{bc} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à $\{j\}$ jours

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à $\{j\}$ jours

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

g : Largeur de la marche

G : Action permanente

h : Hauteur

h_k : Hauteur de l'étage « k »

h_n : Hauteur mesurée en mètre, à partir de la base de la structure

h_r : L'épaisseur de radier

I_x, I_y : Moment d'inertie

K : Coefficient de raideur du sol

K_a : Coefficient de poussé

L : Longueur

L_0 : Longueur de la projection horizontale de paillasse

L_e : Longueur élastique

M : Moment fléchissant

M_a : Moment en appui

M_{renv} : Moment de renversement

M_{stab} : Moment stabilisateur dû aux charges verticales

M_t : Moment en travée

N : Effort normal

N : Nombre d'étage

N_u : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

P_k : Poids total de la structure et des charges

Q : Action d'exploitation, facteur de qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

S_t : Espacement

T : Effort tranchant, période, ("Torsadé" ou "Tor" c'est un type de barres à haute adhérence)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

V : Force sismique total

V_t : Forces sismiques à la base

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k»

W : Poids total de la structure

W_i : Poids au niveau «i»

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_d : Poids spécifique du remblai

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

ε : Déformation relative

θ : Coefficient d'application

ϕ : Angle de frottement

η : Coefficient de fissuration

σ_{bc} : Contrainte du béton

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

σ_s : Contrainte d'acier

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier

σ_{moy} : Contrainte moyenne

σ_{sol} : Contrainte du sol

τ : Contrainte ultime de cisaillement

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

μ : Moment ultime réduit

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

ν : Coefficient de poisson

λ : Elancement

Y : Position de l'axe neutre

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

I : Moment d'inertie

Liste des abréviations

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite de service

ELA : Etat limite accidentel

RDC : Rez-de-chaussée

SS : Sous-sol

HA : Haute adhérence

RPA : Règlement parasismique algérien

BAEL : Béton armé à l'état limite

CBA : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

DTR : Document technique réglementaire algérien

DDL : Degré de liberté

SDT : Situation durable ou transitoire

SA : Situation accidentelle

PP : Poutre principale

PS : Poutre secondaire

SPC : Section partiellement comprimée

SET : Section entièrement tendue

SEC : Section entièrement comprimée

Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la préservation de l'environnement.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Parmi les innovations du domaine de la construction les plus utilisées par l'ingénieur spécialisé dans les structures en béton armé pour faire face aux forces sismiques horizontales, on peut citer les voiles en béton armé. Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, les voiles permettent de réduire considérablement les dommages sismiques et maintenir la structure stable et lui garantir la robustesse nécessaire.

La construction des bâtiments en béton armé dans une zone sismique, et leurs études nécessitent des règlements et normes pour assurer leur stabilité et leur durabilité. Pour cela, il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque pays.

Notre projet de fin d'études consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en R+9 avec un sous-sol en béton armé contreventé par voiles porteurs. Il fait partie du projet des 142 logements promotionnels implanté à EL DJORF BAB EZZOUAR (Wilaya d'Alger) c'est une zone classée comme une zone de forte sismicité (Zone III). Ce projet est pris en charge par bureau d'études d'engineering OUABDESSELAM Hassen dont le siège est domicilié à Bouira.

Dans cette perspective, nous allons suivre les étapes décrites dans le plan de travail suivant constitué de 6 chapitres :

- ❖ Le premier chapitre est consacré pour la présentation complète du bâtiment, les caractéristiques mécaniques des matériaux et les différentes réglementations utilisées
- ❖ Le deuxième chapitre est dédié à la descente de charges et au pré-dimensionnement des éléments structuraux de la construction.
- ❖ Le troisième chapitre se consacre au calcul des éléments secondaires.
- ❖ Le quatrième chapitre aborde l'analyse dynamique et de l'étude sismique
- ❖ Le cinquième chapitre traite l'étude du ferrailage des éléments résistants.
- ❖ Le dernier chapitre est pour l'étude des fondations

Enfin une conclusion synthétique

Chapitre I

I.1 Introduction :

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment en R+9 avec 01 Sous Sol à usage d'habitation, situé à EL DJORF BAB EZZOUAR (wilaya d'Alger), entrant dans le cadre du programme des 142 logements promotionnels.

L'étude du projet a été confiée au bureau d'études d'engineering OUABDESSELAM Hassen dont le siège est domicilié à Bouira.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Ce bâtiment comporte 10 niveaux à usage d'habitation répartis comme suit :

- Un sous-sol, destiné à un parking.
- Un RDC à usage d'habitation composé de 02 appartements de type (F3) et 02 autres de types (F2).
- 09 niveaux à usage d'habitation, chaque niveau est composé de 4 appartements type (F3).
- Une terrasse inaccessible.

Les déplacements verticaux se font au moyen des escaliers et d'un ascenseur.

I.2.1 Implantation de l'ouvrage :

Nous allons faire l'étude d'un bâtiment en (R+9+01 S. Sol) à usage d'habitation contreventé par des voiles, implanté à EL DJORF BAB EZZOUAR (Wilaya d'Alger) c'est une zone classée selon le RPA 99 / version 2003 comme une zone de forte sismicité (Zone III) et zone de vent I, Il est réalisé sur un site de catégorie S2, l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

I.2.2 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Le bâtiment est régulé en plan et en élévation.

I.2.2.1 Dimensions en plan :

Les plus importantes dimensions en plan sont :

- Largeur : 20,1 m
- Longueur : 23,5 m

I.2.2.2 Dimensions en élévation :

Les différentes dimensions en élévation sont :

- Hauteur du sous-sol $h_{SS}=3,06$ m
- Hauteur du rez-de-chaussée $h_{RDC}= 3,06$ m
- Hauteur d'un niveau courant $h_{etg}= 3,06$ m

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) H= 30,6 m
- Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère) H= 31,1 m



Figure I.1 : Vue de la façade arrière du bâtiment

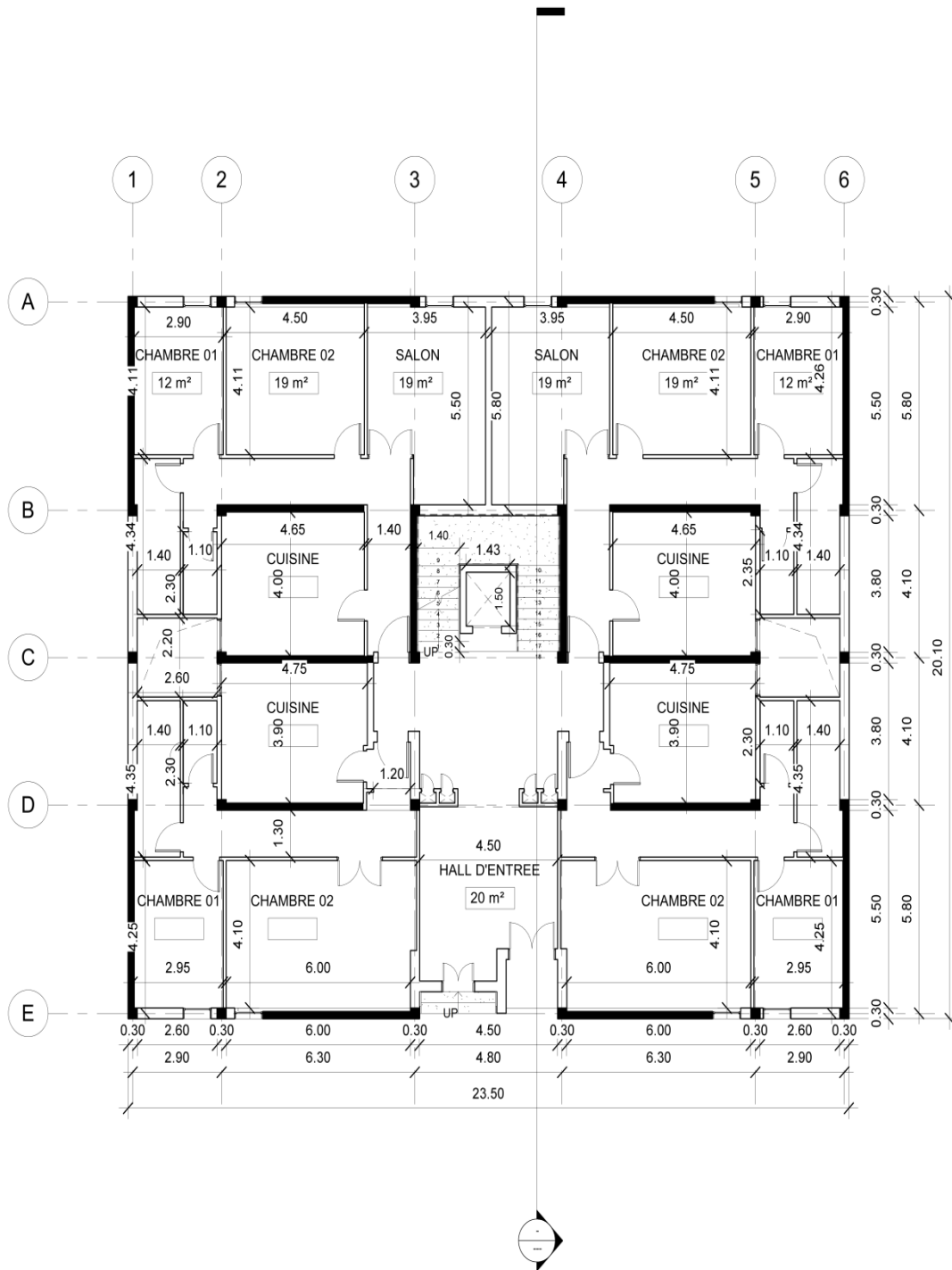


Figure I.2 : Vue en plan du RDC

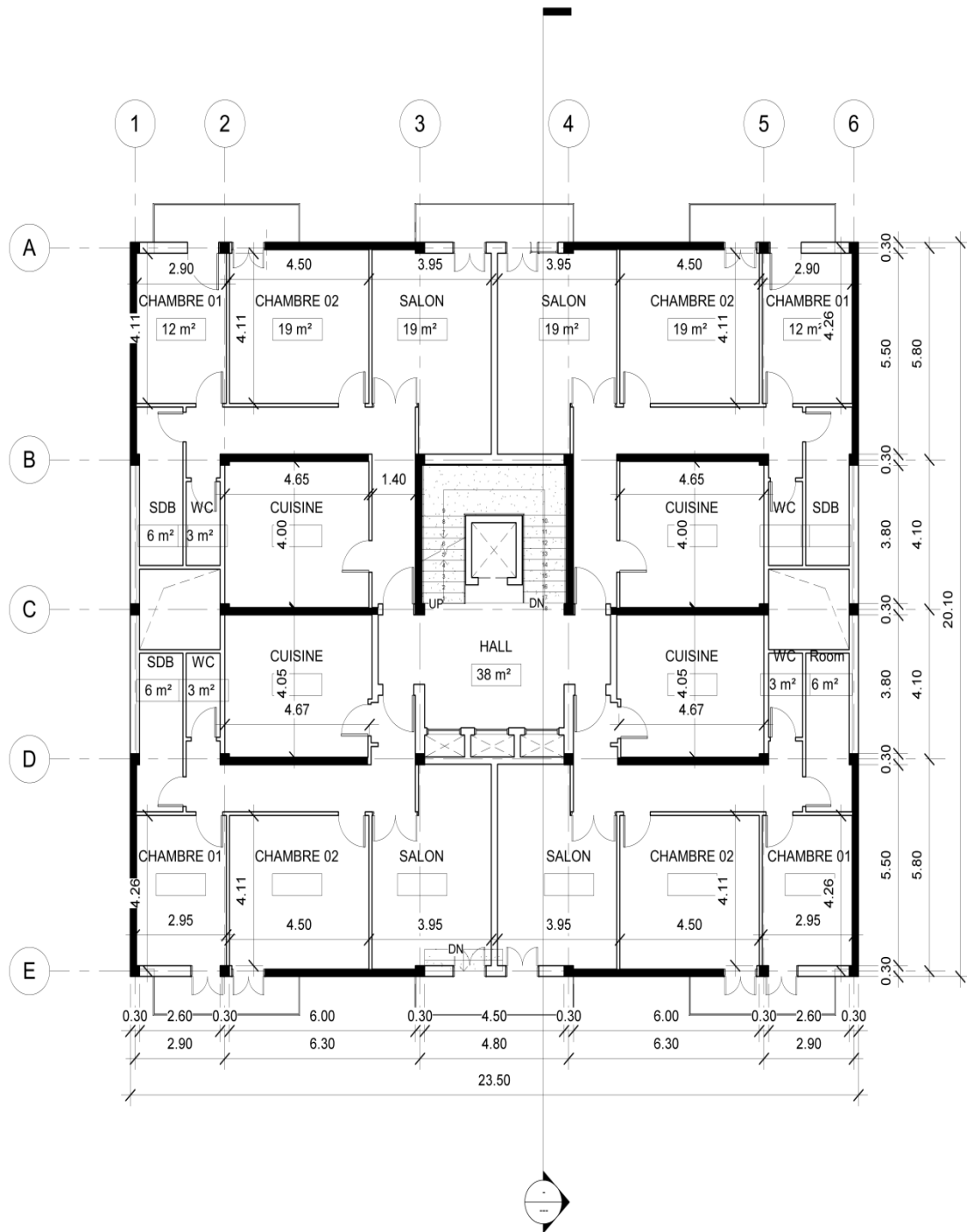


Figure I.3 : Vue en plan d'un étage courant

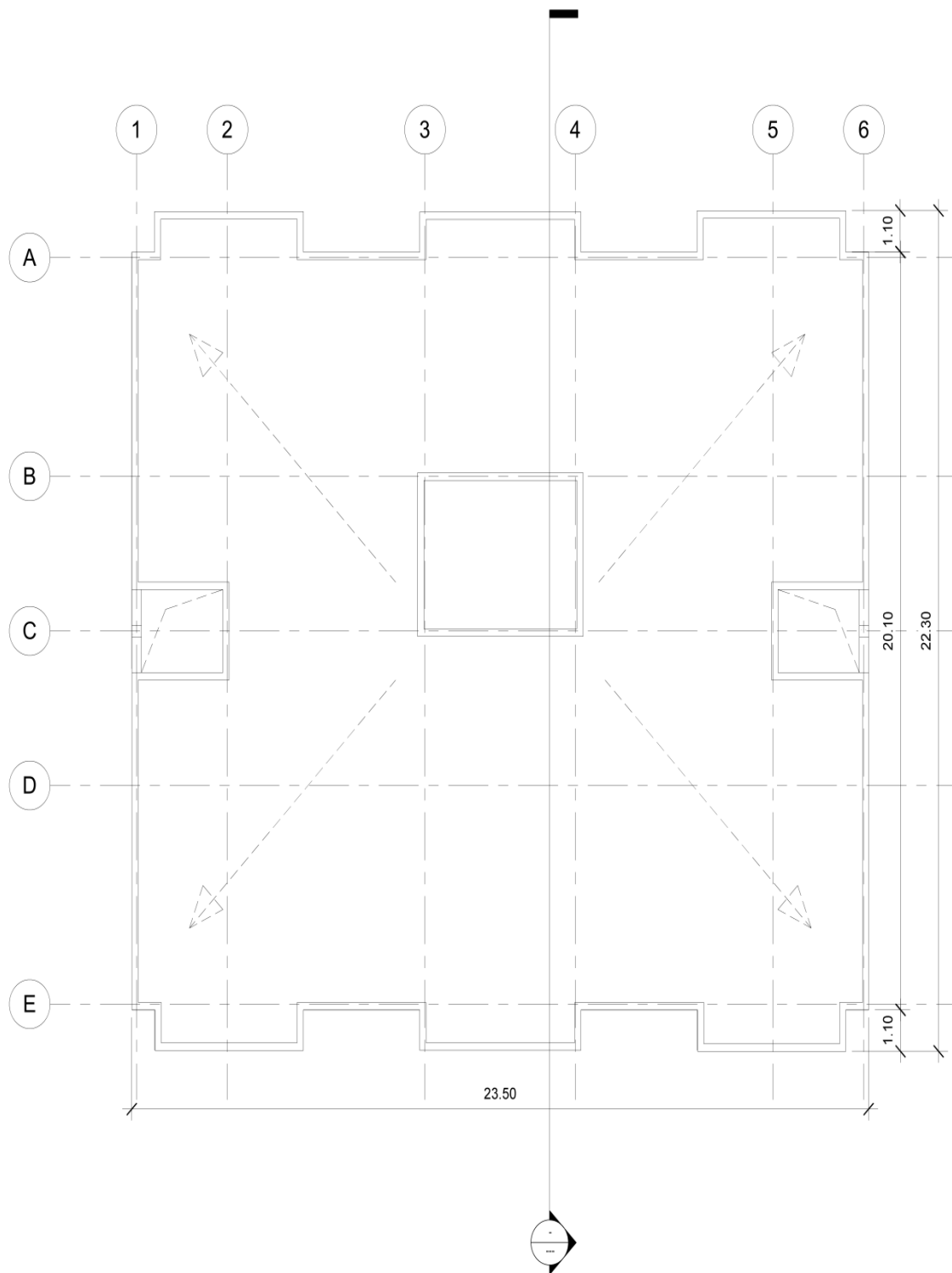


Figure I.4 : Plan de terrasse

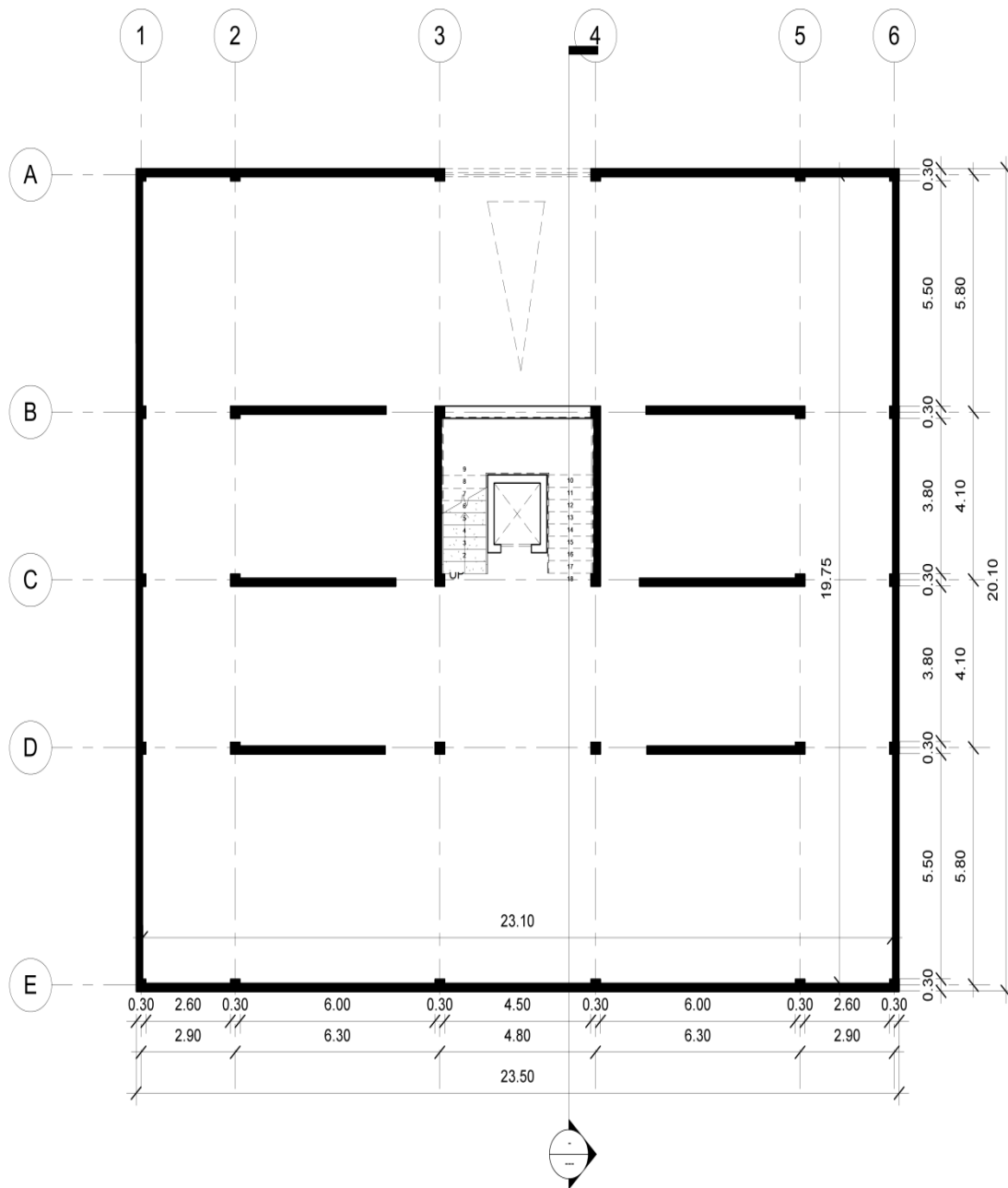


Figure I.5 : Plan du sous-sol

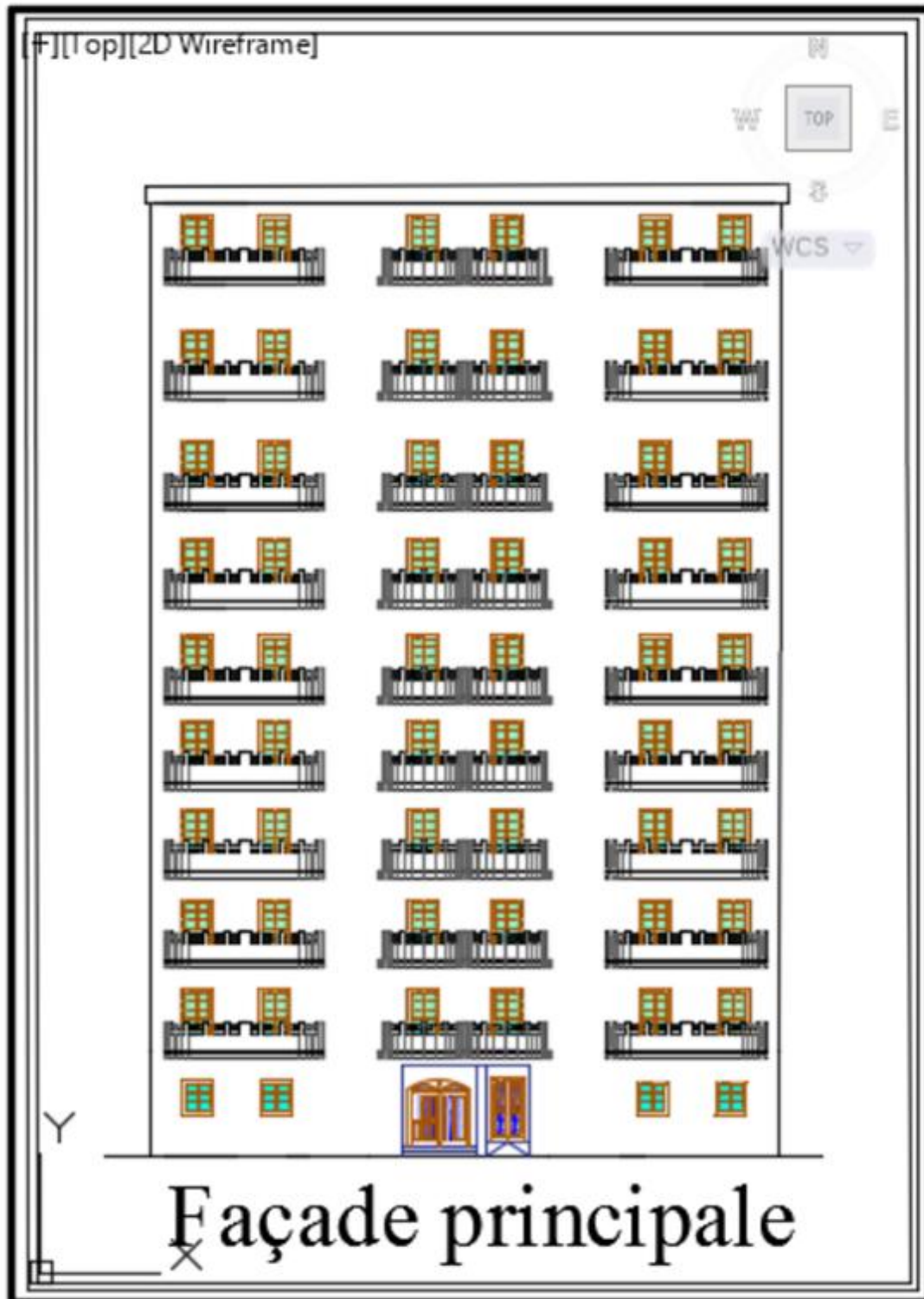


Figure I.6 : Façade principale

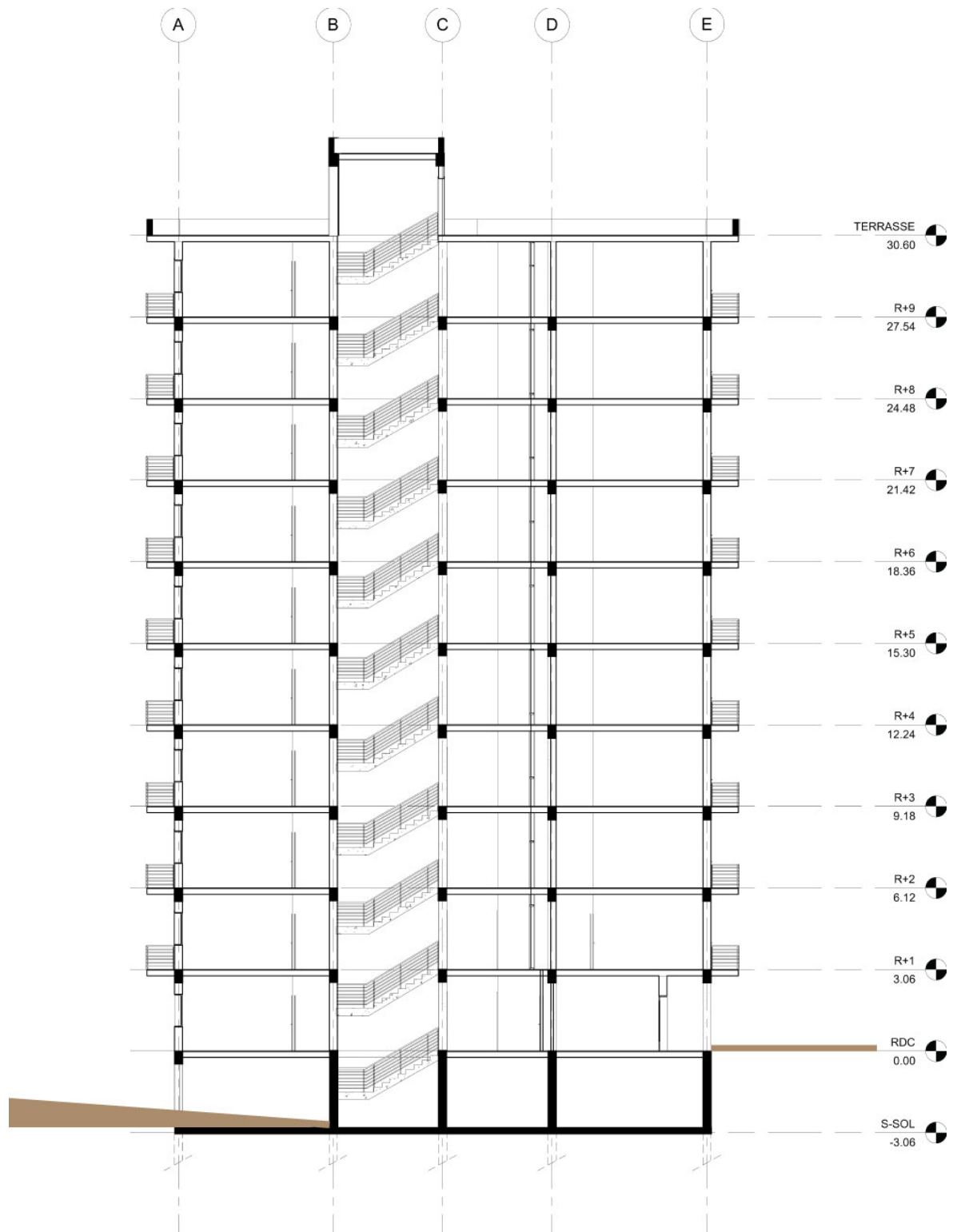


Figure I.7 : Coupe A-A

I.2.3 Description des éléments constituant le bâtiment :

I.2.3.1 Ossature de l'ouvrage :

L'ossature du bâtiment est en béton armé, elle est composée de portiques (poteaux-poutres) et voiles. Ces éléments structuraux doivent assurer principalement la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux, qui sont dus aux charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatiques, et les actions sismiques.

I.2.3.2 Voiles :

Ce bâtiment est constitué de deux types de voiles en béton armé :

- a. **Voiles de contreventement** : sont responsables de reprendre toutes les forces horizontales, notamment les forces sismiques.
- b. **Voiles périphériques** : également appelés murs de confinement, est un mur vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble au niveau du sous sol. Leur rôle principal est de supporter la pression exercée par les terres environnantes. Il contribue à la stabilité et à la résistance de la structure en fournissant un soutien contre les charges latérales du sol. Ces murs sont couramment utilisés dans la construction de sous-sols et de fondations pour éviter les déformations horizontales excessives du sol et garantir la sécurité de la structure.

I.2.3.3 Planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et la reprise des différentes charges et surcharges gravitaires. Dans notre projet on a eu recours au plancher en béton armé en dalle pleine.

I.2.3.4 Escaliers :

La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.

- **Escalier**: les escaliers sont constitués de volées classiques en béton armé reposant sur des paliers coulés sur place. Ce sont des escaliers à double volée avec un palier de repos.
- **Ascenseur**: Le choix du type d'ascenseur est dicté par la hauteur et la configuration du bâtiment en termes d'espace, de stabilité, de possibilité d'implantation, mais aussi par le type de charge à déplacer, la vitesse de déplacement nécessaire, etc. Un ascenseur de type Schindler est choisi, se caractérisant par l'absence du local machine.

I.2.3.5 Maçonnerie :**a. Murs extérieurs :**

- Ils sont réalisés en double parois de briques creuses de 10 cm à l'intérieur et de 15 cm à l'extérieur séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique (15+05+10).

b. Murs intérieurs :

- Ils sont réalisés en simples cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.3.6 Acrotère :

On appelle mur acrotère, en abrégé acrotère, un muret situé en bordure du plancher terrasse pour protéger l'étanchéité classique, la hauteur de l'acrotère dans notre cas est de 50 cm (Acrotère classique).

I.2.3.7 Revêtements :

Les revêtements utilisés dans le bâtiment sont :

- Enduit de plâtre pour les plafonds et les cloisons intérieures :
 - 02 cm d'épaisseur, pour les murs intérieurs et 03 cm pour les plafonds et les murs extérieurs.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons :
 - 03 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs et 02 cm pour les murs intérieurs.
- Revêtement en carrelage pour les planchers :
 - Pour le sol, il est prévu du carrelage en granito de 02 cm d'épaisseur.
 - Pour les escaliers, il est prévu du marbre de 02 cm d'épaisseur pour les paliers et de 03 cm pour les marches et les contre marches.
- Le plancher de la terrasse sera recouvert d'une étanchéité multicouche classique imperméable, évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.3 Caractéristiques des matériaux :**I.3.1 Introduction :**

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier, alliant les propriétés mécaniques complémentaires de ces matériaux.

Les propriétés des matériaux employés dans la construction de bâtiments doivent respecter les normes techniques établies pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armé suivants :

- Règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003).
- Règlement du béton armé aux états limites (Règles BAEL 91 modifié 99).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).

I.3.2 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composite résultant du mélange de ciment, d'agréats, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il est largement utilisé dans le domaine du génie civil pour la réalisation d'infrastructures et de structures diverses.

Il se caractérise par sa grande résistance à la compression et sa faible résistance à la traction.

I.3.2.1 Résistance à la compression :

Elle est déterminée à 28 jours d'âge par l'essai d'éprouvettes cylindriques ou cubiques soumises à l'écrasement. Dans les cas courants un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est représentée par le symbole f_{c28} .

La résistance (f_{cj}) du béton est obtenue expérimentalement par un essai de compression sur des éprouvettes cylindriques de béton de dimensions 16x32 cm ou sur des cubes de 15x15x15 cm..., généralement l'écrasement se fait à 3, 7 et 28 jours.

En fonction de f_{c28} , f_{cj} est estimée comme suit : (à partir du BAEL 91 modifié en 99)

$$\begin{aligned} \text{Pour } j \leq 28 : \quad & f_{cj} = \frac{j}{4,67+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \\ & f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \\ \text{Pour } 28 < j < 60 : \quad & f_{cj} = f_{c28} \\ \text{Pour } j \geq 60 : \quad & f_{cj} = 1,1 f_{c28} \end{aligned}$$

Dans le cadre de ce projet, la valeur retenue pour f_{c28} est de 25 MPa.

I.3.2.2 Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction pour un béton d'une contrainte de compression inférieure à 60 MPa est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

Alors dans le cadre de notre projet : la résistance $f_{t28} = 2,1$ MPa

I.3.2.3 Module de déformation du béton :**a. Module de déformation longitudinale :**➤ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, nous admettons qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Alors dans notre cas : $E_{i28} = 32164,195$ MPa

➤ **Module de déformation longitudinale différée :**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Alors dans notre cas : $E_{v28} = 10818,866$ MPa

b. Module de déformation transversale :

Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(\nu+1)}$$

Avec :

ν : est le coefficient de poisson donnée par l'article A.2.1.3 du CBA 93.

$$\begin{array}{ll} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul des déformations} \end{array}$$

I.3.2.4 Diagrammes contraintes-déformations :

a. Etat limite ultime « ELU » :

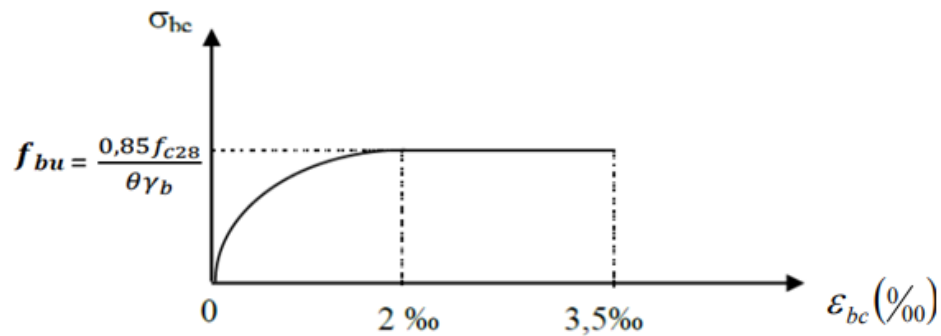


Figure I.8 : Diagramme réglementaire contrainte-déformation du béton à l'ELU

Avec :

 σ_{bc} : Contrainte de compression dans le béton ε_{bc} (‰) : Déformation du béton f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{pour une situation durable et transitoire}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{pour une situation accidentelle}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est } > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0,9 & \text{lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures} \\ \theta = 0,85 & \text{lorsqu'elle est inférieure à 1 heure} \end{cases}$$

Concernant notre projet toutes les charges sont appliquées plus de 24 heures ($\theta=1$)avec $f_{c28} = 25$ MPa

$$f_{bu} = 14,17 \quad \text{pour une situation durable et transitoire}$$

$$f_{bu} = 18,48 \quad \text{pour une situation accidentelle}$$

b. Etat limite de service « ELS » :

Le comportement de béton est considéré dans les calculs comme linéairement élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS est une droite schématisé dans la figure I.11.

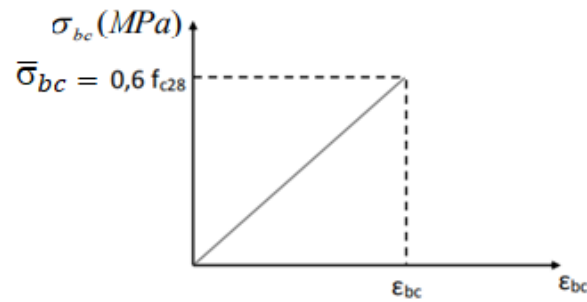


Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton en compression

ε_{bc} (‰) : Déformation du béton

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa

I.3.3 Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle dans le béton armé est de reprendre essentiellement les efforts de traction.

a. Etat limite ultime « ELU » :

La contrainte limite de traction et de compression notée f_{su} est donnée par la formule suivante :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s = 1,15$ pour une situation durable et transitoire

$\gamma_s = 1$ pour une situation accidentelle

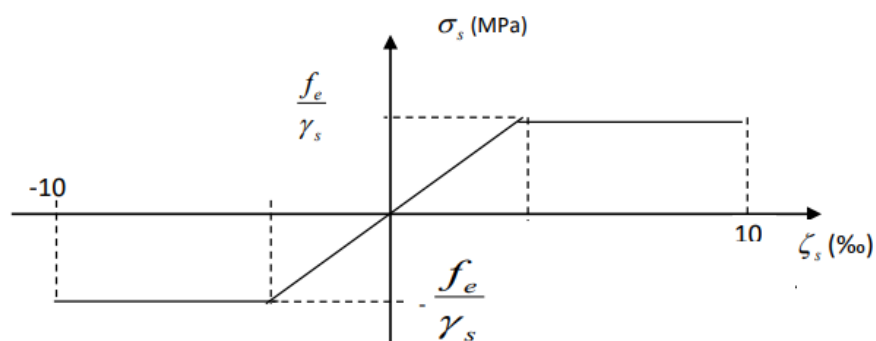


Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

On utilise des aciers Fe500 donc :

$$f_{su} = 434,78 \text{ MPa} \quad \text{pour une situation durable et transitoire}$$

$$f_{su} = 500 \text{ MPa} \quad \text{pour une situation accidentelle}$$

a. Etat limite de service « ELS » :

La contrainte limite de traction est en fonction de type de fissuration :

- Limitation de f_e (pas de vérification) fissuration peu préjudiciable
- $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$ fissuration préjudiciable
- $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$ fissuration très préjudiciable

Avec :

f_{t28} : la contrainte du béton à la traction à 28 jours

η : coefficient de

$$\text{fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

I.4 Règlements utilisés :

Notre étude de ce projet se fera dans le cadre de ses différents aspects, conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- (BAEL 91 modifié 99) et le CBA93
- (RPA 99 / version 2003) et Charges Permanentes et surcharges d'exploitation DTR B.C. 2.2

Chapitre II

II.1 Introduction :

Le prédimensionnement a pour but le précalcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements (RPA 99 / version 2003), (BAEL 91 modifié 99) et le CBA93. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : Elles résultent des charges permanentes et des surcharges d'exploitation des planchers, poutrelles, poutres et poteaux , et sont finalement transmises au sol par les fondations (se référer au DTR B.C 2.2)
- **Sollicitations horizontales** : Principalement d'origine sismique, elles sont nécessaires pour les éléments de contreventement formés par les portiques et /ou des voiles en BA.

II.2 Evaluation des charges :

Les charges permanentes notées (G) et les surcharges d'exploitation notées (Q) sont évaluées selon le DTR B.C 2.2.

II.2.1 Plancher terrasse inaccessible :

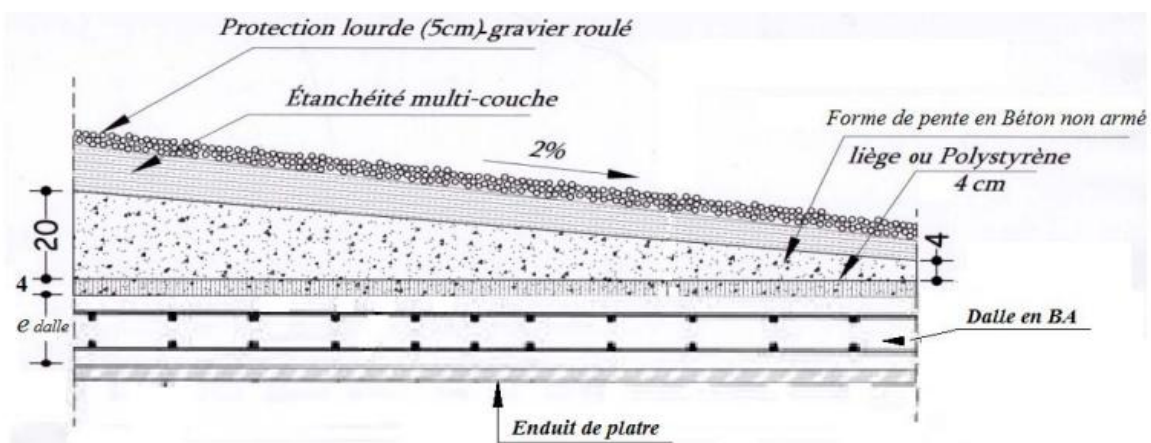


Figure II.1 : Détails d'un plancher en dalle pleine (plancher terrasse inaccessible)

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse

	Epaisseur [cm]	Masse Volumique [Kg/m ³]	Charge permanente (G) [Kg/m ²]
Protection Lourde	5	1600	80
Etanchéité multicouche	2	/	12
Forme de ponte	12	2200	264
Liège	4	40	1.6
Dalle en B.A	16	2500	400
Enduit de plâtre	3	1000	30
		G	787,6
		Q	100

II.2.2 Balcon terrasse :

Tableau II.2 : Charge permanente du balcon terrasse

	Epaisseur [cm]	Masse Volumique [Kg/m ³]	Charge permanente (G) [Kg/m ²]
Protection lourde	5	1600	80
Etanchéité multicouche	2	/	12
Forme de ponte	12	2200	264
Liège	4	40	1.6
Dalle en B.A	16	2500	400
Enduit de ciment	3	1800	54
		G	811,6
		Q	100

II.2.3 Plancher étage courant :

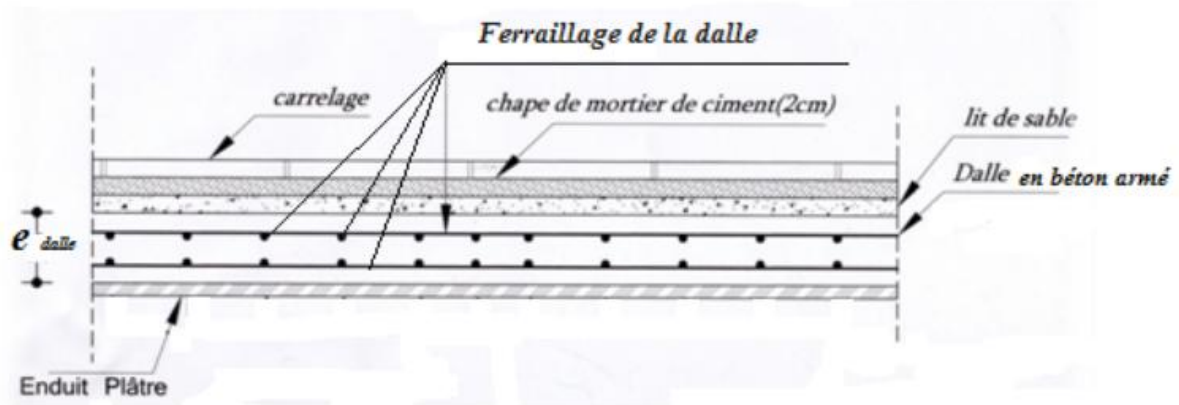


Figure II.2 : Détails d'un plancher en dalle pleine (plancher étage courant)

Tableau II.3 : Charge permanente du plancher étage courant

	Epaisseur [cm]	Masse Volumique [Kg/m ³]	Charge permanente (G) [Kg/m ²]
Revêtement marbre	2	2800	56
Chape de ciment	2	2000	40
Lit de sable	3	2200	51
Cloison de séparation	10	/	110
Dalle en B.A	16	2500	400
Enduit de plâtre	3	1000	30
			G 687
			Q 150

II.2.4 Balcon étage courant :

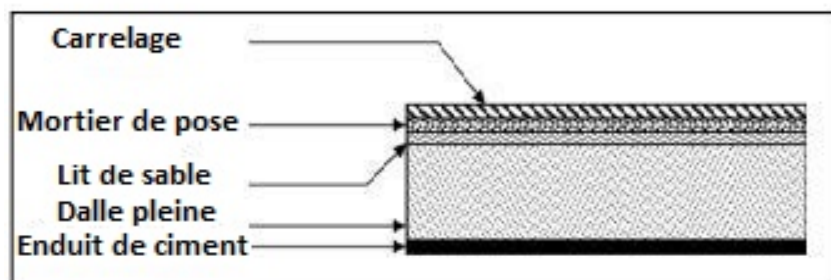


Figure II.3 : Détails d'un balcon en dalle pleine en B.A (étage courant)

Tableau II.4 : Charges permanentes du balcon étage courant

	Epaisseur [cm]	Masse Volumique [Kg/m ³]	Charge permanente (G) [Kg/m ²]
Revêtement marbre	2	2800	56
Chape de ciment	2	2000	40
Lit de sable	3	2200	51
Dalle en B.A	16	2500	400
Enduit de ciment	3	1800	54
		G	601
		Q	350

II.2.5 Garde-corps :

Le garde-corps est un élément non structural de protection, il fait 120 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur. Il est calculé en respectant la même démarche que l'acrotère. Il travaille en flexion composée (La force horizontale c'est la main courante).



Figure II.4 : Schéma du garde-corps

Le garde-corps est construit à partir de briques pleines perforées, chacune ayant une épaisseur de 10 cm.

- Poids du panneau de briques : $1350 \text{ Kg/m}^3 \times 0,1 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} = 162 \text{ Kg/ml}$
- Poids du revêtement en mortier de ciment : $1800 \text{ Kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} \times (2 \times 1,2 + 0,1) \text{ m} = 135 \text{ Kg/ml}$

Totale $G_{g.corps} = 297 \text{ Kg/ml}$

II.2.6 Mur de remplissage en double parois de briques creuses :

Un mur creux ou mur double paroi est un mur composé de deux parois de briques jointoyées par du mortier, ces deux parois sont séparées par un vide que l'on appelle coulisse ou aussi lame d'air (voir Figure II.5).

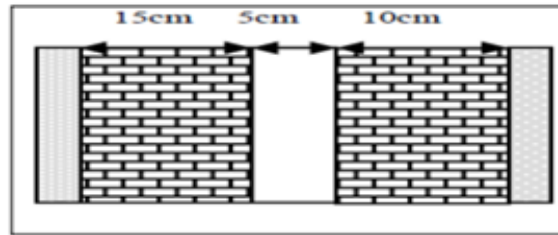


Figure II.5 : Coupe sur mur extérieur

Le poids par mètre linéaire d'un mur double en brique de terre cuite creuse (15+10) cm est égal à :

- Enduit de ciment (3 cm) : $1800 \text{ Kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 54 \text{ Kg/m}^2 = 0,054 \text{ t/m}^2$
- Panneaux de briques (15+10) cm = $900 \text{ Kg/m}^3 \times (0,15+0,1) = 225 \text{ Kg/m}^2 = 0,225 \text{ t/m}^2$
- Enduit de plâtre (2cm) : $1000 \text{ Kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 20 \text{ Kg/m}^2 = 0,02 \text{ t/m}^2$

$$\text{Total } G_{\text{mur}} = 299 \text{ Kg/m}^2$$

II.2.7 Acrotère :

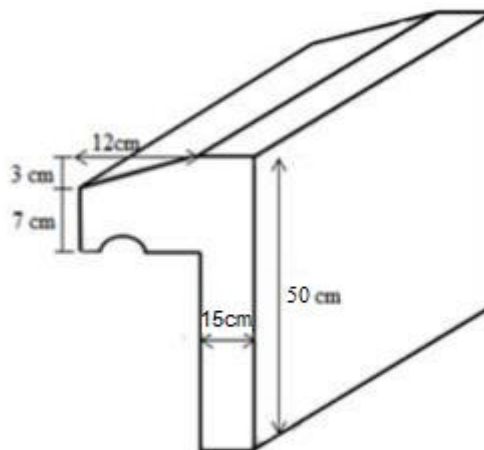


Figure II.6 : Dimensions de l'acrotère

$$G_{\text{acrotère}} = \gamma_{\text{béton}} \cdot S_{\text{acrotère}} + G_{\text{enduit}}$$

Avec :

- ρ : poids volumique du béton
- S : section longitudinale de l'acrotère

$$S_{\text{acrotère}} = (0,15 \times 0,50) + \left(\frac{0,07+0,10}{2} \times 0,12 \right) = 0,0852 \text{ m}^2$$

A.N :

$$G_{acrotère} = 2500 \times 0,09 + 1800 \times (0,50 + 0,15 + \sqrt{(0,12)^2 + (0,03)^2} + 0,07 + 0,40) \times 0,03$$

$$G_{acrotère} = 298,64 \text{ Kg/ml} = 2,99 \text{ KN/ml} = 3 \text{ KN/ml}$$

II.2. 8 Escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant la circulation verticale d'un étage à un autre en toute sécurité.

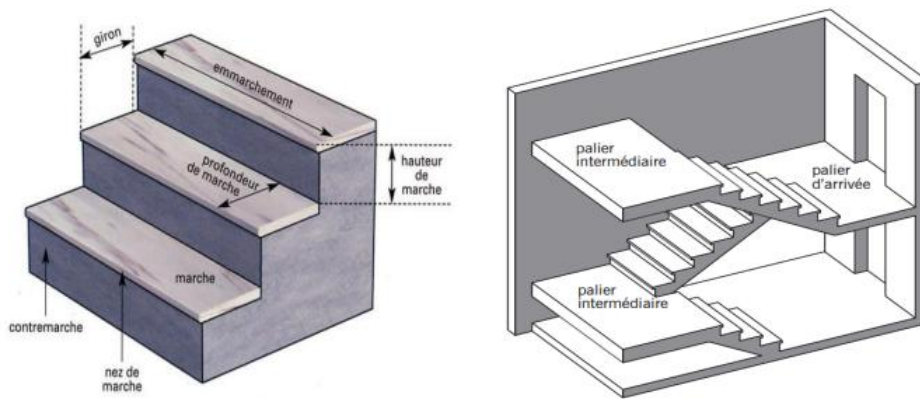


Figure II.7 : Eléments constituant l'escalier

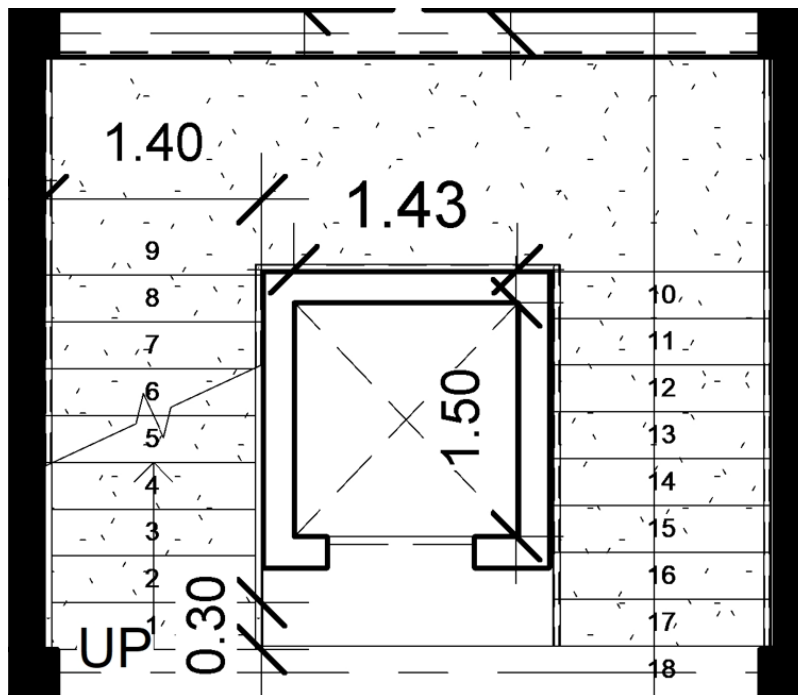


Figure II.8 : Vue en plan de l'escalier de notre cas

a. Epaisseur de la paillasse et du palier :

$$e_p = \text{Moy} \left(\frac{L}{25} + \frac{L}{30} \right)$$

$$e_p = \frac{\left(\frac{L}{25} + \frac{L}{30} \right)}{2} = \frac{\left(\frac{380}{25} + \frac{380}{30} \right)}{2} = 13,93 \text{ cm on prend } e_p = 16 \text{ cm}$$

b. Détermination de g et h :

$$58 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm (condition de Blondel)}$$

Avec :

h : hauteur de contre marche.

g : largeur de marche

$$H : \text{hauteur de la volée} : \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}$$

L : longueur de la volée : 2,40 m

La volée comporte n contre marche et n' : marche

On suppose h= 17 cm

$$n.h = 153 \text{ cm} \rightarrow n = \frac{153 \text{ cm}}{17} = 9$$

Donc h = 17 cm et n= 9 et n'= 8

$$n'.g = 240 \rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm alors } g= 30 \text{ cm}$$

La vérification : $58 \text{ cm} \leq g+2h \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 58 \text{ cm} \leq (g+2h) = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ alors c'est vérifié.

c. Calcul du poids de l'escalier :

$$P_{\text{palier}} = ?$$

$$P_{\text{enduit de ciment (2cm)}} = 1800 \text{ Kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 36 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{propre}} = 2500 \text{ Kg/m}^3 \times 0,16 \text{ m} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{lit de sable}} = 1700 \text{ Kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 51 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{chape de mortier (2cm)}} = 2000 \text{ Kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{marbre(2cm)}} = 2800 \text{ Kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 56 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 583 \text{ Kg/ m}^2$$

$$P_{\text{paillasse marches}} = ?$$

$$P_{\text{enduit de ciment (2cm)}} = 1800 \text{ Kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 36 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{propre de la paille}} = 2500 \text{ Kg/m}^3 \times \frac{0,16}{\cos \alpha} = 460,59 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{marches}} = 2200 \text{ Kg/m}^3 \times \frac{h}{2} = 187 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{chape de mortier}} = 2000 \text{ Kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_{\text{revetement (3 cm)}} = 2800 \text{ Kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 84 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 807,49 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{avec : } \tan \alpha = \frac{153-16}{240} = 0,57 \text{ donc } \alpha = 29,72$$

II.3 Pré-dimensionnement :

II.3.1 Planchers :

Les planchers séparent les niveaux d'un bâtiment et transmettent les charges aux éléments porteurs. Ils assurent aussi des fonctions de confort comme l'isolation. Dans notre projet, les planchers sont des dalles pleines. L'épaisseur des dalles en B.A est déterminée principalement par les conditions d'utilisation prévues. Nous définirons cette épaisseur en fonction des exigences spécifiques du projet

a. Résistance au feu :

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
- e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Pour résister à deux heures de coup de feu et assurer une isolation acoustique adéquate, nous avons retenu : e = 16 cm.

b. Isolation phonique :

Selon les règles techniques algériennes en vigueur CBA93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à 16 cm.

c. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre et type d'appuis sont les suivantes :

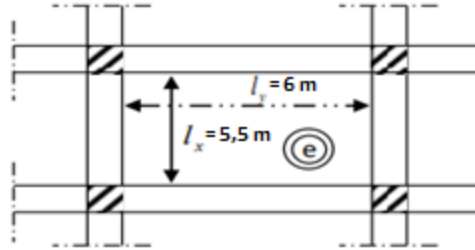


Figure II.9 : Le panneau le plus sollicité

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Avec :

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{550}{600} = 0,92 > 0,4$$

Pour notre situation, les dalles reposant sur quatre appuis et $L_x = 550$ cm

L_x : La petite portée du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{550}{600} = 0,92 > 0,4$$

$$\frac{550}{50} \leq e \leq \frac{550}{40} \rightarrow 11 \text{ cm} \leq e \leq 13,75 \text{ cm} \text{ donc on prend } e = 13,75 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur $e = \max(e_{dalle}, 16 \text{ cm})$. Ainsi, l'épaisseur retenue pour la dalle est de 16 cm.

d. Vérification de la flèche :

En résistance des matériaux, pour une travée sur deux appuis simples uniformément chargée :

Limitation des flèches pour les planchers :

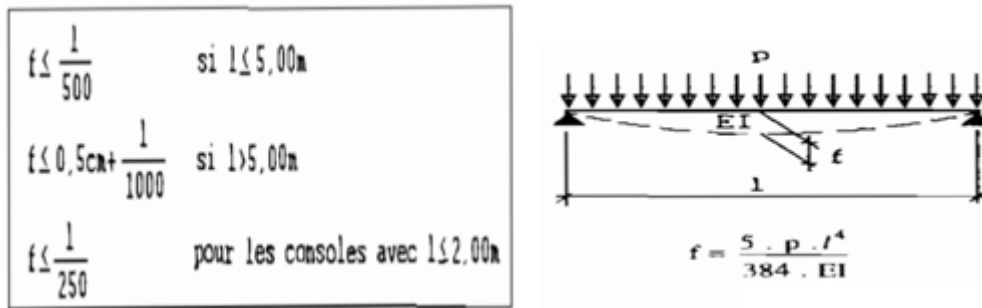


Figure II.10 : Limitation des flèches pour les planchers

$P = G + Q$ (calcul de la flèche se fait à l'ELS)

$G = 7,876$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (terrasse inaccessible)

$P = G + Q = 7,876 \text{ KN/m}^2 + 1 \text{ KN/m}^2 = 8,876 \text{ KN/m}^2$

$$F = \frac{5qlx^4}{384Evl} \leq F_{adm} = \frac{Lx}{500} + 0,5 \text{ cm}$$

$$F = \frac{5 \times 8,876 \times 10^{-3} \times 5,50^4}{384 \times 34179,558 \times 1,877 \times 10^{-3}} = 1,65 \times 10^{-3} \leq 0,5 \times 10^{-2} + \frac{5,5}{1000} = 0,01 \text{ m}$$

$$\text{Avec } I = \frac{e^3 \times b}{12} = \frac{0,16^3 \times 5,50}{12}$$

$$F = 1,877 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Donc elle vérifiée

On adopte l'épaisseur de la dalle 16 cm

II.3.2 Poutres :

Une poutre est un élément structural allongé, de section rectangulaire, en T ou en I..., dont la portée est la distance entre ses appuis. Elle transmet les charges du plancher aux éléments porteurs verticaux comme les voiles et poteaux.

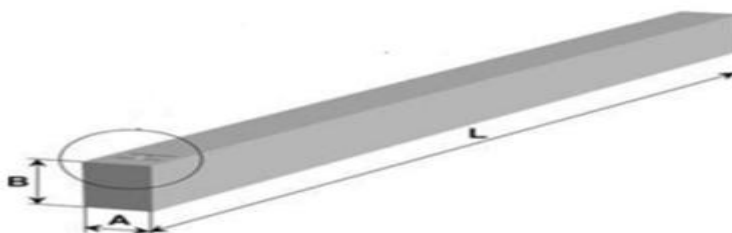


Figure II.11 : Schéma représentatif d'une poutre

Pour le pré dimensionnement des poutres, on applique les prescriptions des règlements (BAEL 91 modifiée en 99) et le (RPA 99 / version 2003).

Détermination du h_p (condition de flèche) :

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

Prédimensionnement de la largeur b :

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec :

L_{max} : Portée maximale de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

Selon le (RPA 99 / version 2003) Art.7.5.1 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm
- Le rapport hauteur largeur doit être : $h/b \leq 4$

a. Poutre principale :

$$h = \frac{L_{max}}{12} = \frac{600}{12} = 50 \text{ cm}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$$

On prend $b = 30$ cm

Selon le (RPA 99 / version 2003) :

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,67 \leq 4$$

Les trois conditions imposées par le (RPA 99 / version 2003) sont vérifiées.

b. Poutre secondaire :

$$h = \frac{L_{max}}{12} = \frac{550}{12} = 45,83 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

NB: On aurait pu prendre $h = 45$ cm, mais on adopte la même profondeur que les poutres principales pour faciliter la réalisation et pour aussi économiser le coffrage

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 42 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Alors les trois conditions imposées par le (RPA 99 / version 2003) sont vérifiées.

II.3.3 Voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux rigides en béton armé. Ils ont deux fonctions principales : assurer la stabilité de la structure face aux charges horizontales comme les séismes, et reprendre une partie des charges verticales provenant des planchers et poutres. Le prédimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du (RPA 99 / version 2003), et les éléments sont considérés comme des voiles s'ils satisfont la condition suivante :

$$L \geq 4 e$$

Avec :

L : portée minimale des voiles

e : épaisseur des voiles

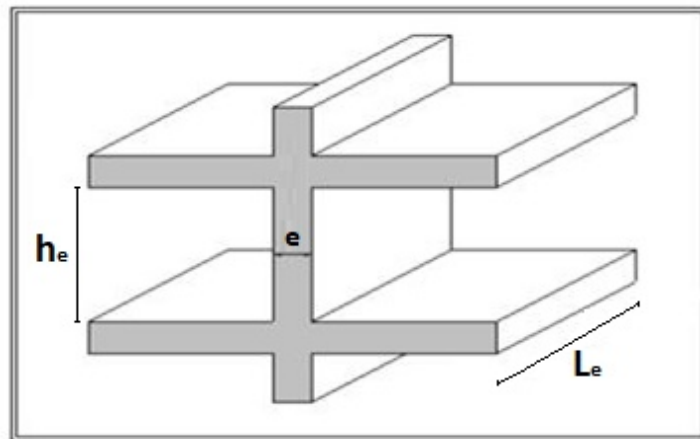


Figure II.12 : Coupe sur voile en élévation selon le RPA 99 / version 2003

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm

$$e_{min} \geq \max(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{22})$$

Pour notre bâtiment $h = 3,06$ donc $h_e = 3,06 - 0,5 = 2,56 \text{ m}$

$$e_{min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 11,63 \text{ cm})$$

Nous avons choisi d'adopter une épaisseur $e=20$ cm pour des raisons de sécurité.

II.3.4 Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux dimensionnés principalement pour résister aux efforts de compression simple (dans le cas où les voiles seules portent le seisme). On pré-dimensionne les poteaux en considérant ceux qui sont les plus sollicités dans la structure. Le poteau le plus critique (indépendant des voiles) et celui qui supporte la charge verticale la plus élevée par unité de surface horizontale. Cette surface horizontale maximale supportée, notée **S**, correspond à la zone de plancher la plus défavorable pour ce poteau, comme illustré sur la figure ci-jointe. Ainsi, le poteau à dimensionner est celui soumis à la charge verticale maximale répartie sur la surface **S**, La majoration des charges revenant aux poteaux d'une structure est répartie de la manière suivante :

- De 0 % pour les poteaux d'angles et de coins et les poteaux centraux d'une structure à plus de 2 travées.
- De 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- De 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rives

Cette majoration est issue de la réglementation en vigueur art.B 8.1.1 BAEL 91 modifiée en 99 et art B.8.1.1 du CBA93, elle obéit à la règle de la continuité des moments.

Étapes de pré dimensionnement :

Les étapes sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le (RPA 99 / version 2003).
- Vérification de la section à l'ELS.

II.3.4.1 Descente de charge sur le poteau le plus sollicité :

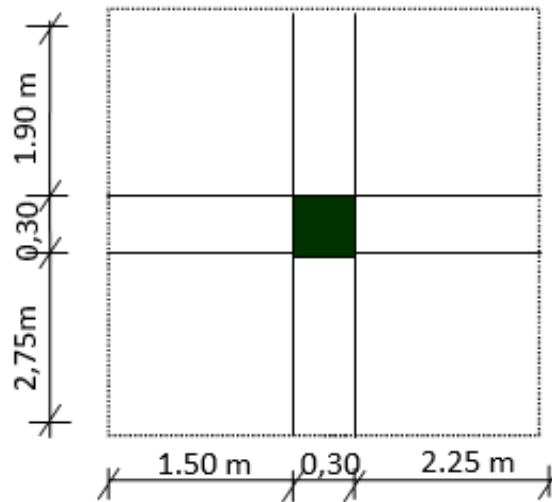


Figure II.13 : Section afférente d'un poteau sollicité

La section nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1,50 \times 2,75) + (2,25 \times 2,75) + (1,50 \times 1,90) + (2,25 \times 1,90) = 17,44 \text{ m}^2$$

La section brute :

$$S_b = 4,05 \times 4,95 = 20,05 \text{ m}^2$$

Charges et sur charges revenant au poteau :

Surface d'influence :

$$S_n = 17,44 \text{ m}^2$$

Poids revenant à chaque plancher:

-Plancher terrasse : $P = 7,876 \times 17,44 = 137,36 \text{ KN}$

-Plancher étage courant : $P = 6,87 \times 17,44 = 119,82 \text{ KN}$

Poids revenant à chaque poutre :

a. Pour la terrasse :

-Poutre principale : $P = 0,50 \times 0,30 \times 3,75 \times 25 = 14,06 \text{ KN}$

-Poutre secondaire : $P = 0,50 \times 0,30 \times 4,65 \times 25 = 17,44 \text{ KN}$

$$-P_{charge /poutre} = 1,362 \times 8,40 = 11,44 \text{ KN}$$

Donc le poids total est :

$$P_t = P_p + P_s + P_{charge /poutre} = 14,06 \text{ KN} + 17,44 \text{ KN} + 11,44 \text{ KN} = 42,94 \text{ KN}$$

b. Pour étage courant :

- Poutre principale : $P = 0,50 \times 0,30 \times 3,75 \times 25 = 14,06 \text{ KN}$

- Poutre secondaire $= 0,50 \times 0,30 \times 4,65 \times 25 = 17,44 \text{ KN}$

- $P_{charge /poutre} = 0,74 \times 8,40 = 6,216 \text{ KN}$

Le poids total est :

$$P_t = P_p + P_s + P_{charge /poutre} = 14,06 \text{ KN} + 17,44 \text{ KN} + 6,216 \text{ KN} = 37,716 \text{ KN}$$

$$P_{total \text{ poteau}} = P_{propre} + P_{enduit} = (0,30 \times 0,30 \times 3,06) \times 25 + 0,2 \text{ KN/m}^2 \times 2,56 \times 0,3 \times 4$$

$$= 7,49 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitation :

-Surface d'influence : $S_q = S_b = 20,05 \text{ m}^2$

-Plancher terrasse : $Q_0 = Q \times S_b = 1 \times 20,05 = 15,15 \text{ KN}$

-Plancher étage courant : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q \times S_b = 1,5 \times 20,05 = 30,075 \text{ KN}$

La loi de dégression des charges :

En raison du nombre d'étages qui composent notre bâtiment étudié, il est nécessaire de tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes. Cette loi est appliquée lorsque notre bâtiment dépasse au moins 05 niveaux (pour des raisons économiques).

Les règles du BAEL91 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitations. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages. La loi de dégression s'écrit :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i$$

Avec :

- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse
- Q_i : Surcharged'exploitation de l'étage i
- n : numéro de l'étage
- Q_n : surcharge d'exploitation de l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_1^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

Coefficients de dégression des surcharges :

Tableau II.5 : Coefficients de dégression des surcharges

RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,666	0,687	0,714	0,75	0,80	0,80	0,9	0,95	1	1

Surcharges cumulées :

Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau	Opérations [KN/m ²]
9 ^{ème}	$Q_0 = 1$
8 ^{ème}	$Q_0 + Q_1 = 2,5$
7 ^{ème}	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 3,85$
6 ^{ème}	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5,05$
5 ^{ème}	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6,10$
4 ^{ème}	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7,00$
3 ^{ème}	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 7,75$
2 ^{ème}	$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 8,45$
1 ^{ème}	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 9,28$
RDC	$Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 10,05$
SS	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 10,75$

$$9^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_{10} = 20,05 \text{ KN}$$

$$8^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_9 = 20,05 + (1,5 \times 20,05) = 50,125 \text{ KN}$$

$$7^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_8 = 20,05 + 0,95 \times (30,08 \times 2) = 77,202 \text{ KN}$$

$$6^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_7 = 20,05 + 0,90 \times (30,08 \times 3) = 101,27 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_6 = 20,05 + 0,85 \times (30,08 \times 4) = 122,32 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_5 = 20,05 + 0,80 \times (30,08 \times 5) = 140,37 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_4 = 20,05 + 0,75 \times (30,08 \times 6) = 155,41 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage : } Q_3 = 20,05 + 0,714 \times (30,08 \times 7) = 170,39 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage : } Q_2 = 20,05 + 0,687 \times (30,08 \times 8) = 185,37 \text{ KN}$$

$$\text{Rez-de-chaussée : } Q_1 = 20,05 + 0,666 \times (30,08 \times 9) = 200,35 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol : } Q_{ss} = 20,05 + 0,65(30,08 \times 10) = 215,57 \text{ KN}$$

Prédimensionnement des poteaux :

Le prédimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots 1$$

Avec :

N_u : effort ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)

λ : élancement d'Euler ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

l_f : Longueur de flambement

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

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$)

B : Surface de la section du béton ($B = axb$)

γ_b : Coefficient de sécurité du 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 ($f_e = 500 \text{ MPa}$)

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

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 $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)]m^2$

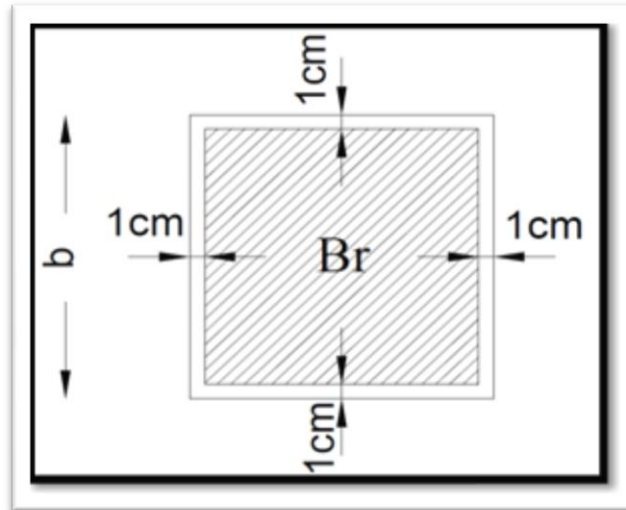


Figure II.14 : Section réduite B_r d'un poteau

Selon les règles (BAEL 91 modifiée en 99) :

$$0.12 \% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5 \%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{A_s}{B} = 0.9 \%$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si } 50 < \lambda < 100$$

Pour considérer tous les aciers comprimés du poteau il est sensé de prendre $\lambda=35$ et $\alpha=0.708$ (Voir BAEL 91 / révisé en 99)

De l'équation (1), la valeur de B_r est :

$$B_r > \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_c 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)}$$

Le minimum requis par le (RPA 99 / version 2003) Pour la zone III

On doit avoir au minimum :

$$\text{Min} (a ; b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(a ; b) > \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section

h_e : hauteur d'étage

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier la section à l'ELS selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+n.A_s} \leq 0.6f_{c28}$$

Avec :

N_s : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$)

B : section de béton du poteau

A_s : section des armatures ($A_s = 0.9\%B$)

n : coefficient d'équivalence ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$)

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.135B} \leq 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tableau II.7 : Efforts normaux par la descente de charges

Niv	Charges permanents [KN]					Surcharges [KN]		$N_u = 1,35G_c + 1,5Q_c$ [KN]	Sections [cm ²]	
	Plancher	Poutre	Poteau	G _{tot}	G _{cum}	Q	Q _{cum}		S _{trouvée}	S _{adoptée}
9	137,36	42,94	7,49	187,79	187,79	20,05	20,05	283,5915	178,577568	30×30
8	119,82	37,72	7,49	165,03	352,82	30,08	50,13	551,502	347,280809	30×30
7	119,82	37,72	7,49	165,03	517,85	30,08	77,202	814,9005	513,142845	30×30
6	119,82	37,72	7,49	165,03	682,88	30,08	101,27	1073,793	676,167452	30×30
5	119,82	37,72	7,49	165,03	847,91	30,08	122,32	1328,1585	836,341407	35×35
4	119,82	37,72	7,49	165,03	1012,94	30,08	140,37	1578,024	993,681713	35×35
3	119,82	37,72	7,49	165,03	1177,97	30,08	155,41	1823,3745	1148,17892	35×35
2	119,82	37,72	7,49	165,03	1343	30,08	170,39	2068,635	1302,61946	40×40
1	119,82	37,72	7,49	165,03	1508,03	30,08	185,37	2313,8955	1457,06	40×40
RDC	119,82	37,72	7,49	165,03	1673,06	30,08	200,35	2559,156	1611,50053	45×45
SS	119,82	37,72	7,49	165,03	1838,09	30,08	215,57	2804,78	1778,47525	45×45

Sections des poteaux adoptées :

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Tableau II.8 : Sections des poteaux adoptées

Zone	Section [cm ²]
Du S.Sol et RDC	45×45
Du 1 ^{er} étage au 2 ^{ème} étage	40×40
Du 3 ^{ème} étage au 5 ^{ème} étage	35×35
Du 6 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	30×30

Vérification des conditions du (RPA 99 / version 2003) :**a. Poteaux (45×45) :**

○ Min (45 ; 45) = 45 cm ≥ 30cm condition vérifiée

○ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3$ cm

Min (45 ; 45) = 45cm ≥ 15,3 cm condition vérifiée

○ $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$ condition vérifiée

b. Poteaux (40×40)

○ $\text{Min}(40 ; 40) = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

○ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$

$\text{Min}(40 ; 40) = 40 \text{ cm} \geq 15,3 \text{ cm}$ condition vérifiée

○ $\frac{1}{4} < \frac{40}{40} = 1 < 4$ condition vérifiée

c. Poteaux (35×35) :

○ $\text{Min}(35 ; 35) = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

○ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$

$\text{Min}(45 ; 45) = 35 \text{ cm} \geq 15,3 \text{ cm}$ condition vérifiée

○ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$ condition vérifiée

d. Poteaux (30×30) :

○ $\text{Min}(30 ; 30) = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée

○ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$

$\text{Min}(30 ; 30) = 30 \text{ cm} \geq 15,3 \text{ cm}$ condition vérifiée

○ $\frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4$ condition vérifiée

Vérification au flambement :

Le flambement se produit lorsqu'un élément structurel subit une instabilité élastique de forme sous charge de compression, généralement due à son grand élancement, elle est amplifiée par les forces exercées .

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec :

l_f : Longueur du flambement ($l_f = 0.7l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau

i : Rayon de giration

S : section transversale du poteau (b x h)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^3}{12}}} = 0,7l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Avec :

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

Donc :

Du SS au RDC (45×45) : $l_0 = 3,06\text{m} \mapsto l_0 = 3,06\text{ m} \rightarrow \lambda = 16,49 < 50$

Du 1^{ère} au 2^{ème} étage : (40×40) $l_0 = 3,06\text{ m} \rightarrow \lambda = 18,55 < 50$

Du 3^{ème} au 5^{ème} étage : (35×35) cm^2 : $l_0 = 3,06\text{ m} \rightarrow \lambda = 21,20 < 50$

Du 6^{ème} au 9^{ème} : (30×30) cm^2 : $l_0 = 3,06\text{ m} \rightarrow \lambda = 24,73 < 50$

Conclusion :

Il n'y a aucun risque de flambement

Vérification à l'ELS :

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux à l'ELS

Niv	G_{cum} [KN]	Q_{cum} [KN]	N_{ser} [MN]	Sections [m ²]	$\frac{1,135B}{1,135B}$ [m ²]	$\frac{N_{ser}}{1,135B}$ [MPa]	Obs
9	187,79	20,05	0,20784	0,09	0,10215	2,03465492	vérifié
8	352,82	50,13	0,40295	0,09	0,10215	3,94468918	vérifié
7	517,85	77,202	0,595052	0,09	0,10215	5,82527655	vérifié
6	682,88	101,27	0,78415	0,09	0,10215	7,67645619	vérifié
5	847,91	122,32	0,97023	0,1225	0,1390375	6,97818934	vérifié
4	1012,94	140,37	1,15331	0,1225	0,1390375	8,2949564	vérifié
3	1177,97	155,41	1,33338	0,1225	0,1390375	9,59007462	vérifié
2	1343	170,39	1,51339	0,16	0,1816	8,33364537	vérifié
1	1508,03	185,37	1,6934	0,16	0,1816	9,32488987	vérifié
RDC	1673,06	200,35	1,87341	0,2025	0,2298375	8,15101974	vérifié
SS	1838,09	215,57	2,05366	0,2025	0,2298375	8,93526948	vérifié

II.4 Calcul des poids des éléments de la structure :

Selon le (RPA 99 / version 2003) le poids total de la structure sera :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure

W_{Qi} : charges d'exploitations

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4.5 du (RPA 99 / version 2003), dans notre cas $\beta = 20\%$ (bâtiment à usage d'habitation).

a. Niveau terrasse :

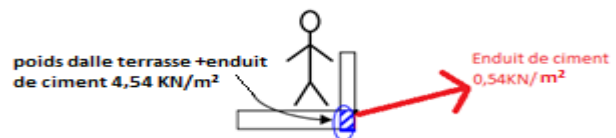
$$W_{\text{terr}} = W_{\text{plancher terrasse}} + W_{\text{balcon terrasse}} + W_{1/2\text{voiles}} + W_{1/2\text{poteaux}} + W_{\text{poutres BA}} \\ + W_{\text{chg/poutresterr}} + W_{\text{acrotère}} + W_{\text{asenceur}} + W_{1/2\text{escalier}} + 20\% \times Q_{\text{terrasse}} \times S_{\text{terrasse}}$$

$$W_{\text{plancher terrasse}} = [(21,70 \times 18,60) - 2(2,60 \times 2,20)] \times 7,876 \text{ KN/m}^2 = 3088,80 \text{ KN}$$

$$= 308,88 \text{ t}$$

$$W_{\text{balcon}} = [(1,05 - 0,1) \text{ m} \times (5,50 - 2 \times 0,1) \text{ m} \times 4 + (1,05 - 0,1) \text{ m} \times (5,1 - 2 \times 0,1) \text{ m} \times 2] \times 8,116 \\ \text{KN/m}^2 + [(5,50 \times 0,1) \text{ m} + 2 \cdot (1,05 - 0,1) \text{ m} \times 0,1 \text{ m}] \times 4 + [(5,10 \times 0,1) \text{ m} + 2 \times (1,05 - 0,1) \text{ m}] \times 2] \times \\ 4,54 \text{ KN/m}^2 +$$

$$[4 \times (5,5 + 2 \times 1,05) \text{ m} \times 0,2 \text{ m} + 2 \times (5,10 + 2 \times 1,05) \text{ m} \times 0,2 \text{ m}] \times 0,54 \text{ KN/m}^2 = 263,6 \text{ KN} = 26,36 \text{ t}$$



$$W_{1/2\text{voiles}} = [(4 \times 5,50 + 2 \times 3,80) \text{ m} \times ((\frac{3,06}{2}) - 0,50) \text{ m} \times 0,20 \text{ m}] +$$

$$[(6 \times 4,80 + 4 \times 4,50) \text{ m} \times ((\frac{3,06}{2}) - 0,50) \text{ m} \times 0,20 \text{ m}] \times 25 \text{ KN/m}^3 = 393,46 \text{ KN} = 39,35 \text{ t}$$

$$W_{1/2\text{poteaux}} = [(\frac{3,06}{2}) \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 30] \times 25 \text{ KN/m}^3$$

$$+ [(\frac{3,06}{2} - 0,50) \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 4] \times 12] \times 0,2 \text{ KN/m}^2 = 103,52 \text{ KN} = 10,35 \text{ t}$$

$$W_{\text{poutres BA}} = [(5 \times 21,70 + 6 \times 18,60) \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}] \times 25 \text{ KN/m}^3 = 816,38 \text{ KN} = 81,64 \text{ t}$$

$$W_{\text{chg/poutresterrasse}} = 1,362 \text{ KN/m} \times 199,23 \text{ m} = 271,35 \text{ KN} = 27,14 \text{ t}$$

$$W_{\text{acrotère}} = 2,99 \text{ KN/m} \times 107,8 \text{ m} = 322,3 \text{ KN} = 32,23 \text{ t}$$

$$W_{\text{asenceur}} = 60 \text{ KN} = 6 \text{ t}$$

$$W_{\text{dalle pour l'ascenseur}} = 7,35 \text{ KN/m}^2 \times (3,8 \times 4,50) \text{ m}^2 + 25 \text{ KN/m}^3 \times (0,30 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 16,60 \text{ m}) +$$

$$1,362 \text{ KN/m} \times (4,50 \times 2 + \frac{2}{3} \times 3,80) \text{ m}^2 + 25 \text{ KN/m}^3 \times (3,8 \text{ m} \times 0,20 \text{ m} \times 2 \text{ m}) \times 2$$

$$+ 25 \text{ KN/m}^3 \times (0,30 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 2,5 \text{ m}) \times 4 + (2 \text{ m} \times 4,5 \text{ m}) \times 2,99 \text{ KN/m}^2 = 329,05 \text{ KN}$$

$$= 32,91 \text{ t}$$

$$20\% \times Q_{terrasse} \times S_{terrasse} = 0,20 \times [408,89m^2 \times 1KN/m^2] = 81,78 KN = 8,18 t$$

$$W_{total} = 573,71 t$$

b. Niveau étage courant :

$$W_2 = W_{plancher \text{ étage}} + W_{plancher \text{ balcon étage}} + W_{voiles} + W_{poteaux} + W_{poutresBA} + W_{\frac{chg}{poutresetg}} + W_{maç} + W_{escalier} + W_{garde \text{ -corps}} +$$

$$20\% \times (Q_{étage} \times S_{étage} + Q_{balcon \text{ étage}} \times S_{balcon \text{ étage}} + Q_{escalier} \times S_{escalier})$$

$$W_{plancher \text{ étage}} = [(21,70 m \times 18,60 m) - 2(2,60 m \times 2,20 m) - (2,40 m \times 4,50 m)] \times 6,87 KN/m^2 = 2620,08 KN = 262,20 t$$

$$W_{balcon \text{ étage}} = [(1,05 - 0,1) m \times (5,50 - 2 \times 0,1) m \times 4 + (1,05 - 0,1) m \times (5,10 - 2 \times 0,1) m \times 2] \times 6,01KN/m^2 + [(5,50 \times 0,1) m + 2 \times (1,05 - 0,1) m \times 0,1 m] \times 4 + [(5,10 m \times 0,1 m) + 2 \times (1,05 - 0,1) m \times 0,1 m] \times 4,54 KN/m^2 + [4 \times (5,5 + 2 \times 1,05) m \times 0,2 m + 2 \times (5,10 + 2 \times 1,05) m \times 0,2 m] \times 0,54 KN/m^2 = 201,6 KN = 20,16 t$$

$$W_{voile} = [(4 \times 5,50 + 2 \times 3,80) m \times ((\frac{3,06}{2}) - 0,50 + \frac{3,06}{2}) m \times 0,20 m + (6 \times 4,80 + 4 \times 4,50) m \times ((\frac{3,06}{2}) - 0,50 + \frac{3,06}{2}) m \times 0,20 m] \times 25KN/m^3 = 638,08KN = 63,808 t$$

$$2W_{\frac{1}{2}poteaux} = 2 \times [(\frac{3,06}{2}) m \times 0,3 m \times 0,3 m \times 30] \times 25 KN/m^3 + ((\frac{3,06}{2} - 0,50) m \times 0,3 m \times 4) \times 12 \times 0,2 KN/m^2 = 207,04 KN = 20,70 t$$

$$W_{poutresBA} = [(5 \times 21,70 + 6 \times 18,60) m \times 0,50 m \times 0,30 m] \times 25 KN/m^3 = 816,38 KN = 81,64 t$$

$$W_{chg/poutresetage} = 0,735 KN/m \times 199,23 m = 146,43 KN = 14,64 t$$

$$W_{escaliers} = [5,83 KN/m^2 \times 4,70 m \times 1,40 m + (8,07 KN/m^2 \times 2,40 \times 1,40) \times 2] = 92,59 KN = 9,26 t$$

$$W_{garde \text{ -corps}} = 2,97 KN/m \times 43,6m = 129,49 KN$$

$$W_{maç} = [4 \times 3.80 m \times 2.56 m + 4 \times (2.60 \times 2,56 - 1 \times 2,15) m^2 + 2 \times (4,50 \times 2,56 - 2 \times (1 \times 2,15) m^2)] \times 2,99 KN/m^2 = 214,12KN$$

$$20\% \times (Q_{étage} \times S_{étage} + Q_{balcon \text{ étage}} \times S_{balcon \text{ étage}} + Q_{escalier} \times S_{escalier}) = 0,20 \times 1,50KN/m^2 \times [(21,70 \times 18,60) m^2 - 2 \times (2,60 \times 2,20) m^2 - (3,80 \times 4,50) m^2] + 0,20 \times 3,5 KN/m^2 [(1,05 \times 5.30) m^2 \times 4 + 2 (1,05 \times 4,90) m^2] + 0,20 \times 2,5 KN/m^2 \times [(2 \times 2,40 \times 1,40) m^2 + (1,40 \times 4,70) m^2] = 141,96 KN$$

$$W_{total} = 519,11 \text{ t} = 5207,77 \text{ KN} = 520,78 \text{ t}$$

Tableau II.10 : Poids des étages

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$G_{planc\ her\ terrasse}$	308,88	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$20\%Q_{terrasse}$	7,50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$G_{balcon\ terrasse}$	26,36	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$20\%Q_{balcon\ terrasse}$	0,68	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$G_{planc\ her\ courant}$	0	262,20	262,20	262,20	262,20	262,20	262,20	262,20	262,20	262,20
$G_{asenceur}$	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$20\%Q_{planc\ her\ courant}$	0	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25	11,25
Dalle supportant l'asenceur	32,91	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$G_{balcon\ étage}$	0	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16	20,16
$20\%Q \times S_{bal\ éta\ cour}$	0	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28
$G_{poteaux}$	10,35	20,7	20,7	20,7	20,7	20,7	20,7	20,7	20,7	20,7
G_{voiles}	39,35	63,8	63,8	63,8	63,8	63,8	63,8	63,8	63,8	63,8
$G_{poutres}$	81,64	81,64	81,64	81,64	81,64	81,64	81,64	81,64	81,64	81,64
$G_{charges\ sur\ poutres}$	27,13	14,64	14,64	14,64	14,64	14,64	14,64	14,64	14,64	14,64
$G_{escaliers}$	0	4,63	9,26	9,26	9,26	9,26	9,26	9,26	9,26	9,26
$G_{maç}$	0	21,41	21,41	21,41	21,41	21,41	21,41	21,41	21,41	21,41
$20\%Q \times S_{escalier}$	0	0,333	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
$G_{garde-corps}$	0	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95	12,95
$G_{acrotère}$	32,23	0	0	0	0	0	0	0	0	0
W_{total}	573,71 t	520,78	520,78	520,78	520,78	520,78	520,78	520,78	520,78	520,78

Les poids du tableau sont en tonnes

II.5 Conclusion :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré-dimensionnement des éléments, nous présentons

ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments étudiés :

Planchers :

Dalle pleine : $e = 16 \text{ cm}$

Poutres :

Poutres principales : $30 \times 50 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $30 \times 50 \text{ cm}$

Voiles :

$e = 20 \text{ cm}$

Poteaux :

Tableau II.11 : Sections des poteaux adoptées

Zone	Section [cm]
Du SS au RDC	45 × 45
Du 1 ^{er} étage au 2 ^{ème} étage	40 × 40
Du 3 ^{ème} étage au 5 ^{ème} étage	35 × 35
Du 6 ^{ème} étage au 9 ^{ème} étage	30 × 30

Chapitre III

III.1 Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui assurent directement le contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Dans ce chapitre, nous nous intéressons aux éléments secondaires qui n'ont pas de rôle de contreventement. Par conséquent, ils sont uniquement soumis à leur propre poids et surcharges. Alors, nous procéderons au calcul du ferrailage des dalles, des balcons, des escaliers et l'acrotère.

III.2 Acrotère :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse ; il protège principalement le système d'étanchéité multicouches. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G). La fissuration est préjudiciable puisque l'acrotère est exposé aux intempéries.

III.2.2 Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Le calcul de l'acrotère se fera à l'ELU et à l'ELS, sans oublier la vérification au séisme, en flexion composée pour une bande linéaire de 1 mètre. L'acrotère est encastré à sa base. Les dimensions sont détaillées sur le schéma ci-dessous (**Figure III.1**).

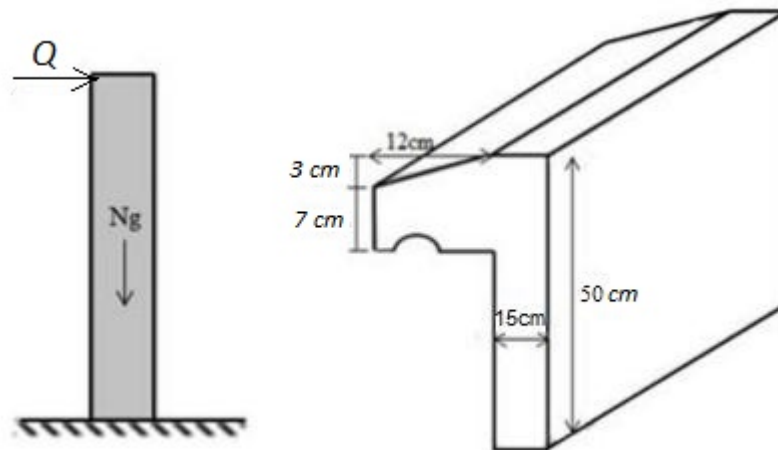


Figure III.1 : Géométrie et modèle de calcul de l'acrotère

III.2.3 Evaluation des sollicitations :

Les sollicitations de calcul seront évaluées au niveau de la section dangereuse, qui correspond à la zone où l'acrotère est encastré dans le plancher terrasse.

L'acrotère est ferrillé en tenant compte d'une bande de 1m.

Le tableau III.1 regroupe le bilan des charges ainsi que l'évaluation des sollicitations :

Tableau III.1 : Charges appliquées à l'acrotère et combinaisons de charges

G [KN/m]	25 [0,5 x 0,1 x 1 + 0,07 x 0,12 x 1 + 0,5 x 0,12 x 0,03 x 1] + $G_{rev} \approx 2,99$		
Q [KN/m]	1		
Sollicitations	M [KN.m/m]	N [KN/m]	V [KN/m]
ELU	$M_u = 1,5 \times Q \times h = 0,75$	$N_u = 1,35 \times G \approx 4,04$	$V_u = 1,5 \times Q = 1,50$
ELS	$M_{ser} = Q \times h = 0,5$	$N_{ser} = G = 2,99$	$V_{ser} = Q = 1$

III.2.4 Calcul du ferrillage :

La section dangereuse c'est une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

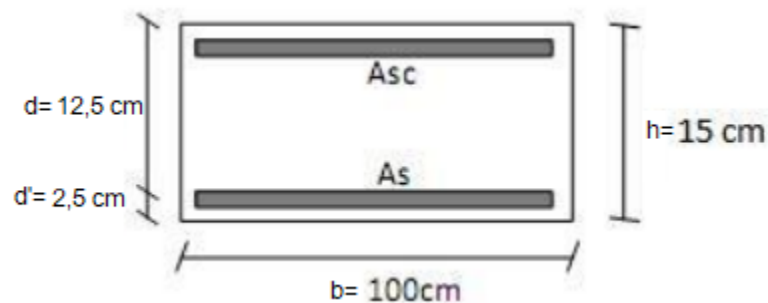


Figure III.2 : Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère

III.2.4.1 Calcul à l'ELU

Nous avons une section soumise à une flexion composée, soit :

Excentricité (e_0) = $|\frac{M_u}{N_u}| = 0,19 \text{ m} > \frac{h}{2} - d'$ Alors le centre de pression est à l'extérieur de section limitée par les armatures, d'où on est dans le cas d'une section partiellement comprimée (SPC).

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M_{UA}), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

$$M_{UA} = N_u \times e_1 = N_u \left(e_0 + \frac{h}{2} - d' \right) = 4,04 (0,19 + 0,075 - 0,025) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,97}{1 \times 0,125^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,0044$$

$$\mu = 0,0044 < \mu_{ab} = 0,187 \text{ alors pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0044}) = 0,0055$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,125(1 - 0,4 \times 0,0055) = 0,125 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{UA}}{Z \cdot f_{su}} = \frac{0,97}{0,125 \times 434,78 \times 1000} = 0,00001785 \text{ m}^2 \approx 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s - \frac{N_u}{f_{su}} = 0,18 - \frac{4,04}{434,78 \times 10} = 0,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,09 \text{ cm}^2$$

III.2.4.2 Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Puisque la fissuration est peu nuisible alors } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\} =$$

$$\min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{12,5 \times 10} = 0,012 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Alors c'est vérifié

III.2.4.3 Condition de non-fragilité : (CBA99, article B.5.3)

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la condition de non-fragilité

$$A_s^{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 2,5 \text{ cm}$$

$$A_s^{min} \geq 0,24 \text{ cm}^2$$

La condition $A_s \geq A_s^{min}$ n'est pas donc vérifiée, alors il faut adopter le ferrailage minimal $A_{s, min}$

III.2.4.4 Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA 99 / Version 2003) :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

C_p : facteur des forces horizontales variant entre 0,3 et 0,8

W_p : poids de l'élément considéré ($W_p = G$)

Si la condition $F_p \leq 1,5 \times Q$, le ferrailage obtenu sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation est suffisant, sinon, un calcul à l'état limite accidentel est nécessaire.

Tableau III.2 : Poids et coefficients pour la vérification de l'acrotère au séisme

coefficient	valeur	justification
A	0,25	zone III, groupe d'usage2
C_p	0,8	élément en console
W_p	2,13	/

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,13 = 1,704 \text{ KN/ml} \nless 1,5Q = 1,5 \text{ KN/m}$$

La condition $F_p \leq 1,5Q$ n'est pas vérifiée. Il faut donc recalculer le ferrailage pour l'état limite accidentel, avec $F_p = 1,704 \text{ KN}$ comme force horizontale (Q).

Tableau III.3 : Charges et combinaison de charges à l'état limite accidentel de l'acrotère

G [KN/m]	25 [0.5 x 0.1 x 1 + 0.07 x 0.12 x 1 + 0.5 x 0.12 x 0.03 x 1] + $G_{ma\zeta} \approx 2,99$		
F_p [KN/m]	1,704		
Sollicitations	M [KN.m/m]	N [KN/m]	V [KN/m]
ELA	$M_a = F_p \times h = 0,852$	$N_a = 1 \times G = 2,99$	$V_a = F_p = 1,704$

Par la même procédure, on trouve le $A_s = 0,1 \text{ cm}^2$

Puisque $A_s^{min} = 0,24 \text{ cm}^2 > A_s = 0,1 \text{ cm}^2$ Alors on prend $A_s = 0,24 \text{ cm}^2$

III.2.5 Choix des armatures et schéma de ferrailage :

On devra utiliser la section minimale d'armatures $A_s^{min} = 0,24 \text{ cm}^2$ (condition de non-fragilité) .

- Armatures verticales : $A_v = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition : $A_r \geq \frac{A_v}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$ alors on opte pour : $A_r = 3\text{HA}8$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

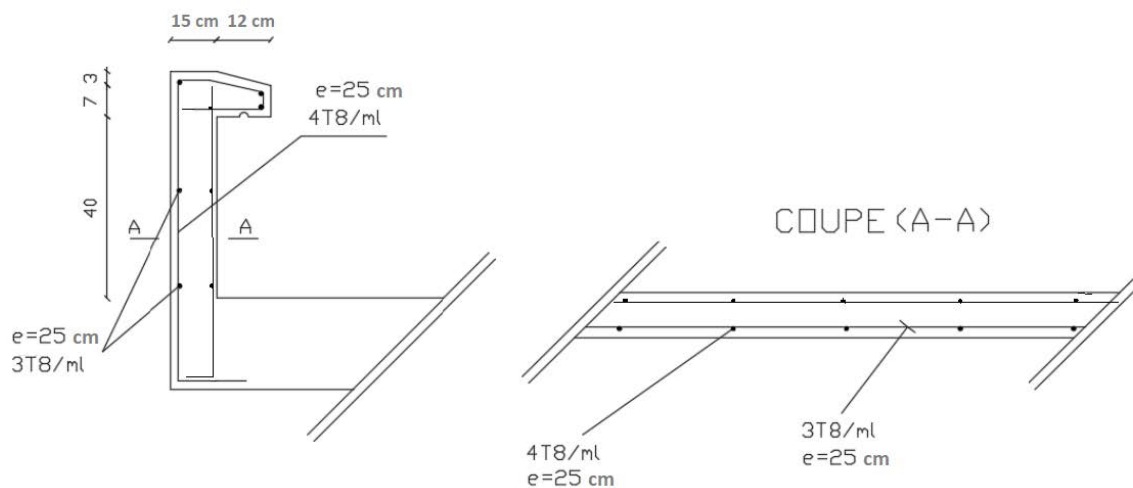


Figure III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 Escaliers :

III.3.1 Définition :

Un escalier est une structure statique permettant de faciliter le déplacement vertical entre deux niveaux horizontaux (les moyens dynamiques étant les ascenseurs, escalators, etc.). C'est un élément non structural composé de marches successives sur une dalle inclinée en béton armé. Pour ce bâtiment un seul type d'escalier est utilisé : les escaliers droits à double volées avec un palier de repos.

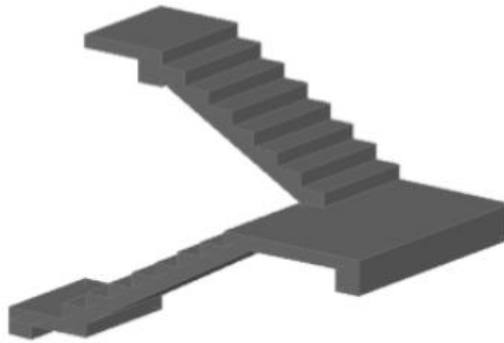


Figure III.4 : Escalier à deux volées

III.3.2 Etude de l'escalier :

Les escaliers sont considérés comme une poutre simplement appuyée soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge.

a. Combinaison de charges :

Les combinaisons de charges sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Les combinaisons de charges considérées pour l'escalier à deux volées

	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	ELU [KN/m ²] (1,35G+1,5Q)	ELS [KN/m ²] (G+Q)
Palier	5,83	2,50	11,62	8,33
Volée	8,07	2,50	14,65	10,57

b. Model de calcul de la volée :

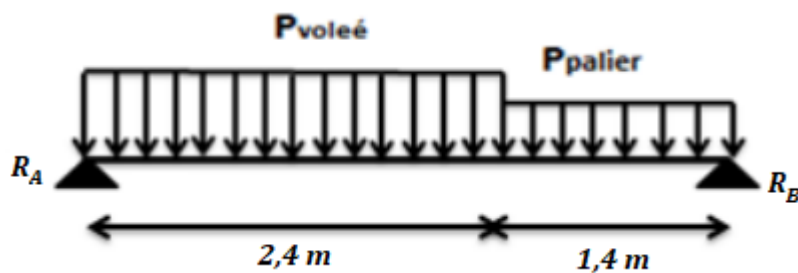


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier à deux volées

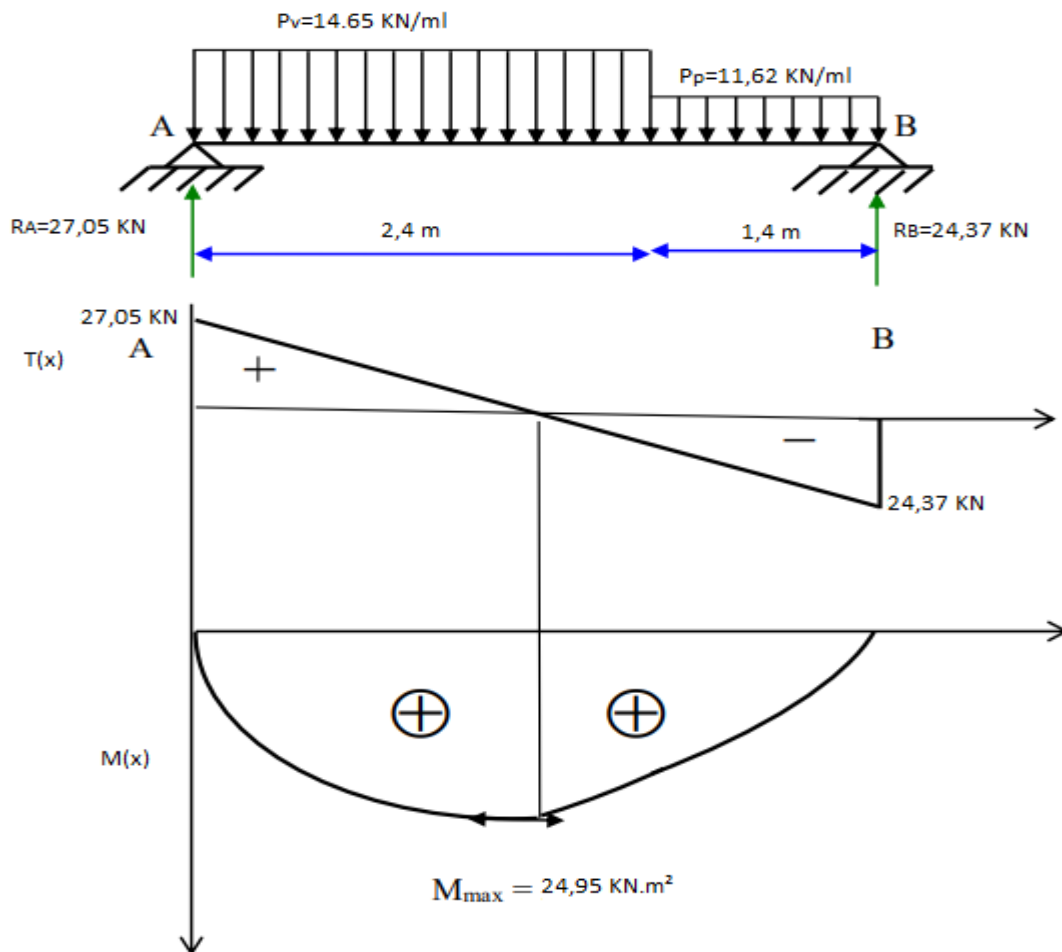
b. Calcul des Efforts internes à l'ELU :

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow R_B = \frac{1}{3,8} \left(14,65 \times \frac{(2,4)^2}{2} + 11,62 \times 1,4 \times \left(2,4 + \frac{1,4}{2} \right) \right) = 24,37 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow R_A = \frac{1}{3,8} \left(11,62 \times \frac{(1,4)^2}{2} + 14,65 \times 2,4 \times \left(1,4 + \frac{2,4}{2} \right) \right) = 27,05 \text{ KN}$$

$$R_B = 24,37 \text{ KN}$$

$$R_A = 27,05 \text{ KN}$$



c. Ferrailage à l'ELU

La section dangereuse en travée et sur appui est une section rectangulaire de 12 cm de hauteur (hauteur de la paillasse) et 100 cm comme largeur, avec un enrobage $c = 2,5$ cm. Sur appui et pour considérer l'encastrement on disposera une section d'acier égale à 15% de la section calculée en travée, les calculs sont faits à l'ELU avec une vérification à l'ELS. La fissuration est peu préjudiciable.

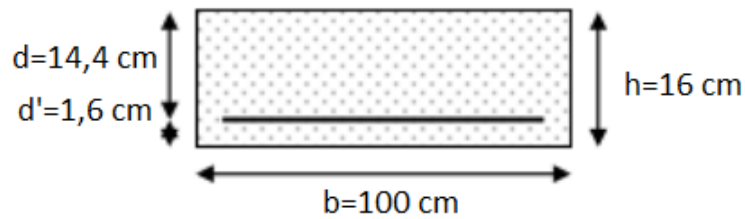


Figure III.7 : Dimensions de la paillasse et du palier

$$M_{\text{appui}} = 0,5 M_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{appui}} = 0,5 \times 24,95 = 12,475 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,75 M_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{travée}} = 0,75 \times 24,95 = 18,7125 \text{ KN.m} \approx 18,713 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailage de l'escalier ainsi que la vérification de la condition de non fragilité sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Ferrailage de l'escalier à deux volées

ELU			En travée		Sur appui	
	M_u [KN.m]			18,713		12,475
μ			0,064		0,042	
α			0,083		0,054	
A_{sc} [cm ²] (Pivot A)			0,00		0,00	
A_s [cm ² /ml]			3,09		2,04	
CNF	A_{min} [cm ²]		1,39		1,39	
	$(A_{st})_{\text{théo}} > A_{min}$		condition vérifiée		condition vérifiée	
	Section [cm ²]	S_t [cm]	4HA10=3,14	20	4HA10=3,14	20
	$A_r = A_{\text{choisi}} / 4$ [cm ²]		0,785		0,785	
Section [cm ²]	S_t [cm]	4HA8=2,01	20	4HA8=2,01	20	

Remarque : $A_s^{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,39 \text{ cm}^2$ (Armatures minimales)

d. Vérification à l'ELS

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Vérification à l'ELS de l'escalier à deux volées

		En travée	Sur appui
ELS	$0.5 b y^2 + 15 A_s (y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	3,24	3,24
	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$ [cm ⁴]	6999,84	6999,84
	M_s [KN.m]	13,485	8,99
	$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	6,24	4,16
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d-y)}{I}$ [MPa]	322,49	214,99
	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	434,78	434,78
	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Section finale	4HA10	4HA10

e. Vérification au cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est peu préjudiciable alors : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \text{Min} \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{27,05}{144} = 0,188 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Alors c'est vérifié → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.3 Schéma de ferrailage :

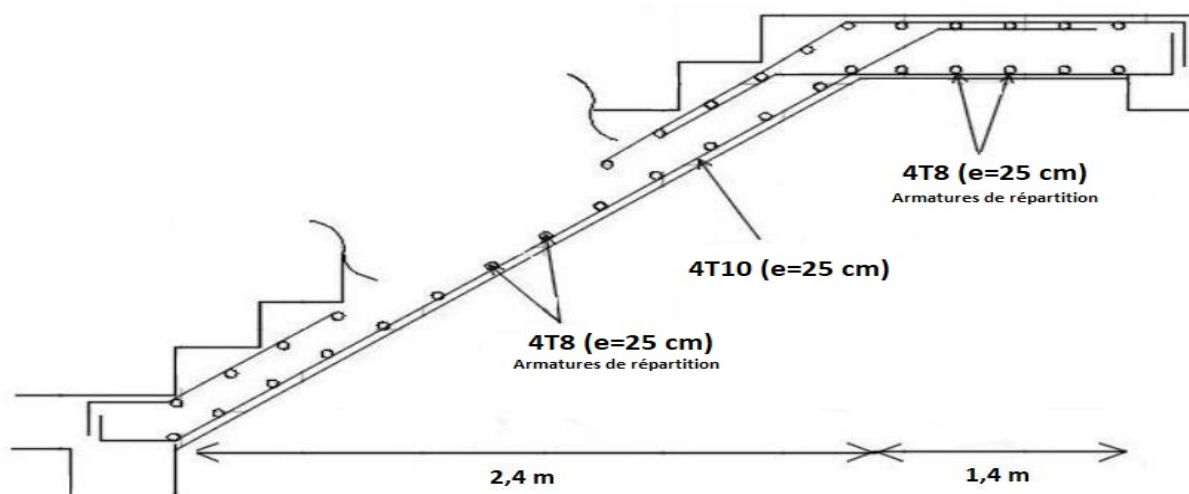


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.3.4 Etude de la poutre palière :**III.3.4.1 Introduction :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre
- Réaction provenant du palier

III.3.4.2 Pré-dimensionnement :

- Selon le BAEL 91 modifiée 99

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L=4,5 \text{ m}$$

$$\frac{3}{10}h \leq b \leq \frac{7}{10}h$$

Savant que $L=450 \text{ cm}$

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$$

On prend $b=30 \text{ cm}$ (le minimum du RPA car on est dans la zone III)

III.3.4.3 Ferrailage :

Le ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple avec une vérification à l'ELS, sous fissuration peu nuisible.

a. Evaluation des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 0,30 \times 0,35 \times 2500 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Maçonnerie: } G_{maç} = (3,06-0,5) \times 2,99 = 7,654 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction de l'escalier : } R = 24,37 \text{ KN}$$

b. Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1,35(G+G_{maç})+R = 38,247 \text{ KN/ml}$$

$$M_u(\text{max}) = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 96,813 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$M_{appui} = 0,5 M_{max} \rightarrow M_{appui} = 0,5 \times 27,914 = 48,407 \text{ KN.m}$$

$$M_{travée} = 0,75 M_{max} \rightarrow M_{travée} = 0,75 \times 27,914 = 72,61 \text{ KN}$$

$$V_u(max) = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{38,247 \times 1}{2} = 86,056 \text{ KN}$$

Le ferrailage longitudinal est déterminé par la méthode du BAEL 91 modifiée 99

Tableau III.7 : Calcul du ferrailage de la poutre palière à l'ELU

		En travée	Sur appui
ELU	M_u [KN.m]	72,61	48,407
	μ	0,172	0,115
	α	0,238	0,153
	A_{sc} [cm ²] (Pivot A)	0,00	0,00
	$A_{S\ BAEL}$ [cm ²]	5,86	1,04
	$A_{S\ RPA}$ [cm ²]	1,58	-
	A_S cm ²	5,86	3,76
CNF	A_{min} [cm ²]	0,91	0,91
	$(A_{st})_{théo} > A_{min}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
	Section finale [cm ²]	4HA14=6,16	3HA14=4,62

Remarque :

$$A_{S\ RPA} = 0,0015bh = 0,0015 \times 30 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_S = \text{Max}(A_{S\ BAEL} ; A_{S\ RPA}) = \text{Max}(1,57 ; 1,58) = 1,58 \text{ cm}^2$$

c. Vérification à l'ELS

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le **tableau III-8** suivant :

Tableau III.8 Vérification à l'ELS de la poutre palière

	En travée	Sur appui
$0.5 b y^2 + 15 A_s (y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	11,186	9,973
$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$ [cm ⁴]	52126,32	42033,65
M_s [KN.m]	25,99	17,33
$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	5,58	4,11
$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d-y)}{I}$ [MPa]	151,93	133,13
$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	434,78	434,78
$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$	Condition vérifiée	Condition vérifiée
Section finale	4HA14=6,16	3HA14

▪ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{86056}{300 \times 315} = 0,91 \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ alors c'est vérifié}$$

▪ **Armatures d'âmes CBA93 Art A.6.4.2 :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l\right) = \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4\right) = 1 \text{ cm}$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

▪ **Espacement des barres :**

$$7 \text{ cm} \leq S_t \leq S_{t \text{ max}}$$

$$S_{t \text{ max}} = \text{Min}(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm} \quad \text{CBA Art A.5.1.2.2}$$

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\varphi_l ; 30\text{cm}\right) \\ \text{Zone courante: } S_t \leq \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

A.N

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,4 ; 30\text{cm}\right) = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{35}{2} = 16 \text{ cm}$$

Alors :

Zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t = 16 \text{ cm}$

III.3.4.4 Schéma de ferrailage :

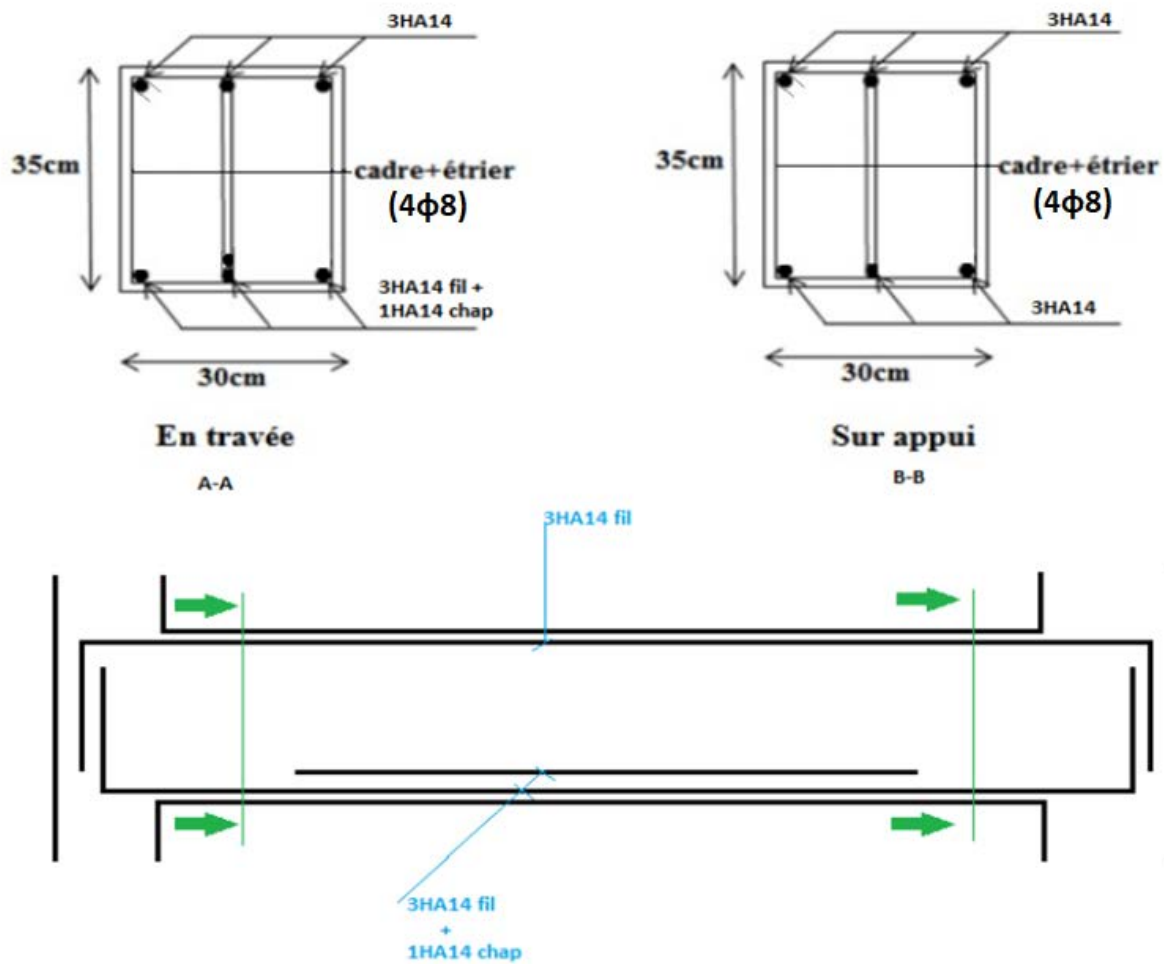


Figure III.9 : Croquis de la poutre palière sur appui et en travée

III.4 Planchers :

III.4.1 Introduction :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages. Ces fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges).
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou un revêtement de sol.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous nous intéresserons ici uniquement aux planchers coulés sur place, et plus précisément aux dalles pleines en B.A.

Nous allons détailler le calcul du plancher de l'étage courant, en fournissant directement les résultats pour le plancher de la terrasse, car la méthode de calcul est identique. Nous ferons de même pour le balcon de l'étage courant et le balcon de la terrasse.

III.4.2 Etude du plancher étage courant :

La dalle faisant objet de notre étude a les dimensions suivantes (le panneau le plus sollicité) :

$$l_x = 542,5 \text{ cm} ; l_y = 592,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.92 \geq 0.4 \rightarrow \text{Dalle portant suivant deux directions } x \text{ et } y$$

Savant que :

l_x : Distance entre nus des appuis, dans le sens de la petite portée

l_y : Distance entre nus des appuis, dans le sens de la grande portée

III.4.2.1 Evaluation et combinaisons des charges :

Les charges permanentes et d'exploitations revenant à la dalle sont reportées dans le

Tableau III-9:

Tableau III.9 : Charges appliquées à la dalle pleine de l'étage courant et combinaisons de charges

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Combinaison à l'ELU	Combinaison à l'ELS
Plancher étage courant	6,87	1,5	11,52	8,37

III.4.2.2 Sollicitations de calcul:

Pour la détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur la dalle, on utilise la méthode indiquée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifiée 99

Les moments isostatiques extrêmes au centre du panneau ont pour valeurs :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Avec :

μ_x, μ_y : Coefficients donnés en fonction de $(\alpha = \frac{l_x}{l_y})$

On a $\alpha = 0,916 \approx 0,9$

Alors les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction de α :

Tableau III.10 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y

	ELU (v=0)	ELS (v=0,2)
μ_x	0,046	0,053
μ_y	0,778	0,846

a. Sollicitations à l'ELU :

▪ Les moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,046 \times 11,52 \times (5,425)^2 = 15,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,778 \times 15,6 = 12,14 \text{ KN.m/ml}$$

▪ Calcul des moments réels :

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode de Caquot) :

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 15,6 = 7,8 \text{ KN.m/ml}$$

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 15,6 = 11,7 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 12,14 = 9,3 \text{ KN.m/ml}$$

- Les efforts tranchants maximaux par unité de longueur pour les dalles

s'appuyant sur quatre côtés sont donnés par:

$$✓ \text{ Effort maximal au milieu de } l_x : V_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2l_x + l_y} = \frac{11,52 \times 5,425 \times 5,925}{2 \times 5,425 + 5,925} = 20,07 \text{ KN/ml}$$

$$✓ \text{ Effort maximal au milieu de } l_y : V_y = \frac{q \cdot l_x}{3} = \frac{11,52 \times 5,425}{3} = 20,83 \text{ KN/ml}$$

b. Sollicitations à l'ELS :

- **Les moments isostatiques :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,053 \times 8,37 \times (5,425)^2 = 13,06 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,846 \times 13,06 = 11,05 \text{ KN.m/ml}$$

- **Calcul des moments réels :**

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode de Caquot):

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 13,06 = 6,53 \text{ KN.m/ml}$$

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 13,06 = 9,8 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 11,05 = 8,29 \text{ KN.m/ml}$$

Le tableau suivant récapitule les Sollicitations de calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Tableau III.11 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y

Sollicitation			Valeur maximale	
			Appui	Travée
Moment	ELU	M_x [KN.m/ml]	7,8	11,7
		M_y [KN.m/ml]	7,8	9,3
	ELS	M_x [KN.m/ml]	6,53	9,8
		M_y [KN.m/ml]	6,53	8,29
Effort tranchant ELU		V_x [KN/ml]	20,07	
		V_y [KN/ml]	20,83	

III.4.2.3 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et 0,16 m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0,025 m et soumise à une flexion simple. La dalle pleine n'étant pas exposée aux intempéries, la fissuration est donc peu préjudiciable.

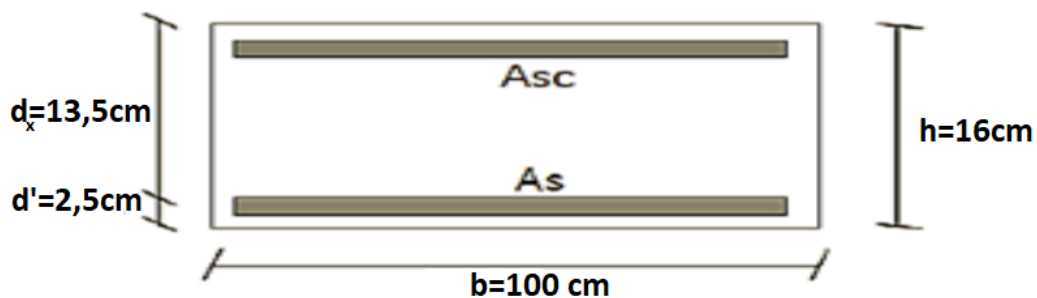


Figure III.10 : Dimensions de la section transversale de la dalle pleine

a. Calcul a l'ELU :

✓ En travée :

▪ Suivant -X :

Nous avons : $h = 0,16\text{m}$; $d' = 0,025\text{m}$; $d_x = h - d' = 0,135\text{ m}$; $b = 1\text{ m}$; $f_{bu} = 14,17\text{ MPa}$;

$$f_{su} = 434,78\text{ MPa}$$

Notons que : $M_u = M_{tx} = 11,7\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,7}{1000 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,04 \leq 0,187 \text{ alors pivot A donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = d(1-0,4\alpha) = 0,132 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.f_{su}} = \frac{11,7 \times 10^3}{0,132 \times 434,78} = 203,86 \text{ mm}^2 \approx 2,04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 2,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Suivant-Y :**

Nous avons : $h = 0,16\text{m}$; $d' = 0,025\text{m}$; $d_y = h - d' - \phi = 0,127 \text{ m}$ (supposant : $\phi = 8\text{mm}$) ;

$$b = 1\text{m} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{su} = 434,78 \text{ MPa}$$

Notons que : $M_U = M_{ty} = 9,3 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,3}{1000 \times 0,127^2 \times 14,17} = 0,041 \leq 0,187 \text{ alors pivot A donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$Z = d_y (1-0,4\alpha) = 0,127 (1-0,4 \times 0,052) = 0,124 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.f_{su}} = \frac{9,3 \times 10^3}{0,124 \times 434,78} = 172,5 \text{ mm}^2 \approx 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Sur appui :**

▪ **Suivant X et Y :**

Nous avons : $h = 0,16\text{m}$; $d' = 0,025\text{m}$; $d = h - d' = 0,135 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$;

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa} ;$$

$$f_{su} = 434,78 \text{ MPa}$$

Notons que : $M_u = M_{ax} = M_{ay} = 7,8 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,8}{1000 \times 0,135^2 \times 14,17 \times} = 0,03 \leq 0,187 \text{ alors pivot A donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = d(1 - 0,4 \times 0,038) = 0,133 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{7,8 \times 10^3}{0,133 \times 434,78} = 134,88 \text{ mm}^2 \approx 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 1,35 \text{ cm}^2$$

b. Vérification à l'ELS :

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : Vérification à l'ELS du ferrailage de la dalle

	En travée		Sur appui
	Suivant-X	Suivant-Y	Suivant X et Y
$0,5by^2 + 15 A_s(y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	2,834	2,482	2,568
$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2$ [cm ⁴]	5041,91	3657,56	3636,52
M_s [KN.m]	9,8	8,29	6,53
$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	5,51	5,63	4,61
$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	15
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s(d-y)}{I}$ [MPa]	310,97	347,39	294,45
$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	434,78	434,78	434,78
$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La vérification au cisaillement est contenue dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Vérification au cisaillement selon les deux sens x et y

Sens	Effort tranchant [KN]	τ_u [MPa]	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
X	20,07	0,5	Condition vérifiée
Y	20,83	0,17	Condition vérifiée

d. Condition de non-fragilité: (BAEL 91 modifiée 99, art.B.7.4)

La section minimale pour les dalles dans le :

Sens X-X :

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h \times ((3-a))/2 = 1,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$\rho_0 = 0,0006 \text{ pour les aciers Fe500}$$

Sens-Y-Y :

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 0,96 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.4.3 Etude du plancher balcon étage courant :

Les balcons sont des dalles pleines, en consoles encastrées

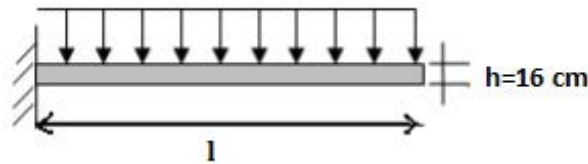


Figure III.11 : Schéma statique du balcon étage courant

III.4.3.1 Evaluation et combinaisons de charges :

Les charges permanentes et d’exploitation revenant à la dalle du balcon sont reportées dans le tableau suivant :

Tableau III.14 Charges appliquées à la dalle pleine du balcon et combinaisons de

Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Combinaison à l’ELU	Combinaison à l’ELS
Plancher terrasse	6,01	3,5	13,36	9,51

charges

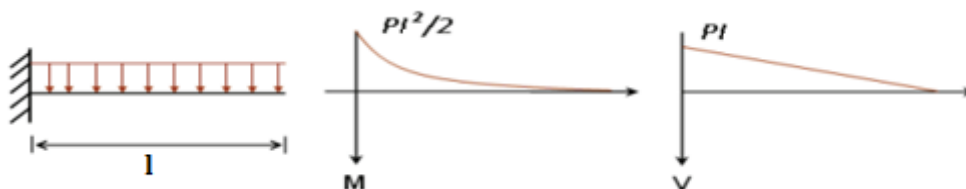


Figure III.12 : Modélisation et diagrammes du balcon étage courant

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2}$$

$$M_s = q_s \cdot \frac{l^2}{2}$$

$$V_u = q_u \cdot l$$

$$V_s = q_s \cdot l$$

Savant que l=1,5 m alors on trouve :

Tableau III.15 : Les efforts maximums supportés par la dalle

	M_{max} [KN.m]	V_{max} [KN]
ELU	15,03	20,04
ELS	10,7	14,27

III.4.3.2 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et 0,16 m d'épaisseur avec un enrobage d'acier de 2.5 cm et soumise à une flexion simple. La dalle pleine n'étant pas exposée aux intempéries, la fissuration est donc peu préjudiciable.

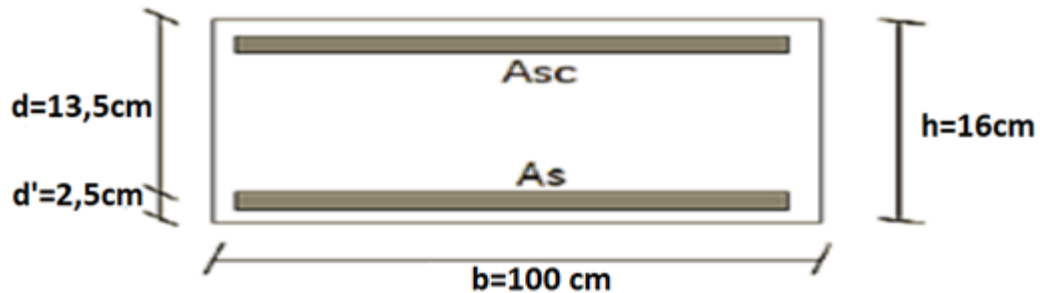


Figure III.13 : Dimensions de la section transversale du balcon étage courant

a. Calcul à l'ELU :

Nous avons : $h = 0,16\text{ m}$; $d' = 0,025\text{ m}$; $d = h - d' = 0,135\text{ m}$; $b = 1\text{ m}$;

$$f_{bu} = 14,17\text{ MPa} ; f_{su} = 434,78\text{ MPa}$$

Notons que : $M_u = 15,03\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,03}{1000 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,058 \leq 0,187 \text{ alors pivot A donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,075$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78\text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,131\text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{15,03 \times 10^3}{0,135 \times 434,78} = 256,07\text{ mm}^2 \approx 2,56\text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,56\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 2,56\text{ cm}^2/\text{ml}$$

a. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{500} = 1,3041 \text{ cm}^2 \approx 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{min} \geq 1,3 \text{ cm}^2$$

La condition $A_s = 2,56 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min}$ est vérifiée

b. Vérification à l'ELS :

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Vérification à l'ELS de la dalle du balcon

ELS	$0.5by^2 + 15A_s(y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	3,074
	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2$ [cm ⁴]	5892,43
	M_s [KN.m]	10,7
	$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	5,58
	$\overline{\sigma}_{bc}$	15
	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée
	$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-y)}{I}$ [MPa]	283,99
	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	434,78
	$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$	condition vérifiée

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33$$

A.N :

$$\tau_u = \frac{20,04 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,148 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,148 \leq \overline{\tau}_u = 3,33$$

La condition est vérifiée, ce qui signifie que le béton seul suffit à reprendre l'effort tranchant, cela veut dire que le béton seul peut reprendre les efforts tranchants.

III.4.4 Etude de la dalle portant l'ascenseur :

III.4.4.1 Introduction :

Un ascenseur est une machine qui aide les gens et les objets à monter et descendre dans un bâtiment. Il fonctionne comme une boîte qui se déplace de haut en bas. Ils sont très utiles dans les grands immeubles, surtout ceux qui ont plus de cinq étages. Ils permettent aux gens de se déplacer facilement sans avoir à utiliser les escaliers.

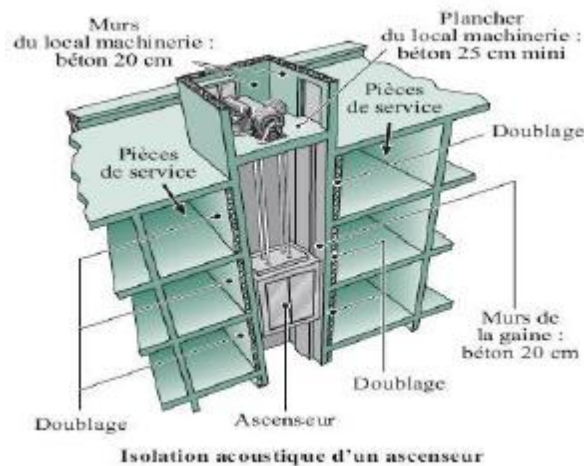


Figure III.14 : Schéma d'un ascenseur

III.4.4.2 Etude de la dalle de l'ascenseur :

Le calcul de la dalle d'ascenseur s'effectue dans deux directions, longitudinale et transversale, afin de garantir sa stabilité et sa rigidité.

Les supports du moteur de l'ascenseur exercent une force concentrée sur la dalle. Cette force concentrée peut entraîner un risque de poinçonnement de la dalle, nécessitant une attention particulière lors de la conception et du dimensionnement.

III.4.4.2.1 Pré-dimensionnement :

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être ≥ 25 cm.

Donc, nous optons pour une dalle machine d'une épaisseur de 25 cm.

III.4.4.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

❖ Charges réparties :

a. Charges permanentes :

Poids de la dalle + Revêtement : $G = 0,25 \times 25 + 1,1 = 7,35 \text{ KN/m}^2$

b. Surcharges d'exploitation :

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charges concentrées :**a. **Charges permanentes :**

Pour une cabine conçue pour 9 personnes :

Poids cabine +Machinerie {Treuil + Moteur} + Contre poids + Les câbles en acier $G_T = 60 \text{ KN}$

b. **Surcharges d'exploitation :**

Pour une cabine d'ascenseur type 9 personnes : surface utile de $2,85 \text{ m}^2$ {NFP82201}, $Q_T = 6,75 \text{ KN}$.

III.4.4.2.3 Combinaison de charges :

Si l'on suppose que la charge concentrée est localisée au centre de la dalle, le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau III.17 : Combinaisons de charges appliquées sur la dalle machine

Combinaison	Charges réparties [KN/m ²]	Charges concentrées [KN]
ELU	11,42	91,12
ELS	8,35	66,75

III.4.4.2.4 Calcul des sollicitations :a. **Calcul des moments sous charges uniformément réparties :**

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,8}{4,5} = 0,84$$

On a :

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_y &= \mu_y \cdot M_x \end{aligned}$$

Tel qu'à l'ELU on a :

$$\begin{aligned} \mu_{x.ELU} &= 0,051 \\ \mu_{y.ELU} &= 0,685 \end{aligned}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_{x,1} = 0,051 \times 11,42 \times (3,8)^2 = 8,41 \text{ KN.m} \\ M_{y,1} = 0,685 \times 8,41 = 5,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À l'ELS on a :

$$\begin{aligned} \mu_{x.ser} &= 0,058 \\ \mu_{y.ser} &= 0,778 \end{aligned}$$

Alors :

$$M_{x,1} = 0,058 \times 8,35 \times (3,8)^2 = 6,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,1} = 0,778 \times 6,99 = 5,44 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments sous charges localisées :

L'étude des dalles portant sur quatre côtés et soumises à des charges localisées, s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$, est entreprise à partir des abaques de "Pigeaud " en plaçant la charge au centre.

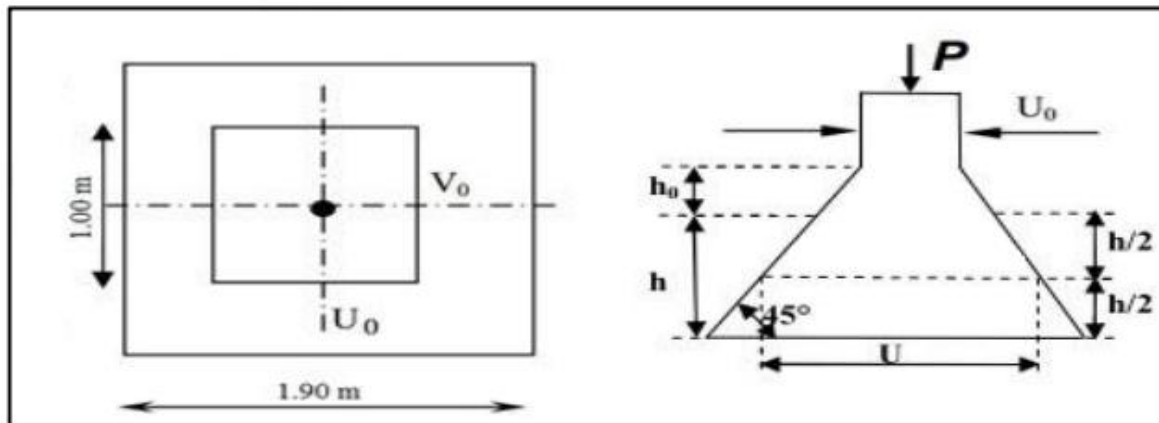


Figure III.15 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle, $h_0 = 25 \text{ cm}$

e : épaisseur du revêtement, $e = 5 \text{ cm}$

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : coefficient de poisson, $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0,2$ à l'ELS.

$(M_1 ; M_2)$: coefficient déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{l_x}\right)$ et $\left(\frac{U}{l_y}\right)$.

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

À partir des abaques on a :

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,35}{3,8} = 0,36$$

$$\frac{U}{l_y} = \frac{1,35}{4,5} = 0,3$$

En utilisant les tableaux de Pigeaud pour $\alpha = 0,8$ et $\alpha = 0,9$ {ANNEXE A, A-4 et A-5} Pages 292 et 293 «CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME {M.BELAZOUGUI} », et en faisant une interpolation entre les deux valeurs, on trouve alors pour $\alpha = 0,84$:

$$M_1 = 0,1372 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,1084 \text{ KN.m}$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 91,12 \times 0,1372 = 12,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 91,12 \times 0,1084 = 9,88 \text{ KN.m}$$

À l'ELS on a :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 66,75 \times (0,1372 + 0,2 \times 0,1084) = 10,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 66,75 \times (0,1084 + 0,2 \times 0,1372) = 9,07 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments :

❖ **À l'ELU :**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 8,41 + 12,5 = 20,91 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 5,77 + 9,88 = 15,65 \text{ KN.m}$$

❖ **À l'ELS :**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 6,99 + 10,61 = 17,6 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 5,44 + 9,07 = 14,51 \text{ KN.m}$$

À cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

Dans le sens X :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,75M_x$$

Sur appui : $M_{ax} = 0,5M_x$

Dans le sens Y :

En travée : $M_{ty} = 0,75M_y$

Sur appui : $M_{ay} = 0,5M_x$

Tableau III.18 : Récapitulatif des moments de la dalle machine

Sollicitation			Valeur maximale	
			Appui	Travée
Moment	ELU	M_x [KN.m]	10,46	15,68
		M_y [KN.m]	10,46	11,74
	ELS	M_x [KN.m]	8,8	13,2
		M_y [KN.m]	8,8	10,88

III.4.4.2.5 Calcul des armatures :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle, le calcul se fait dans les deux directions : longitudinale et transversale. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$b = 100$ cm, $h = 25$ cm, $d = h - d' = 22.5$ cm, $d' = c' = 2,5$ cm.

Voici les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Ferrailage de la dalle machine à l'ELU

	Suivant	μ	Pivot	α	Z [cm]	A_s [cm ²]
Dalle machine	X	0,022	A	0,028	22,5	1,6
	Y	0,016	A	0,02	22,32	1,21
	Appui	0,015	A	0,019	22,33	1,08

III.4.4.2.6 Condition de non-fragilité : (BAEL 91 modifié 99, art.B.7.4)

La section minimale pour les dalles dans le :

Sens X-X :

$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h \times \frac{(3-\alpha)}{2} = 1,62$ cm² \longrightarrow condition non vérifiée, alors on prend $A_s = 1,62$ cm²

Avec :

$\rho_0 = 0,0006$ pour les aciers Fe500

Sens-Y-Y :

$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 1,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ condition non vérifiée, alors on prend
 $A_s = 1,5 \text{ cm}^2$

Conclusion : On adopte alors 4HA8 = 2,01 cm² pour toute la dalle

III.4.4.2.7 Vérification à l'ELS :

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Vérification à l'ELS du ferrailage de la dalle machine

	En travée		Sur appui
	Suivant-X	Suivant-Y	Suivant X et Y
$0,5by^2 + 15 A_s(y-d) = 0 \rightarrow y \text{ [cm]}$	3,394	3,394	3,394
$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2 \text{ [cm}^4\text{]}$	12309,14	12309,14	12309,14
$M_s \text{ [KN.m]}$	13,2	10,88	8,8
$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	3,64	3	2,42
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée
$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s(d-y)}{I} \text{ [MPa]}$	307,33	253,32	204,89
$\bar{\sigma}_s \text{ [MPa]}$	434,78	434,78	434,78
$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée

NB : Les fissurations étant peu préjudiciables, aucune vérification de la contrainte de l'acier n'est nécessaire (pas de limite sur la contrainte de l'acier).

III.4.4.2.8 Vérification au poinçonnement : (BAEL 91 modifié 99, art.A.5.2.42)

La condition de non-poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime

μ_c : périmètre du contour

h : épaisseur de la dalle

γ_b : coefficient de sécurité

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours

On a :

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(135+135) = 540 \text{ cm} = 5,4 \text{ m}$$

$$Q_u = 92,12 \text{ KN}$$

$$Q_u = 92120 \text{ N} \leq \frac{0,045 \times 5400 \times 250 \times 25}{1,5} = 1012500 \text{ N} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

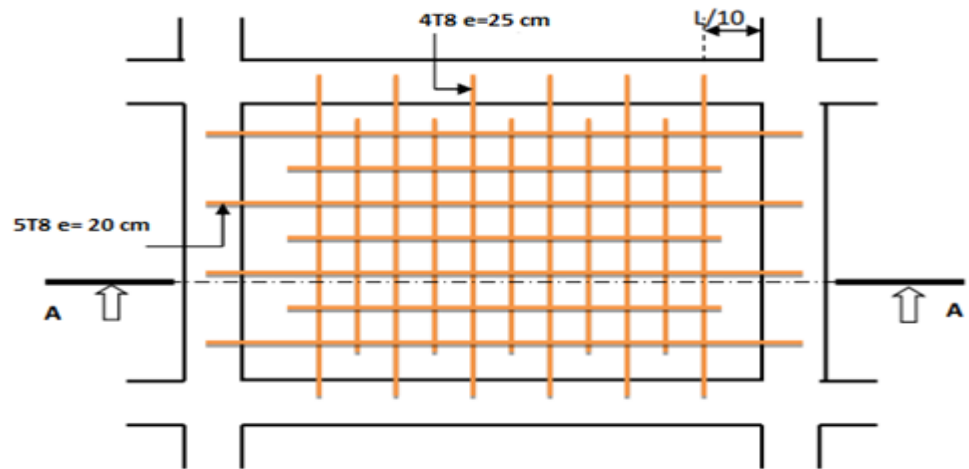
III.4.5 Synthèse des dimensions des armatures des planchers :

Tableau III.21 : Synthèse des dimensions des armatures des planchers

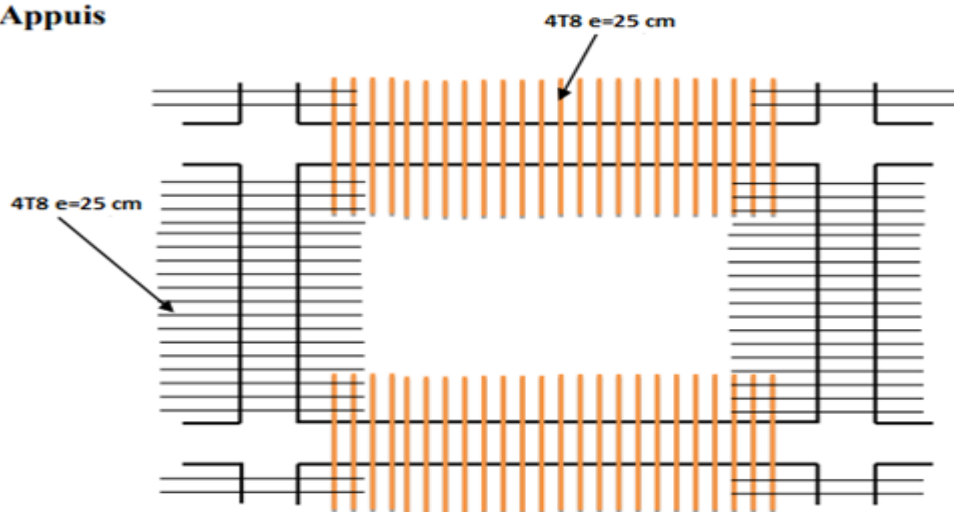
Plancher	Suivant	μ	Pivot	α	Z [cm]	A_s [cm ²]	choisi [cm ²]	Espacement [cm]	A_s^{min} [cm ²]
Etage courant	X	0,04	A	0,05	13,2	2,04	5HA8=2,51	20	1,01
	Y	0,041	A	0,052	12,4	1,73	4HA8=2,01	25	0,96
	Appui	0,03	A	0,038	13,3	1,35	4HA8=2,01	25	1,01
Terrasse non accessible	X	0,048	A	0,062	13,2	2,15	5HA8=2,51	20	1,01
	Y	0,042	A	0,054	12,4	1,78	4HA8=2,01	25	0,96
	Appui	0,032	A	0,041	13,3	1,41	4HA8=2,01	25	1,01
Balcon étage courant	/	0,058	A	0,075	13,1	2,56	6HA8=3,02	16	1,3
Balcon terrasse	/	0,053	A	0,068	13,1	2,33	5HA8=2,51	20	1,3
Dalle machine	X	0,022	A	0,028	22,5	1,6	4HA8=2,01	25	1,62
	Y	0,016	A	0,02	22,32	1,21	4HA8=2,01	25	1,5
	Appui	0,015	A	0,019	22,33	1,08	4HA8=2,01	25	1,62

III.4.6 Schémas de ferrailage :

Travée



Appuis



Coupe A-A

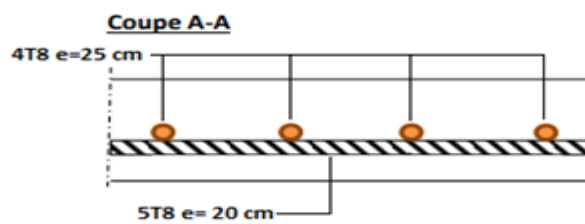


Figure III.16 : Schéma de ferrailage du plancher de l'étage courant et de la terrasse

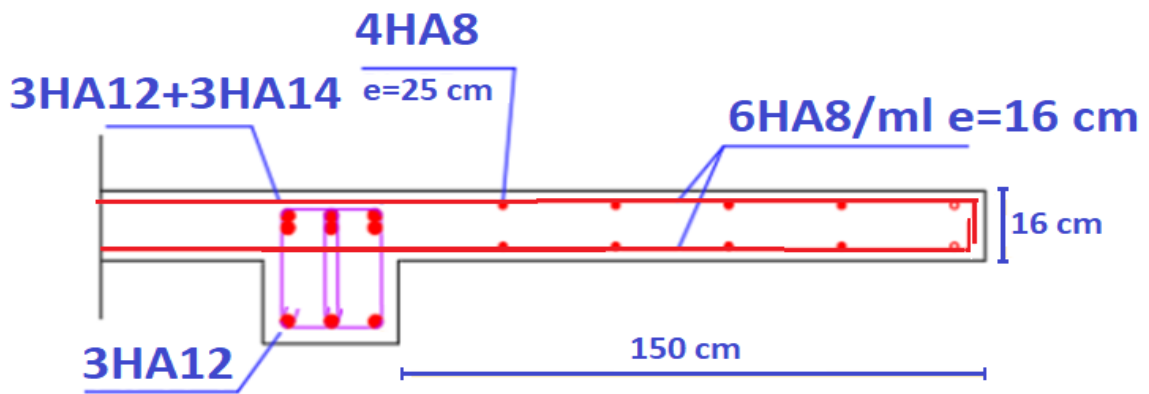


Figure III.17 : Schéma de ferrailage du balcon étage courant

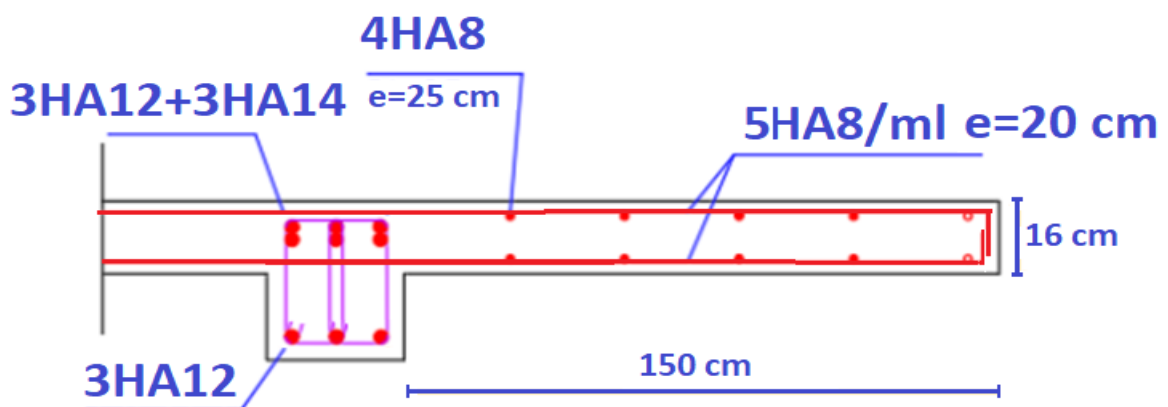


Figure III.18 : Schéma de ferrailage du balcon terrasse

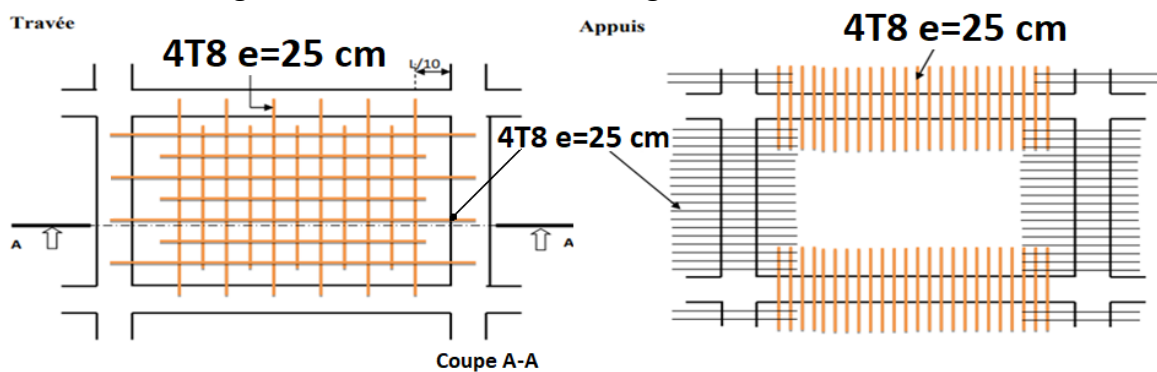


Figure III.19 : Schéma de ferrailage de la dalle machine

III.5 Conclusion :

Les éléments non structuraux ne contribuent ni à la stabilité ni au contreventement du bâtiment, mais ils jouent un rôle essentiel dans la transmission des charges aux éléments porteurs. Par conséquent, il est crucial que leurs dimensions respectent les réglementations en vigueur.

Chapitre IV

IV.1 Introduction :

Un séisme est un phénomène de propagation d'ondes sismiques qui génère un mouvement du sol sollicitant les ouvrages par déplacement de leurs appuis. Ce phénomène engendre des oscillations induites dans les structures, plus ou moins amplifiées. Cette amplification dépend de la période propre de l'ouvrage et des caractéristiques du sol. Il est donc nécessaire de réaliser une étude parasismique pour comprendre le comportement dynamique

L'objectif initial de l'étude est de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure via son comportement en vibration libre non amortie, et de calculer les efforts et déplacements maximaux lors d'un séisme. Étudier la structure réelle est souvent trop complexe, c'est pourquoi on utilise des modélisations simplifiées. Ces modélisations permettent de rendre le problème analysable tout en conservant une représentation suffisante.

IV.2 Modélisation :

IV.2.1 Introduction :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision.

Le modèle doit refléter précisément les paramètres clés (masse, rigidité, amortissement). L'objectif est de se rapprocher au mieux du comportement structurel réel en prenant en compte correctement les masses et rigidités des éléments.

Étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes dans les éléments structuraux, on utilise le calcul par éléments finis avec le logiciel ETABS.

IV.2.2 Modélisation de la structure avec le logiciel ETABS :

IV.2.2.1 Description du logiciel ETABS :

ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) est un outil puissant conçu pour modéliser, analyser et concevoir des structures telles que des bâtiments, des ponts, des tours, etc. Il permet aux ingénieurs d'évaluer les performances structurelles de ces ouvrages sous diverses charges, telles que les charges de gravité, les charges sismiques, les charges de vent, etc.

Voici quelques caractéristiques clés du logiciel ETABS :

- Modélisation 3D détaillée : Il permet de créer des modèles structurels tridimensionnels complexes avec des éléments tels que des poutres, des colonnes, des murs, des dalles, etc.
- Analyse statique et dynamique : ETABS peut effectuer des analyses statiques linéaires et non linéaires, ainsi que des analyses dynamiques telles que l'analyse spectrale et l'analyse temporelle pour les charges sismiques.
- Conception des éléments structurels : Le logiciel peut concevoir et dimensionner les éléments structurels en béton armé et en acier selon les codes et normes de construction en vigueur.
- Visualisation graphique : Les résultats d'analyse, tels que les déformations, les contraintes, les forces internes, etc., peuvent être visualisés à l'aide d'outils graphiques avancés.
- Interopérabilité : ETABS peut échanger des données avec d'autres logiciels de CAO/DAO et de conception architecturale, ce qui facilite la coordination des projets.

ETABS est largement utilisé par les bureaux d'études techniques, les cabinets d'ingénieurs-conseils et les entreprises de construction pour la conception et l'analyse de structures complexes dans le monde entier.

IV.2.2.2 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « Frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.
- Les dalles sont modélisées par des éléments de dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.2.2.3 Modélisation des masses :

- La masse des planchers inclut 20 % de la surcharge d'exploitation Q ($\beta = 0,2$), selon le RPA99/2003.
- La masse des éléments en béton armé est implicitement prise avec un poids volumique de $2,5 \text{ t/m}^3$.
- Pour les éléments non structuraux concentrés (acrotère, murs extérieurs), leur masse est répartie sur les poutres adjacentes.

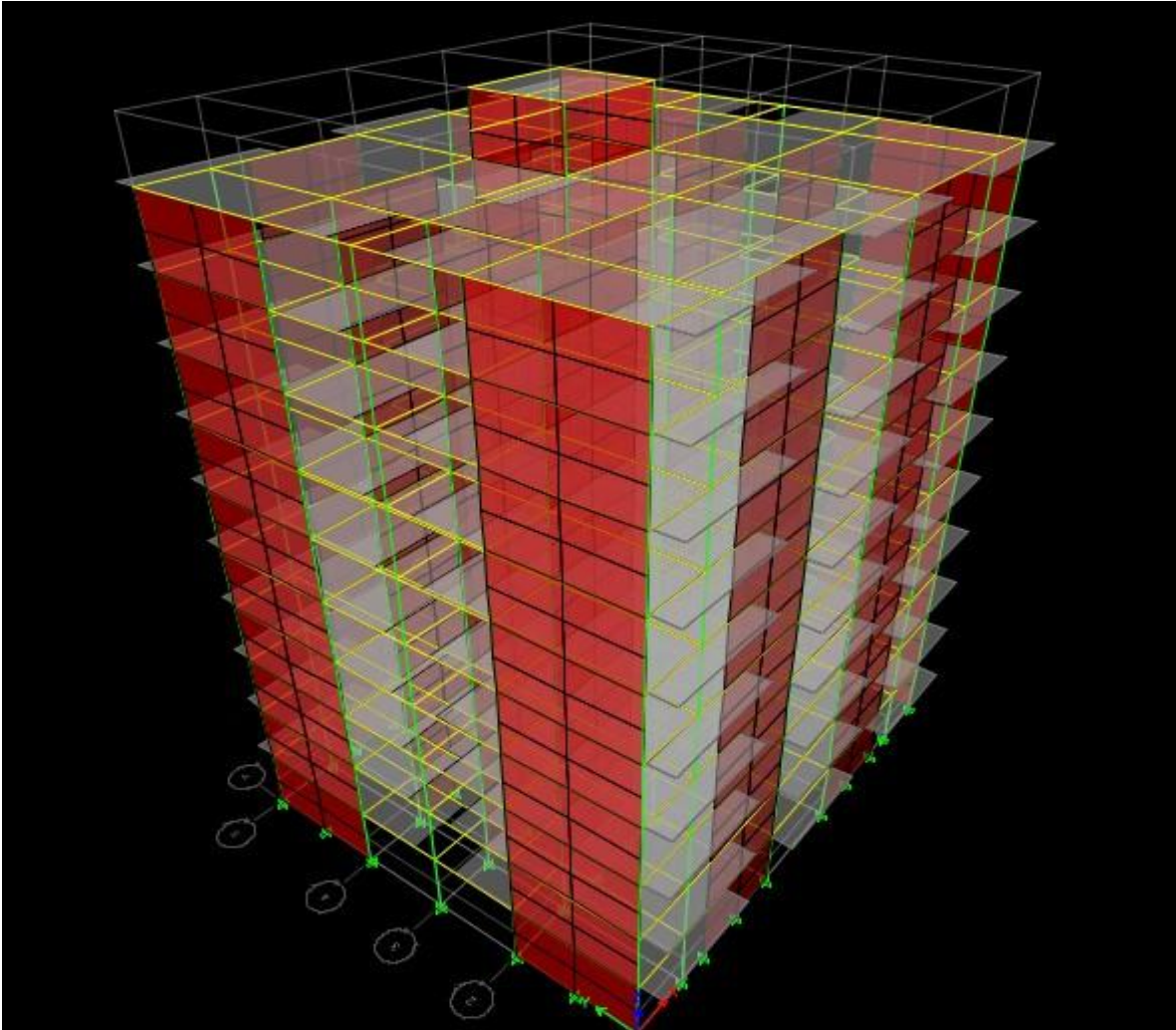


Figure IV.1 : Vue tridimensionnelle de la modélisation de la structure

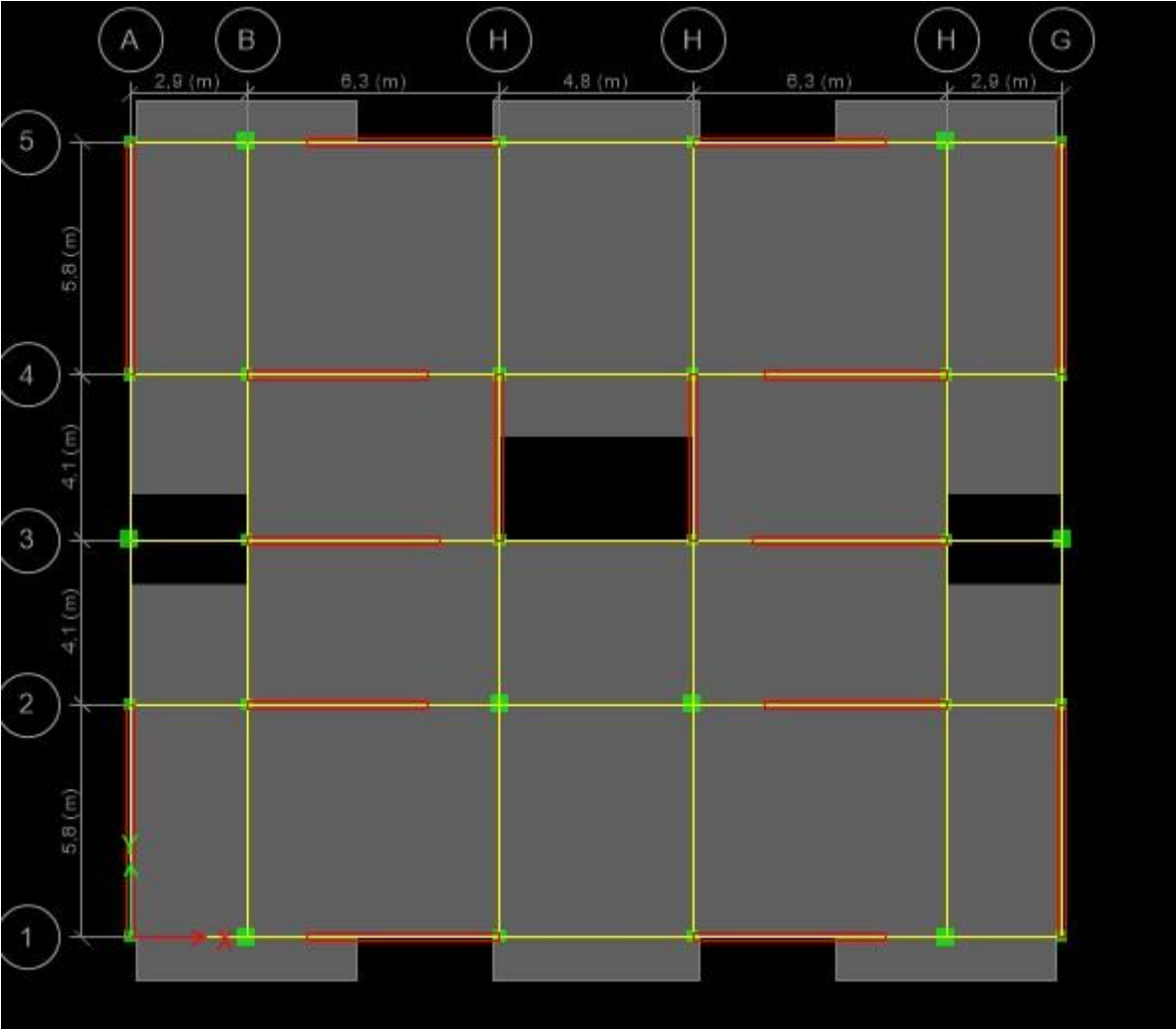


Figure IV.2 : Vue en plan de l'étage courant



Figure IV.3 : Vue en élévation de la structure selon l'axe A

IV.3 Calcul dynamique et sismique :

IV.3.1 Introduction :

Le calcul des forces sismiques peut être mené selon trois méthodes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérogrammes.
- 3- La méthode d'analyse modale spectrale.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions selon les règles en vigueur en Algérie RPA 99 / version 2003.

IV.3.2 Méthode statique équivalente : (RPA 99 / version 2003), article 4.2.1

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Pour notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car la hauteur totale de notre bâtiment dépasse les 30 mètres.

IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.4 Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA 99 / version 2003), article 4.3.1

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (1,25A)(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} (\frac{Q}{R}) & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Q : facteur de qualité

a. Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique donnés par le tableau 4.1 page 26 du RPA 99 / version 2003.

On est dans la zone III et notre bâtiment s'agit d'un bâtiment de groupe d'usage 2

alors A = 0,25

b. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3, page 28 du RPA 99 / version 2003. Elle

dépend du système de contreventement.

Pour notre structure on a des voiles porteurs alors R = 3,5

Vérifications de choix :

L'effort total à la base est de 63259,70 KN.

- Effort dans les voiles = 16 551,91 KN
- Ratio Effort voiles / Effort total = 0,26

Le système est constitué de voiles et de portiques. Dans notre cas, les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

c. Facteur de qualité (Q) :

Sa valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum_1^6 p_q \quad (\text{RPA 99 / version 2003}), \text{ formule 4.4}$$

Avec p_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Suivant l'axe X :**Tableau IV.1 Valeur du facteur de qualité suivant l'axe X**

Critère "q"	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de qualité des matériaux	0	/
Contrôles de qualité de l'exécution	0	/
Total		Q = 1

Suivant l'axe Y :**Tableau IV.2 Valeur du facteur de qualité suivant l'axe Y**

Critère "q"	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	/	0,05
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de qualité des matériaux	0	/
Contrôles de qualité de l'exécution	0	/
Total		Q = 1,05

Après calcul, le spectre obtenu est représenté sous forme de courbe sur la figure suivante. Étant donné que les calculs dynamiques sont complexes, nous allons faire appel au logiciel ETABS.

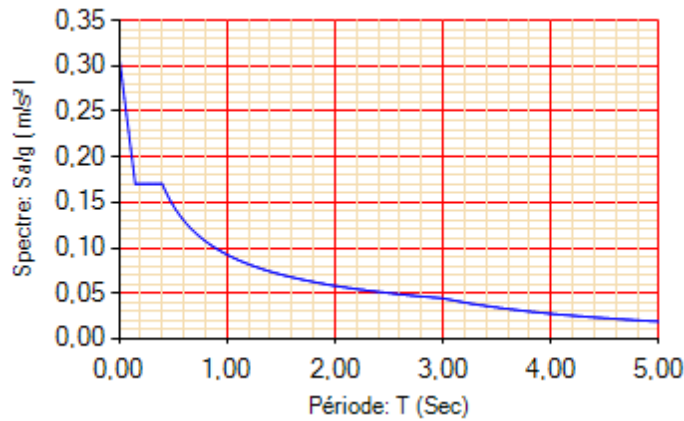


Figure IV.4 : Spectre de réponse de calcul

IV.3.5 Estimation de la période fondamentale de la structure :

Pour estimer la valeur de la période fondamentale d'une structure, on peut utiliser des formules empiriques ou des méthodes analytiques numériques. Voici les formules empiriques couramment utilisées selon les différents cas :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots 1$$

$$T_{x,y} = 0.09 h_n / \sqrt{D} \dots\dots\dots 2$$

$$T = 1,3 \times \min (T_x ; T_y) \dots\dots\dots 3$$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

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

Dans notre cas on a :

$$h_n = 30,6 \text{ m}$$

$$C_t = 0,05$$

Application numérique :

$$T_1 = 0,05 \times 30,6^{\frac{3}{4}} = 0,65 \text{ s}$$

Suivant l'axe X :

$$D_x = 23,5 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,57 \text{ s}$$

$$T_{stx} = 1,3 \times \min(0,65 ; 0,57) = 0,741 \text{ s}$$

Suivant l'axe Y :

$$D_y = 20,1 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,61 \text{ s}$$

$$T_{sty} = 1,3 \times \min(0,65 ; 0,61) = 0,793 \text{ s}$$

a. Valeurs de T_1 et T_2 :Tableau IV.3 Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_1 (s)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (s)	0,30	0,40	0,50	0,70

Site (S₂) alors :

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \text{ et } T_2 = 0,40 \text{ s}$$

b. Valeurs de D_x et D_y :**Suivant l'axe X :**

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

$$0,4 \text{ s} \leq T_x = 0,57 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

Suivant l'axe Y :

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

$$0,4 \text{ s} \leq T_y = 0,61 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

Avec :

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

η : facteur de correction d'amortissement.

D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considérée.

ξ (%) : pourcentage d'amortissement critique.

Tableau IV.4 Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas on a contreventement par voiles $\longrightarrow \xi = 10 \%$

Donc $\eta = 0,76$

D'où : $D_x = 1,50$; $D_y = 1,43$

IV.4 : Vérifications règlementaires : (RPA 99 / version 2003)

IV.4.1 Effort normal réduit :

L'article 7.4.3.1 du RPA 99 / version 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La formule utilisée est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \quad (\text{Article 7.1.3.3})$$

N_d : Effort normal de calcul tiré de la combinaison d'action G+Q+E

B_c : section brute du poteau

f_{c28} : résistance caractéristique de béton

Tableau IV.5 Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Poteaux [cm ²]	N _d [KN]	Section [m ²]	ν	Obs
SS au RDC	45 × 45	1878,23	0,2025	0,37	non vérifié
1 ^{er} au 2 ^{ème}	40 × 40	1267,52	0,16	0,32	non vérifié
3 ^{ème} au 5 ^{ème}	35 × 35	888,36	0,1225	0,29	vérifié
6 ^{ème} au 9 ^{ème}	30 × 30	514,19	0,09	0,23	vérifié

On remarque que pour les poteaux du sous-sol jusqu'au 2^{ème} étage, la condition n'est pas vérifiée. Il faut donc augmenter la section des poteaux.

Tableau IV.6 Vérification de l'effort normal réduit pour les nouvelles sections

Niveau	Poteaux [cm ²]	N _d [KN]	Section [m ²]	ν	Obs
SS au RDC	55 × 55	1990,84	0,3025	0,26	vérifié
1 ^{er} au 2 ^{ème}	50 × 50	1320,82	0,25	0,210	vérifié
3 ^{ème} au 4 ^{ème}	45 × 45	937,07	0,2025	0,19	vérifié
5 ^{ème} au 6 ^{ème}	40 × 40	616,69	0,16	0,15	vérifié
7 ^{ème} au 9 ^{ème}	35 × 35	365,72	0,1225	0,12	vérifié

IV.4.2 Périodes de vibration et taux de participation massique :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA 99 / version 2003 doit être supérieur à 90 %.

Le tableau suivant, extrait d'ETABS, donne la participation massique pour chaque mode.

Tableau IV.7 Périodes de vibration et taux de participation massique

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,656	3,585E-05	0,6834	0	3,585E-05	0,6834	0
Modal	2	0,527	0,697	3,59E-05	0	0,697	0,6835	0
Modal	3	0,484	0,0005	2,743E-06	0	0,6975	0,6835	0
Modal	4	0,158	1,303E-06	0,1805	0	0,6975	0,8639	0
Modal	5	0,137	0,1659	8,494E-07	0	0,8634	0,8639	0
Modal	6	0,119	8,959E-06	0	0	0,8634	0,8639	0
Modal	7	0,093	0,0036	0	0	0,867	0,8639	0
Modal	8	0,07	0	0,0664	0	0,867	0,9303	0
Modal	9	0,062	0,0621	0	0	0,9291	0,9303	0

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on observe que :

a) Pour le premier mode : la participation modale est de 68,34 % selon l'axe y, indiquant ainsi un mode de translation selon y.

b) Pour le deuxième mode : la participation modale est élevée, atteignant 69,70 % selon l'axe x, ce qui correspond à un mode de translation selon x.

c) Pour le troisième mode, il s'agit d'un mode de torsion (rotation autour de l'axe z).

d) La période fondamentale calculée est inférieure à celle obtenue à partir des formules empiriques du RPA 99 / version 99, majorée de 30 % :

- Selon l'axe x : $T = 0,527 \text{ s} < 0,741 \text{ s}$ (vérifié)
- Selon l'axe y : $T = 0,656 \text{ s} < 0,793 \text{ s}$ (vérifié)

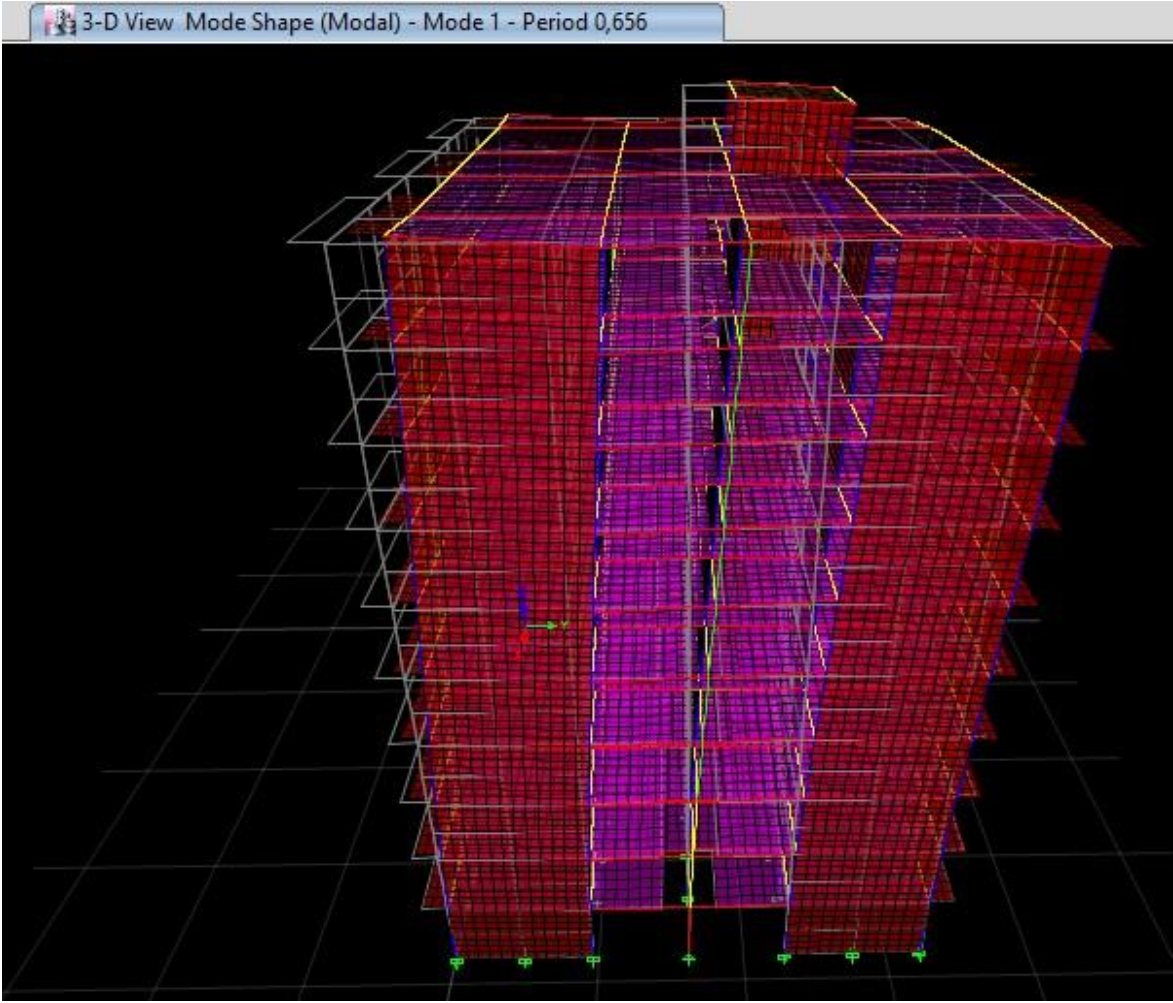


Figure IV.5 : Mode 1 - Translation selon Y

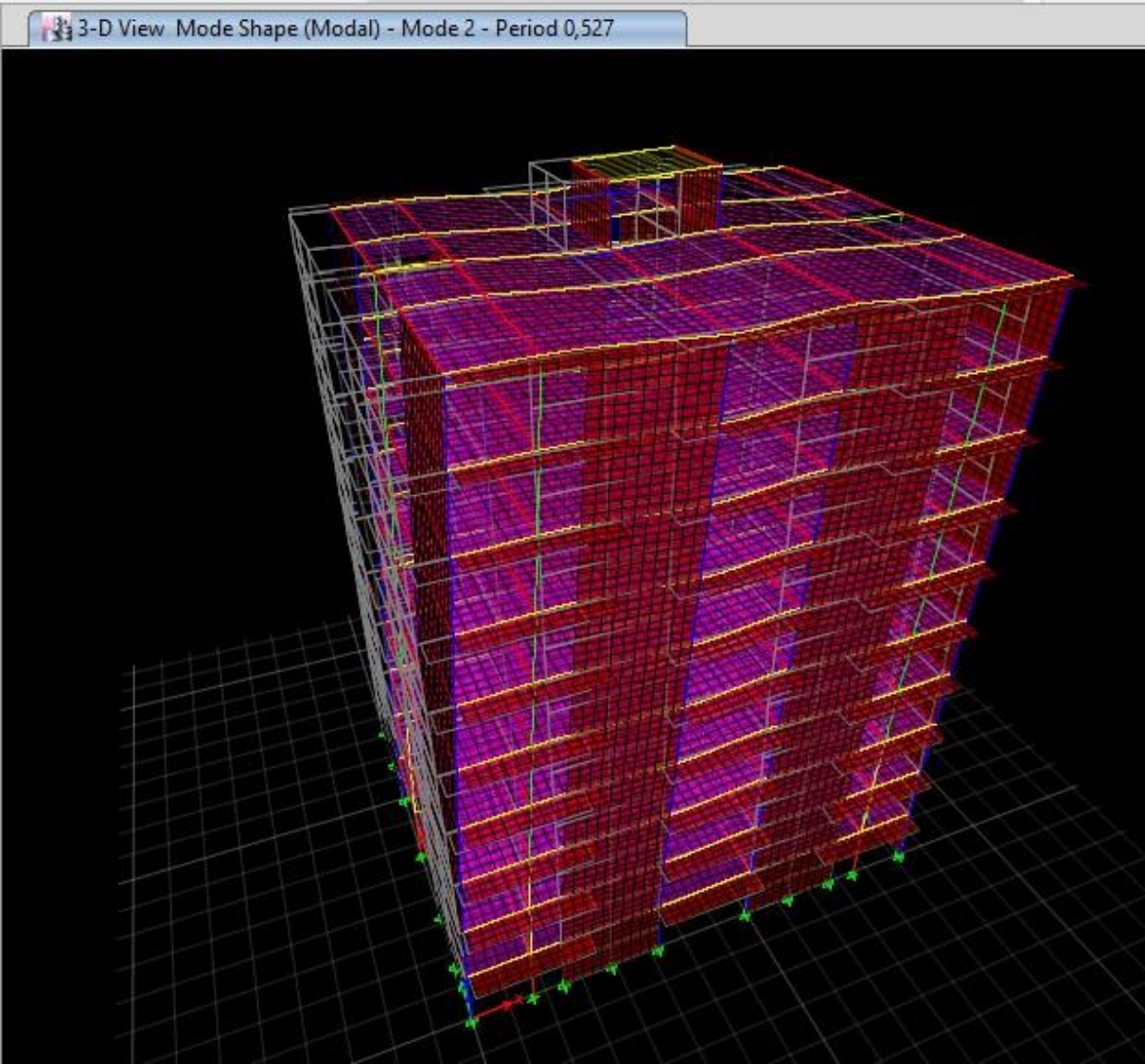


Figure IV.6 : Mode 2 - Translation selon X

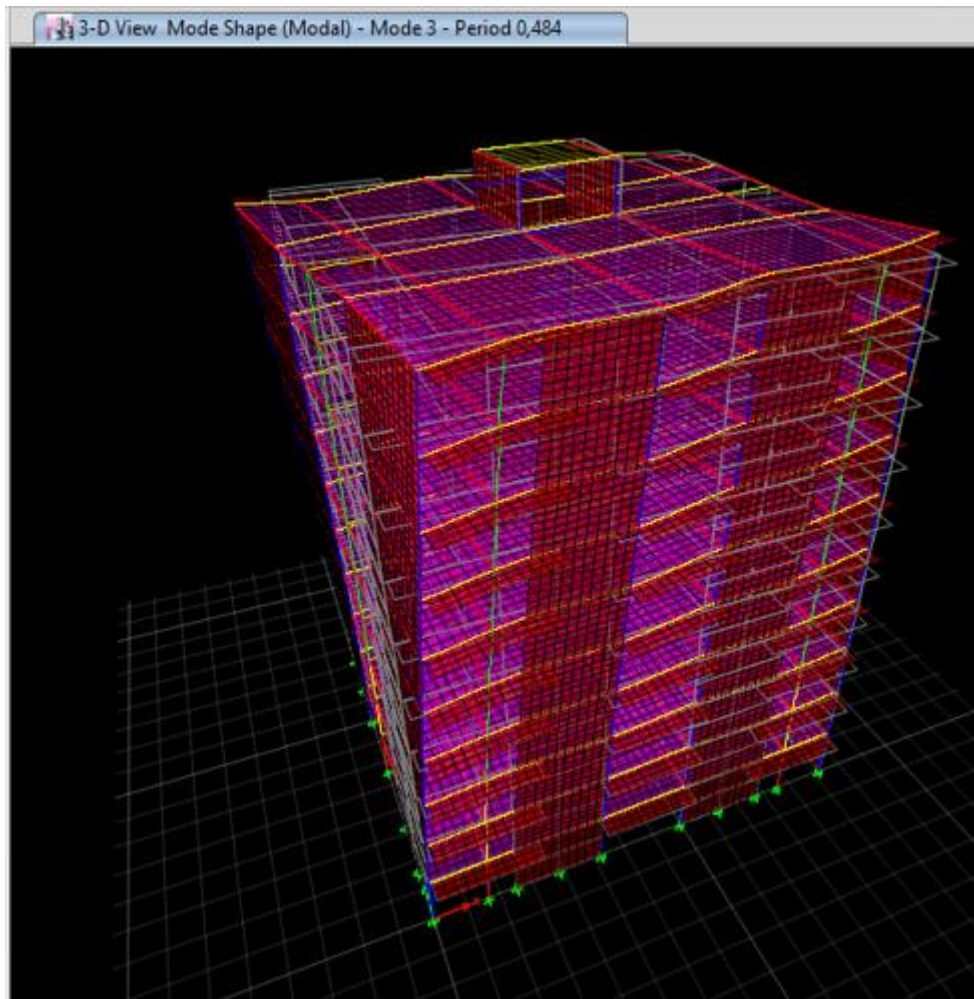


Figure IV.7 : Mode 3 - Rotation autour de Z

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA 99 / version 2003, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$

Calcul de la force sismique totale (méthode statique équivalente) :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

W : poids total de structure

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Elle est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_1^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi} \quad (\text{RPA 99 / version 2003}), \text{ formule 4.5}$$

Avec :

W : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à G_i , la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donnée par (RPA 99 / version 2003), tableau 4.5

- $\beta = 0.30 \rightarrow$ usage commercial
- $\beta = 0.20 \rightarrow$ usage d'habitation

Concernant notre projet qui comporte des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0,20$.

Le poids total de la structure, obtenu à partir de l'ETABS, est $W = 63259,7$ KN.

Suivant l'axe X :

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,5 \times 1}{3,5} 63259,70 \text{ KN} = 6777,83 \text{ KN}$$

$$0,8V_x = 5422,26 \text{ KN}$$

Suivant l'axe Y :

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,43 \times 1,05}{3,5} 63259,70 \text{ KN} = 6784,60 \text{ KN}$$

$$0,8V_y = 5427,68 \text{ KN}$$

Tableau IV.8 $V_{dynamique}$ et $V_{statique}$ suivant les deux directions

Sens	A	D	Q	R	W [KN]	$V_{statique}$ [KN]	$0,8 V_{statique}$ [KN]	$V_{dynamique}$ [KN]
X-X	0,25	1,50	1,00	3,5	63259,70	6777,83	5422,26	6608,70
Y-Y	0,25	1,43	1,05	3,5	63259,70	6784,60	5427,68	6033,52

Suivant l'axe X :

$$V_{dynamique} = 6608,7 \text{ KN} > 0,8 V_{statique} = 5422,26 \text{ KN} \longrightarrow \text{vérifié}$$

Suivant l'axe Y :

$$V_{dynamique} = 6033,52 \text{ KN} > 0,8 V_{statique} = 5427,68 \text{ KN} \longrightarrow \text{vérifié}$$

IV.4.4 Vérification de l'excentricité :**IV.4.4.1 Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes. Elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$E_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Tableau IV.9 Calcul de l'excentricité théorique

Story	Diaphragme	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y
		[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
RDC	D1	11,6207	9,9738	11,6018	9,9083	0,0189	0,0655
Etage 1	D2	11,621	9,9258	11,6022	9,9108	0,0188	0,0150
Etage 2	D3	11,6212	9,9341	11,6027	9,9203	0,0185	0,0138
Etage 3	D4	11,6213	9,9407	11,6035	9,9355	0,0178	0,0052
Etage 4	D5	11,6215	9,9483	11,6041	9,9518	0,0174	0,0035
Etage 5	D6	11,6216	9,9541	11,6047	9,9702	0,0169	0,0161
Etage 6	D7	11,6217	9,961	11,6052	9,9885	0,0165	0,0275
Etage 7	D8	11,6219	9,966	11,6055	10,0071	0,0164	0,0411
Etage 8	D9	11,6048	9,9494	11,6053	10,0237	0,0005	0,0743
Etage 9	D10	11,4771	9,9336	11,6053	10,0372	0,1283	0,1036

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ($0,15L_x = 3,525 \text{ m}$; $0,15L_y = 3,015$).

IV.4.4.2 Effets de la torsion accidentelle : (RPA 99 / version 2003), article 4.3.7 :

Dans le cas où une analyse tridimensionnelle est réalisée, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $+0,05L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et dans chaque direction.

Tableau IV.10 Calcul de l'excentricité accidentelle

L_x [m]	L_y [m]	E_x [m]	E_y [m]
23,50	20,1	1,175	1,005

IV.4.4.3 Effets de la torsion d'axe vertical : (RPA 99 / version 2003), article 4.2.7 :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Tableau IV.11 Valeurs de l'excentricité théorique et accidentelle

Etage	E_x théorique [m]	E_y théorique [m]	E_x accidentelle [m]	E_y accidentelle [m]
9	0,0189	0,0655	1,175	1,005
8	0,0188	0,0150	1,175	1,005
7	0,0185	0,0138	1,175	1,005
6	0,0178	0,0052	1,175	1,005
5	0,0174	0,0035	1,175	1,005
4	0,0169	0,0161	1,175	1,005
3	0,0165	0,0275	1,175	1,005
2	0,0164	0,0411	1,175	1,005
1	0,0005	0,0743	1,175	1,005
RDC	0,1283	0,1036	1,175	1,005

$$E_{adoptée} = \max (E_{théorique} ; E_{accidentelle}) \longrightarrow E_{adoptée} = 1,175 \text{ m}$$

IV.4.5 Vérification du déplacement inter-étage :

$$\Delta k \leq 1\% \cdot H_{étage}$$

$$\text{Alors : } \Delta_{adm} = 0.01 \times 3,06 = 0,0306 \text{ m}$$

- Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 / version 2003}), \text{ article 4.4.3}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement (R=3,5)

- Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{RPA 99 / version 2003}), \text{ article 4.4.3}$$

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, à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un déplacement relatif plus important peut être toléré (article 5.10 du RPA 99 / version 2003).

Suivant l'axe X :

Tableau IV.12 Vérification du déplacement inter-étage suivant la direction X

Niveau	δ_{ek} [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]	Δ_{adm} [m]	Obs
9	0,013931	0,0488	0,0051	0,0306	vérifié
8	0,012467	0,0436	0,0054	0,0306	vérifié
7	0,010918	0,0382	0,0057	0,0306	vérifié
6	0,009293	0,0325	0,0059	0,0306	vérifié
5	0,007617	0,0267	0,0059	0,0306	vérifié
4	0,005926	0,0207	0,0057	0,0306	vérifié
3	0,004287	0,0150	0,0053	0,0306	vérifié
2	0,002765	0,0097	0,0046	0,0306	vérifié
1	0,001461	0,0051	0,0034	0,0306	vérifié
RDC	0,000489	0,0017	0,0017	0,0306	vérifié

Suivant l'axe Y :

Tableau IV.13 Vérification du déplacement inter-étage suivant la direction Y

Niveau	δ_{ek} [m]	δ_k [m]	Δ_k [m]	Δ_{adm} [m]	Obs
9	0,019792	0,0693	0,0079	0,0306	vérifié
8	0,01754	0,0614	0,0082	0,0306	vérifié
7	0,015198	0,0532	0,0084	0,0306	vérifié
6	0,012792	0,0448	0,0085	0,0306	vérifié
5	0,010363	0,0363	0,0084	0,0306	vérifié
4	0,007965	0,0279	0,0080	0,0306	vérifié
3	0,005685	0,0199	0,0072	0,0306	vérifié
2	0,003615	0,0127	0,0061	0,0306	vérifié
1	0,001882	0,0066	0,0044	0,0306	vérifié
RDC	0,000623	0,0022	0,0022	0,0306	vérifié

IV.4.6 Vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ :

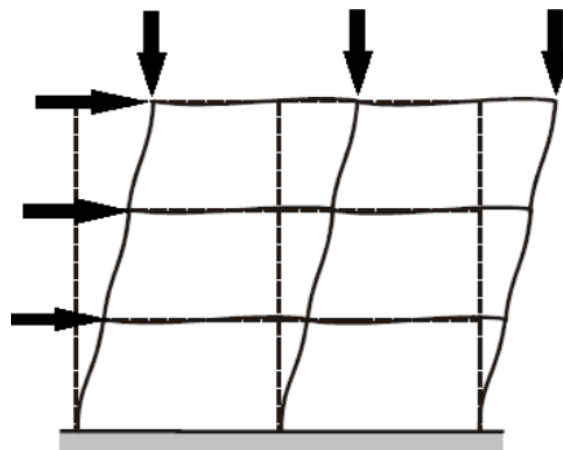


Figure IV.8 Effet P- Δ sur la structure

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_x \cdot h_k} \leq 0,1 \quad (\text{RPA 99 / version 2003}), \text{ article 5.9}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus d'un niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$\theta_k \leq 0,10$: La condition est négligée.

Suivant l'axe X :

Tableau IV.14 Vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant la direction X

Niveau	W_i [KN]	Δ_k [m]	T [KN]	h_k [m]	θ_k
9	6932,6561	0,0051	1306,9	3,06	0,0089
8	13150,1121	0,0054	2366,89	3,06	0,0098
7	19364,1661	0,0057	3309,1	3,06	0,0109
6	25598,336	0,0059	4133,54	3,06	0,0119
5	31832,5059	0,0059	4840,2	3,06	0,0127
4	38089,7925	0,0057	5429,08	3,06	0,0132
3	44347,0791	0,0053	5900,19	3,06	0,0131
2	50630,5568	0,0046	6253,52	3,06	0,0121
1	56914,0345	0,0034	6489,07	3,06	0,0098
RDC	63259,7041	0,0017	6608,69	3,06	0,0054

vérifié

Suivant l'axe Y :

Tableau IV.15 Vérifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant la direction Y

Niveau	W_i [KN]	Δ_k [m]	T [KN]	h_k [m]	θ_k
9	6932,6561	0,0077	1193,15	3,060	0,0146
8	13150,1121	0,0081	2160,89	3,060	0,0161
7	19364,1661	0,0084	3021,1	3,060	0,0176
6	25598,336	0,0085	3774,78	3,060	0,0188
5	31832,5059	0,0084	4419,94	3,060	0,0198
4	38089,7925	0,0081	4957,57	3,060	0,0203
3	44347,0791	0,0074	5387,67	3,060	0,0199
2	50630,5568	0,0062	5710,25	3,060	0,0180
1	56914,0345	0,0045	5925,3	3,060	0,0141
RDC	63259,7041	0,0022	6034,51	3,060	0,0075

vérifié

$\theta \leq 0,1 \Rightarrow$ Donc, l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

IV.4.7 Vérification au renversement : (RPA 99 / version 2003), article 5.5

Pour que la structure soit stable au renversement, elle doit vérifier la relation suivante : Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions décrites ci-dessus.

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1,5$$

Avec :

$$M_{stab} : \text{Moment stabilisant, } M_{stab} = \frac{W.L}{2}$$

M_{renv} : Moment renversant, $M_{renv} = \sum F_i \times h_i$

W : poids du bâtiment

F_i : Force sismique au niveau i

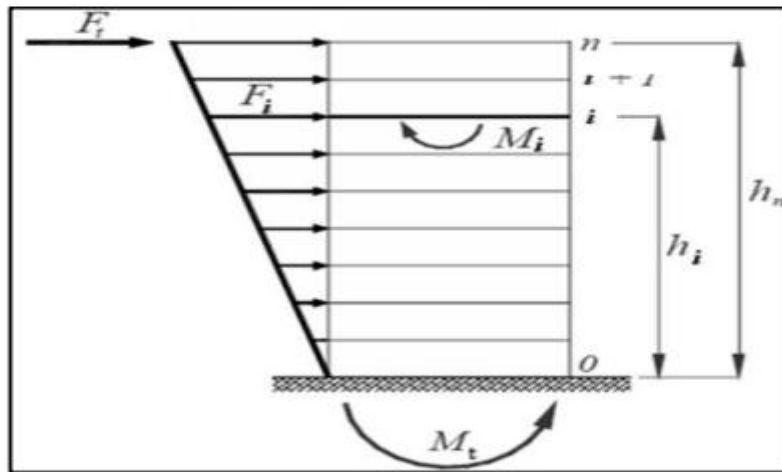


Figure IV.9 Forces agissant sur la stabilité au renversement

a. Calcul des moments de renversements

Suivant l'axe X :

Tableau IV.16 Calcul des moments de renversement suivant l'axe X

Niveau	H [m]	F _{ix} [KN]	M _{renv} [KN.m]
9	30,6	1306,89664	39 991,0372
8	27,54	1059,99184	29 192,1753
7	24,48	942,214972	23 065,4225
6	21,42	824,438101	17 659,4641
5	18,36	706,661229	12 974,3002
4	15,3	588,884358	9 009,9307
3	12,24	471,107486	5 766,3556
2	9,18	353,330615	3 243,5750
1	6,12	235,553743	1 441,5889
RDC	3,06	119,624236	366,0502

Suivant l'axe Y :

Tableau IV.17 Calcul des moments de renversement suivant l'axe Y

Niveau	H [m]	F _{iy} [KN]	M _{renv} [KN.m]
9	30,6	1193,15184	36 510,4463
8	27,54	967,736221	26 651,4555
7	24,48	860,209974	21 057,9402
6	21,42	752,683727	16 122,4854
5	18,36	645,15748	11 845,0913
4	15,3	537,631234	8 225,7579
3	12,24	430,104987	5 264,4850
2	9,18	322,57874	2 961,2728
1	6,12	215,052493	1 316,1213
RDC	3,06	109,212827	334,1913

b. Calcul des moments stabilisants :

Suivant l'axe X :

Tableau IV.18 Calcul du moment stabilisant suivant l'axe X

Sens	W _t [KN]	L/2 [m]	M _{stab} [KN.m]
Suivant X	63259,7061	11,75	734146,60

Suivant l'axe Y :

Tableau IV.19 Calcul du moment stabilisant suivant l'axe Y

Sens	W _t [KN]	L/2 [m]	M _{stab} [KN.m]
Suivant Y	63259,7061	10,05	635760,05

c. Vérification :

Tableau IV.20 Vérification au renversement

Sens	Mstab [KN.m]	Mrenv [KN.m]	Obs
Suivant X	734146,60	142709,90	vérifié
Suivant Y	635760,05	130289,25	vérifié

IV.5 Conclusion :

Cette étude nous a permis de vérifier la bonne conception de l'ouvrage grâce aux vérifications imposées par le RPA 99 / version 2003, et d'apporter les corrections appropriées le cas échéant. Nous avons eu recours à une seule correction concernant les sections des poteaux.

Chapitre V

V.1 Introduction :

Nous allons déterminer le ferrailage des éléments résistants de notre structure, notamment les poteaux, poutres et voiles, en nous appuyant sur les valeurs des sollicitations obtenues à l'aide du logiciel ETABS.

Le ferrailage sera conforme aux normes réglementaires en vigueur en Algérie, notamment le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / version 2003, le code des bâtiments algérien CBA93 et les règles de calcul des ouvrages et constructions en béton armé BAEL 91 modifié 99.

V.2 Ferrailage des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Un poteau est soumis à la fois à un effort normal N et à un moment de flexion M , ce qui représente une flexion composée. Lors du dimensionnement du ferrailage, nous considérons le moment le plus élevé appliqué sur ce poteau (selon l'axe x ou l'axe y).

Les armatures seront calculées en fonction des sollicitations les plus critiques, en tenant compte des trois cas de chargement possibles suivants :

$$- N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$$

$$- M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$$

$$- N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$$

V.2.2 Combinaisons des charges :

Le calcul se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons réglementaires suivantes (**Tableau VI.1**) :

Tableau V.1 : Combinaisons d'actions pour le calcul des poteaux

BAEL 91 modifiée 99	Combinaisons fondamentales	1,35 G + 1,5 Q
		G + Q
RPA 99 / version 2003	Combinaisons accidentelles	0,8G ± E
		G + Q + E

De chaque combinaison découle une section d'armature. La section retenue correspond au cas le plus défavorable.

V.2.3 Recommandations du RPA 99 / version 2003 :

Armatures longitudinales (Tableau V.2) :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art. 7.4.2), le ferrailage des poteaux doit respecter les conditions suivantes :

- Armatures longitudinales à haute adhérence, droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.9 % (zone III)
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 3% et de
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimal est de $\phi 12$
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)

Tableau V.2 : Recommandations du RPA sur les armatures longitudinales des poteaux

Poteau [cm×cm]	A_s^{min} [cm ²]	A_s^{max} [cm ²]	
		Zone courante	Zone de recouvrement
55 × 55	27,23	90,75	181,5
50 × 50	22,5	75	150
45 × 45	18,23	60,75	121,5
40 × 40	14,4	48	96
35 × 35	11,03	36,75	73,5

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_A \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_A : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\begin{cases} \rho_A = 2,5 & \text{si l'élançement géométrique } \lambda g \geq 5 \text{ dans la direction considérée} \\ \rho_A = 3,75 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

h_1 : hauteur totale de la section brute

S_t : l'espacement des armatures transversales

En zone IIb et III $\begin{cases} S_t \leq 10 \text{ cm en zone nodale} \\ S_t \leq \text{Min}(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\Phi_l) \text{ en zone courante} \end{cases}$

Φ_l : le diamètre des armatures longitudinales du poteau

λ_g : l'élançement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

l_f : longueur de flambement du poteau

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b.S_t}$ en % est donnée comme suit :

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0,3\%$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0,8\%$
- $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpolation entre les valeurs limites du poteau

Par ailleurs, les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{min}$.

V.2.4 Sollicitations de calcul données par le logiciel ETABS :

Les poteaux du bâtiment étudié présentent les dimensions suivantes :

- Partie 1 : Sous-sol et rez-de-chaussée (55 × 55 cm)
- Partie 2 : 1^{er} étage et 2^{ème} étage (50 × 50 cm)
- Partie 3 : 3^{ème} et 4^{ème} étage (45 × 45 cm)
- Partie 4 : 5^{ème} et 6^{ème} étage (40 × 40 cm)
- Partie 5 : 7^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage (35 × 35 cm)

Le tableau suivant présente les sollicitations de calcul données par le logiciel ETABS

Tableau V.3 : Sollicitations de calcul pour les poteaux

Combinaison	Sollicitations ([KN], [KN.m])	Partie 1	Partie 2	Partie 3	Partie 4	Partie 5
ELU	(N_{max}, M_{cor})	(-2661 ; 40,76)	(-1807 ; 37,36)	(-1281,36 ; -44,23)	(-844,57 ; -46,25)	(-486,65 ; -42,24)
G+Q+E	(N_{cor}, M_{max})	(-1535,92 ; -145,36)	(-1116,58 ; -37,31)	(-992,12 ; -143,64)	(-567,4 ; -119,03)	(-154,69 ; -86,38)
0,8G±E	(N_{min}, M_{cor})	(-73,29 ; 68,58)	(-72 ; 61,06)	(-67,29 ; 66,03)	(-59,22 ; 52,3)	(-10,01 ; 33,41)

V.2.5 Calcul du ferrailage :

V.2.5.1 ferrailage longitudinal :

Exemple de calcul :

Le calcul est fait pour un poteau appartenant de dimensions 50 x 50 cm² (partie 2)

Données :

d = 47 cm, d' = 3 cm, b = 50 cm, acier FeE500

$N = N_{max} = -1807 \text{ KN}$; $M = M_{cor} = 37,36 \text{ KN.m}$ « 1,35G+1,5Q »

$$e_0 = \frac{|M_{cor}|}{|N_{max}|} = \frac{37,36}{1807} = 0,021 \text{ m} = 2,1 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l_0}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2,1 + 2 = 4,1 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{i} = \frac{0,7l_0\sqrt{12}}{h} = \frac{0,7 \times 2,56\sqrt{12}}{0,5} = 12,42 \quad (\lambda \leq 50)$$

$$\gamma_n = \begin{cases} 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2, & \frac{e_0}{h} \leq 1 \\ 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \cdot \left(\frac{h}{250}\right), & \frac{e_0}{h} \geq 1 \end{cases}$$

Alors :

$$\gamma_n = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{12,42}{35}\right)^2 = 1,03$$

$$\begin{cases} N_u = \gamma_n \sum \gamma_i \cdot N_i = 1,03 \times 1807 = 1861,21 \text{ KN} \\ M_u = \gamma_n \sum \gamma_i \cdot M_i \pm N_u \cdot e_a = 1,03 \times 37,36 + 1807 \times 0,02 = 74,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_1 = 1807 \times 0,041 = 74,09 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} a = (0,337h - 0,81d')b \cdot h \cdot f_{bu} = 510,83 \text{ KN.m} \\ b = N_u(d - d') - M_{uA} = 720,99 \text{ KN.m} \\ c = (0,5h - d')b \cdot h \cdot f_{bu} = 779,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On a : $a \leq b$ et $b \leq c$

$$\text{Alors : } A_{sc} = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_{sc}} = \frac{1807 \times 1000 - 0,959 \times 0,5 \times 0,5 \times 14,17 \times 1000000}{434,78} = -36,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-d') - M_{uA}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{d}{b}} = 0,959$$

Avec la même méthode (calcul en flexion composée) on calcule la section d'armature avec (N_{cor}, M_{max}) et (N_{min}, M_{cor}) et on retient la grande section pour le ferrailage des poteaux de la partie 2 (50×50 cm).

Et même chose pour les autres poteaux.

Récapitulatif :

Tableau V.4 : Ferrailage longitudinale des poteaux

Niveau	A_s calculé [cm ²]	$A_s^{min}_{RPA}$ [cm ²]	A_s choisi [cm ²]
Partie 1 (55 × 55)	1,91	27,23	4HA20+8HA16=28,65
Partie 2 (50 × 50)	1,89	22,5	12HA16=24,13
Partie 3 (45 × 45)	1,87	18,23	12HA16=24,13
Partie 4 (40 × 40)	1,41	14,4	8HA16=16,08
Partie 5 (35 × 35)	1,19	11,03	8HA14=12,32

Remarque :

Nous constatons que le ferrailage des poteaux est donné par la section minimale exigée par le RPA 99 / version 2003.

Condition de non-fragilité :

$$A_s^{min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2.5.2 Ferrailage transversal :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul se fait pour l'effort tranchant maximal à chaque niveau. Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ \rho_d = 0,04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

$\lambda_g = \frac{0,7l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{0,7l_f}{b}$ (a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée)

$$\tau_{adm} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	λ_g	ρ_d	V_u [KN]	τ_{bu} [MPa]	$\overline{\tau_{bu}}$ [MPa]	τ_{adm} [MPa]	Condition
Partie 1	3,26	0,075	130,51	0,46	1,88	3,33	vérifiée
Partie 2	3,58	0,075	96,73	0,41	1,88	3,33	vérifiée
Partie 3	3,98	0,075	95,96	0,51	1,88	3,33	vérifiée
Partie 4	4,48	0,075	79,36	0,54	1,88	3,33	vérifiée
Partie 5	5,15	0,04	58,77	0,52	1	3,33	vérifiée

Commentaire : La condition $\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$ est aussi vérifiée.

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_A \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

La valeur maximale de l'espacement S_t (en zone III) est définie comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\Phi_l\right) & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

On adopte comme espacement :

- En zone nodale : $S_t = 8 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

Tableau V.6 : Ferrailage transversal calculé

Niveau	$A_{t \text{ calculé}} (Zone \text{ nodale}) [cm^2]$	$A_{t \text{ calculé}} (Zone \text{ courante}) [cm^2]$
Partie 1	1,42	1,78
Partie 2	1,16	1,45
Partie 3	1,28	1,6
Partie 4	1,19	1,49
Partie 5	0,67	0,84

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b.S_t}$ en % est donnée comme suit :

- $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0,3\%$
- $\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0,8\%$
- $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpolation entre les valeurs limites du poteau

Par ailleurs, les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{min}$.

Tableau V.7 : Ferrailage transversal donnée par le RPA 99 / version 2003

Niveau	$A_{t \text{ RPA}} (Zone \text{ nodale}) [cm^2]$	$A_{t \text{ RPA}} (Zone \text{ courante}) [cm^2]$
Partie 1	3,23	4,04
Partie 2	2,62	3,28
Partie 3	2	2,5
Partie 4	1,38	1,72
Partie 5	0,84	1,05

Le ferrailage des armatures transversales adopté est celui donnée par le RPA 99 / version 2003 car : $A_{t \text{ RPA}} \geq A_{t \text{ calculé}}$

Pour les cadres on adopte des $\phi 8$ avec des espacements de 8 cm en zone nodale et 10 cm en zone courante.

V.2.5.3 Dispositions constructives et schémas de ferrailage :

a. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement donnée par le RPA 99 / version 2003 est de :

$$L_r = 50 \Phi_l$$

On adopte la longueur minimale alors on aura :

Pour les barres de $\Phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$

Pour les barres de $\Phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$

Pour les barres de $\Phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$

b. Cadres et étriers :

Ils doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum .

Alors : $L_{min} = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}$

On adopte $L = L_{min} = 10 \times 0,8 = 8 \text{ cm}$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Φ cheminées $\geq 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

c. Zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

Alors :

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Sous-sol et rez-de-chaussée : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 110 \text{ cm}$

1^{er} étage et 2^{ème} étage : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 100 \text{ cm}$

3^{ème} et 4^{ème} étage : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 90 \text{ cm}$

5^{ème} et 6^{ème} étage : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 80 \text{ cm}$

7^{ème} jusqu'au 9^{ème} étage : $h' = 60 \text{ cm}$ et $l' = 70 \text{ cm}$

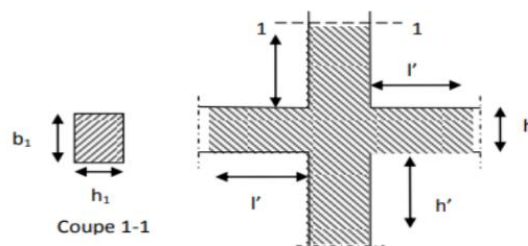


Figure V.1 : Zone nodale

d. Schémas de ferraillage :

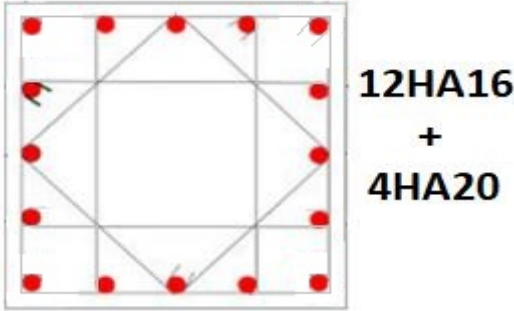


Figure V.2 : Schéma de ferraillage des poteaux de section 55 X 55 cm

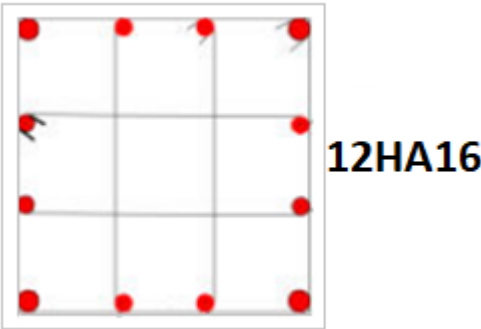


Figure V.3 : Schéma de ferraillage des poteaux de section 50 X 50 cm

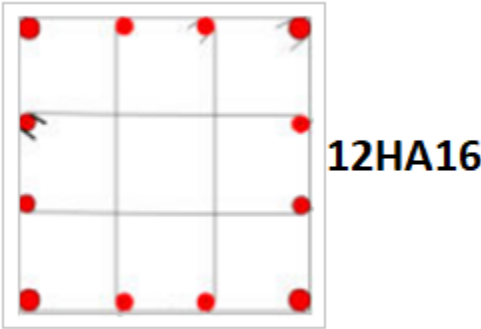


Figure V.4 : Schéma de ferraillage des poteaux de section 45 X 45 cm

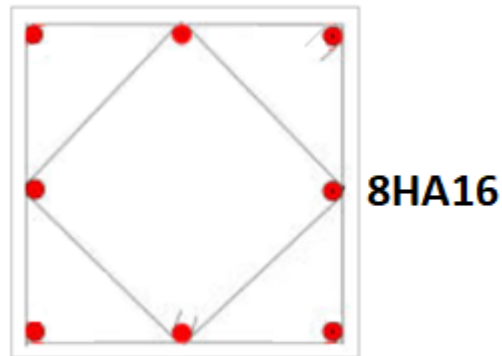


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux de section 40 X 40 cm

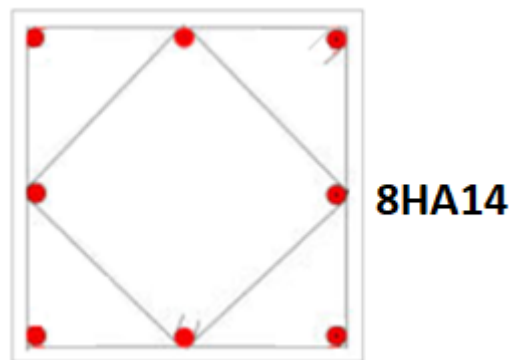


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux de section 35 X 35 cm

V.3 Ferrailage des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Leur rôle est de transmettre les charges et surcharges (en plus de leur poids propre) qui leur sont directement appliquées aux éléments porteurs verticaux (poteaux ou voiles).

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est conçu en considérant les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travée pour les deux situations possibles : durable et accidentelle.

Dans notre bâtiment, toutes les poutres de la structure ont une section droite de mêmes dimensions 30 × 50 cm.

V.3.2 : Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

- CBA93 ou BAEL 91 modifié 99 (situation durable)
 - 1,35G + 1,5Q à l'ELU
 - G + Q à l'ELS (pour les vérifications)
- RPA 99 / version 2003 (situation accidentelle)
 - G + Q + E à l'ELA
 - 0,8G ± E à l'ELA

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison à l'ELS.

V.3.3 Recommandations sur le ferrailage :

a. Armatures longitudinales RPA 99 / version 2003 :

Le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le RPA 99 / version 2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section ($A_s^{min} \geq 0,5\%.bh$).
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante ($A_s^{max} \leq 4\%.bh$).
 - 6% en zone de recouvrement ($A_s^{max} \leq 6\%.bh$).
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zones IIb et III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons calculer le ferrailage pour les poutres les plus sollicitées.

b. Armatures transversales :

(RPA 99 / version 2003) :

- La quantité des armatures transversales minimale est donnée par:

$$A_t = 0,003S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum S_t entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_{l \min}\right)$
 - En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

BAEL 91 modifié 99 ou CBA93 :

Les conditions sont :

- Espacement : $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$
- Section minimale : $A_t \geq \frac{0,4(b.S_t)}{f_e}$
- Diamètre des armatures transversales :
 - $\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_{l \min} \right)$
 - $\Phi_t \leq \Phi_{l \min}$

Avec :

S_t : Espacement entre barres transversales

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

$\Phi_{l \min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales

V.3.4 Sollicitations de calcul :

Le tableau suivant présente les moments maximaux des poutres, tels que calculés et donnés par le logiciel ETABS. Ces moments maximaux indiquent les points de contraintes les plus élevés dans les poutres sous l'effet des charges appliquées.

Tableau V.8 : Moments fléchissants dans les différentes poutres

Type de poutres	Moments fléchissants maximaux [KN.m]		Combinaisons
Poutres principales	En travée	126,32	ELU
	Sur appui	-169,49	G+Q+E _x
Poutres secondaires	En travée	72,12	ELU
	Sur appui	-152,44	G+Q+E _y

V.3.5 Calcul du ferrailage :

V.3.5.1 ferrailage longitudinal :

Exemple de calcul :

Le calcul est fait pour les poutres secondaires.

Données :

$$b = 30 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, d = 47 \text{ cm}, d' = 3 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_e = 500 \text{ MPa}, E = 2.10^5 \text{ MPa},$$

$$f_{bu}(ELU) = 14,17 \text{ MPa}, f_{su}(ELU) = 434,78 \text{ MPa}$$

$$f_{bu}(ELA) = 18,48 \text{ MPa}, f_{su}(ELA) = 500 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{72,12}{0,3 \times 0,47^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,077$$

$$\mu = 0,077 \leq \mu_{ab} = 0,187 \text{ alors pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,077}) = 0,1$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,451 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{72,12}{0,451 \times 434,78 \times 1000} = 0,0003677982 \text{ m}^2 \approx 3,68 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{152,44}{0,3 \times 0,47^2 \times 18,48 \times 10^3} = 0,124$$

$$\mu = 0,124 \leq \mu_{ab} = 0,187 \text{ alors pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,124}) = 0,166$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 500 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 0,439 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z.f_{su}} = \frac{152,44}{0,439 \times 500 \times 1000} = 0,000694 \text{ m}^2 = 6,94 \text{ cm}^2$$

En procédant de la même manière pour le ferrailage des poutres principales (ferrailage en flexion simple), on obtient les sections d'armatures suivantes :

$$A_s(\text{travée}) = 6,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{appui}) = 7,71 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant présente le ferrailage longitudinal des poutres :

Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal des poutres

	A_s calculé [cm^2]		A_s choisi [cm^2]	
	En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
Poutres principales	6,67	7,71	3HA12+3HA14 =8,01	3HA12+3HA14 =8,01
Poutres secondaires	3,68	6,94	3HA14 =4,62	3HA12+3HA14 =8,01

Pourcentage d'acier exigé par le RPA 99 / version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section ($A_s^{min} \geq 0,5\%.bh$).

$$A_s^{min} \geq 0,5\%.bh = 7,5 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Condition de non-fragilité :

$$A_s^{min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 47 \times 2,1}{500} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Pour toute la section on a : $2 \times 1,36 = 2,72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

Vérification à l'ELS

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification des poutres à l'ELS

		Poutres principales		Poutres secondaires	
		En travée	Sur appui	En travée	Sur appui
ELS	$0.5by^2 + 15A_s(y-d) = 0$ $\rightarrow y$ [cm]	15,807	15,807	12,606	15,807
	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2$ [cm ⁴]	156401,91	210251,6200	102010,59	156401,91
	M_s [KN.m]	92,14	48,29	52,63	24,42
	$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	9,31	3,63	6,5	2,47
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée
	$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-y)}{I}$ [MPa]	275,65	107,46	216,17	73,06
	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	434,78	500	434,78	500
	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée
	Section finale	3HA12+3HA14	3HA12+3HA14	3HA14	3HA12+3HA14

V.3.5.2 Ferrailage transversal :

a. Vérification au cisaillement :

Tableau V.11 : Vérification au cisaillement

Niveau	V_u [KN]	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Condition
Poutres principales	422,75	3	3,33	vérifiée
Poutres secondaires	216,08	1,53	3,33	vérifiée

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ c'est vérifié

b. Résultats du ferrailage transversal :

Les résultats des armatures transversales des poutres sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Résultats des armatures transversales

Type de poutres	Section [cm ²]	S_t		A_t calculé [cm ²]		$A_t^{min} RPA$ [cm ²]	A_t choisi [cm ²]
		Z.N	Z.C	Z.N	Z.C		
Poutres principales	30 × 50	10	20	0,24	0,48	1,8	4Φ8 (1 cadre + un étrier)
Poutres secondaires	30 × 50	10	20	0,24	0,48	1,8	4Φ8 (1 cadre + un étrier)

V.3.5.3 Dispositions constructives et schémas de ferrailage :

a. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement donnée par le RPA 99 / version 2003 est de :

$$L_r = 50 \Phi_l$$

On adopte la longueur minimale alors on aura :

Pour les barres de $\Phi = 12$ mm $\rightarrow L_r = 50 \times 1,2 = 60$ cm

Pour les barres de $\Phi = 14$ mm $\rightarrow L_r = 50 \times 1,4 = 70$ cm

b. Schémas de ferrailage :

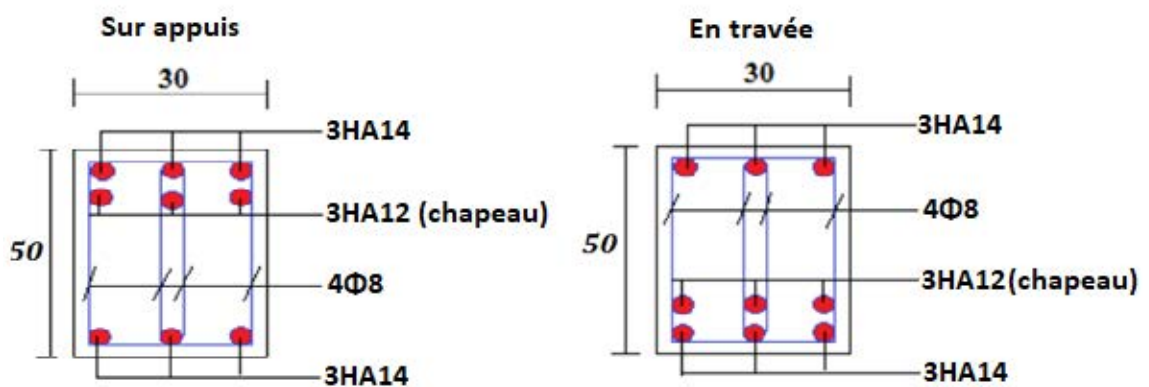


Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres principales

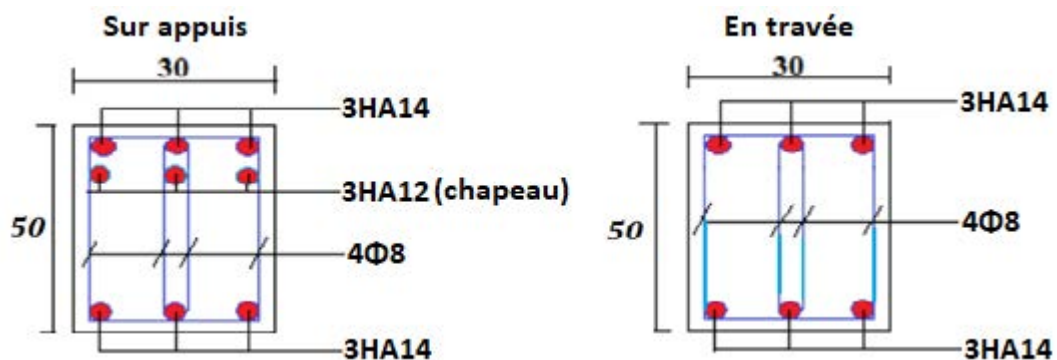


Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

V.4 Ferrailage des voiles :

V.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Le ferrailage s'effectuera selon le règlement BAEL 91 modifié 99 ou CBA93 et les vérifications selon le RPA 99 / version 2003.

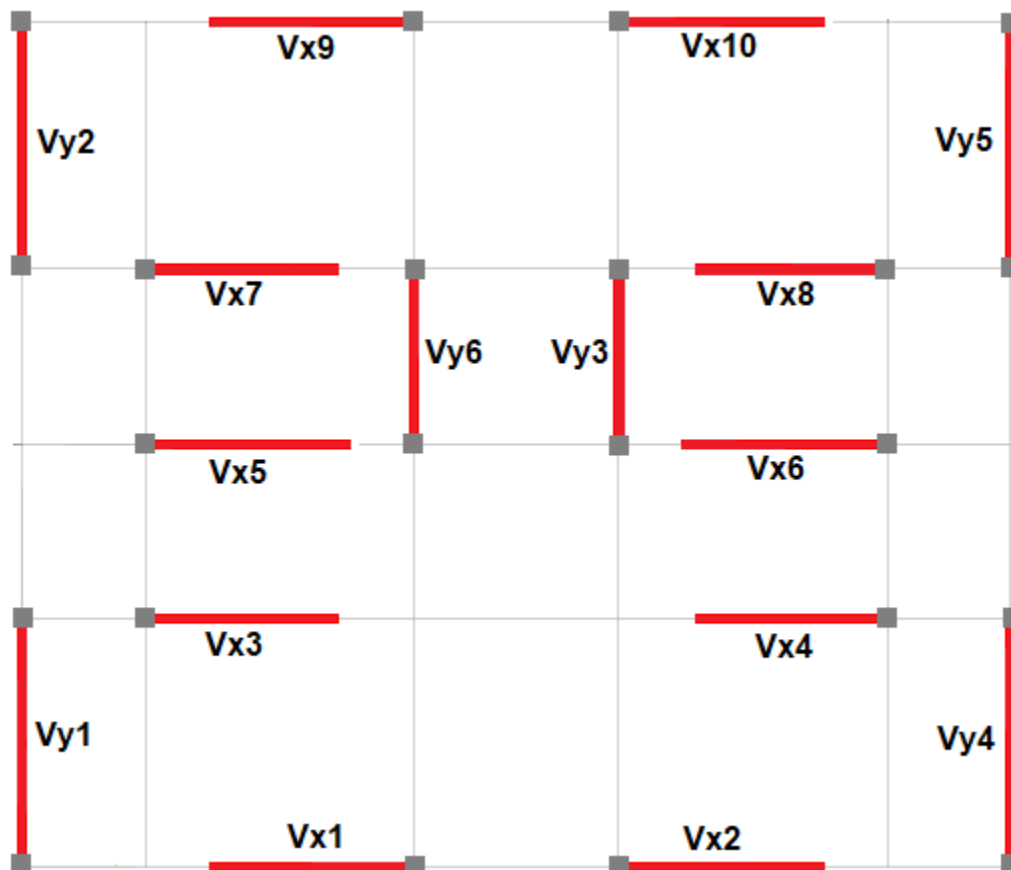


Figure V.9 : Identification et numérotation des voiles

NB : On a classifié les voiles en 5 types, comme suit :

- Type 1 : L= 4,95 m (Vx1,Vx2,Vx9 et Vx10)

- Type 2 : L= 6,1 m (Vy1, Vy2, Vy4 et Vy5)
- Type 3 : L= 4,65 m (Vx3, Vx4, Vx7 et Vx8)
- Type 4 : L= 4,95 m (Vx5 et Vx6)
- Type 5 : L= 4,4 m (Vy3 et Vy6)

On va les ferrailer par zones, Les zones correspondant aux différents types de voiles seront délimitées comme suit :

Zone 1 : Sous-sol et rez-de-chaussée pour les poteaux de dimensions (55 × 55 cm)

Zone 2 : 1^{er} étage et 2^{ème} étage pour les poteaux de dimensions (50 × 50 cm)

Zone 3 : 3ème et 4ème étage pour les poteaux de dimensions (45 × 45 cm)

Zone 4 : 5ème et 6ème étage pour les poteaux de dimensions (40 × 40 cm)

Zone 5 : 7ème jusqu'au 9ème étage pour les poteaux de dimensions (35 × 35 cm)

V.4.2 Rôle du contreventement :

Le contreventement a principalement pour objectif de :

- Assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, puisque les déformations excessives de la structure sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.3 Combinaisons d'actions :

Le calcul se fait sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons accidentelles : (Tableau V.1) :

Tableau V.13 : Combinaisons d'actions pour le calcul des poteaux

RPA 99 / version 2003	Combinaisons accidentelles	0,8G ± E
		G + Q + E

V.4.4 Recommandations pour le ferrailage :

a. Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de manière à reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99 / version 2003, comme décrit ci-dessous :

- l'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile ($S_t \leq e$).
- À chaque extrémité de voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($\frac{L}{10}$) ; cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme:
 - Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
 - En zone courante égale à 0.10%
- L'espacement entre barres : $S_t \leq (1,5e ; 30 \text{ cm})$
- Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur d.

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h}{2} ; \frac{2l'}{3}\right)$$

l' : longueur de la zone comprimée.

h : hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

b. Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-dessous :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces des voiles sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

c. Prescriptions communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm})$$

Avec : e est l'épaisseur du voile

d. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre d'au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.4.5 Calcul du ferrailage**Exemple de calcul :**

Nous prenons comme exemple détaillé de calcul le voile (Type1 ; Zone 1) de (L = 4,95 m ; e = 0,2 m). Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile, la partie restante sera ferrailer par symétrie.

Détermination des sollicitations :

$$N = 1954,3 \text{ KN}$$

$$M = 8045,95 \text{ KN}$$

$$V = 1290,06 \text{ KN}$$

$$\Omega = L \times e = 4,95 \times 0,2 = 0,99 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 2,02 \text{ m}$$

$$v = \frac{L}{2} = 2,475 \text{ m}$$

D'où :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{1954,3}{0,99} + \frac{8045,95 \times 2,475}{2,02} = 11832,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{1954,3}{0,99} - \frac{8045,95 \times 2,475}{2,02} = -7884,24 \text{ KN/m}^2$$

Alors la section est partiellement tendue

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{7884,24}{11832,33 + 7884,24} \times 4,95 = 1,98 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T = \frac{7884,24}{2} \times 0,2 \times 1,98 = 1561,08 \text{ KN}$$

Armatures verticales :

La section le long de L_T :

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{1561,08 \times 10}{500} = 31,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par nappe : } A_{v/nappe} = \frac{A_v}{2} = \frac{31,32}{2} = 15,66 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

On a :

$$A_{RPA}^{min} \geq \begin{cases} 0,2\% \cdot e \cdot L_T & \text{les armatures verticales minimales sur la toute la zone tendue} \\ 0,15\% \cdot e \cdot L & \text{globalement dans la section du voile} \\ 0,10\% \cdot e \cdot L & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Et

$$A_{BAEL}^{min} \geq (0,23 \cdot e \cdot L_T \cdot \frac{f_{t28}}{f_e})$$

Avec :

e : épaisseur du voile

L_T : longueur de la section tendue

$$\text{Alors : } A_{RPA}^{min} = 0,2\% \cdot e \cdot L_T = 0,2\% \times 20 \times 198 = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{BAEL}^{min} = 0,23 \times 20 \times 198 \times \frac{2,1}{500} = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_{min} = \max(7,92 ; 3,83) = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par nappe : } A_{min/nappe} = \frac{A_{min}}{2} = \frac{7,92}{2} = 3,96 \text{ cm}^2$$

Armatures de coutures :

On prévoit des armatures de couture en cas de reprise de bétonnage. Dans notre cas, il n'y avait pas de reprise de bétonnage, donc nous n'avons pas ajouté les armatures de couture aux armatures verticales.

Ferrailage adopté :

$$\text{La section le long de } L : A_{v.tot} = \frac{A_v \times L}{L_T} = \frac{31,32 \times 4,95}{1,98} = 78,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par nappe : } A_{v/nappe} = \frac{A_{v.tot}}{2} = \frac{78,3}{2} = 39,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = 39,15 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$$

Choix d'armatures :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. (RPA 99 / version 2003), article 7.7.4.3

$$\Phi_v \leq \frac{e}{10} \longrightarrow \Phi_v \leq 20 \text{ mm (à l'exception des zones d'about)}$$

En zone d'about : $S_{ta} = 10 \text{ cm}$, la longueur de la zone d'about : $\frac{L}{10} = 49,5 \text{ cm}$

Soit 11HA16 ($A_s = 22,11 \text{ cm}^2$)

En zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$, la longueur de la zone courante : $495 - 2 \times 49,5 = 396 \text{ cm}$

Soit 19HA12 ($A_s = 21,47 \text{ cm}^2$)

Donc A_s (adopté) = 43,58 cm²/nappe

Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 99 / version 2003 la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} \leq \overline{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{e.d} = \frac{1,4 \times 1290,06 \times 10^3}{200 \times 4455} = 2,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires, alors on prend le minimum recommandé par le RPA 99 / version 2003.

Armatures horizontales :

D'après le RPA 99 / version 2003 :

$$A^{min} = \begin{cases} 0,15\% . e . L & \text{globalement dans la section du voile} \\ 0,10\% . e . L & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Alors :

$$A_h = A^{min} = 0,15\% \times B = 0,0015 \times 20 \times 495 = 14,85 \text{ cm}^2$$

$$A_{h/nappe} = \frac{A_h}{2} \approx 7,43 \text{ cm}^2$$

$$\Phi_h \leq \frac{e}{10} \longrightarrow \Phi_h \leq 20 \text{ mm (à l'exception des zones d'about)}$$

$S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30 \text{ cm}$ on prend : $S_h = 20 \text{ cm}$

Soit $13\text{HA}10 = 10,21 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par 4 épingles au mètre carré, soit : $4\Phi 8$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A_s} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3939,08 \times 1000}{200 \times 4950 + 15 \times 43,58 \times 100} = 3,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Récapitulatifs du ferrailage des voiles :

Les résultats de calculs pour tous les voiles sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.14 : Ferrailage vertical du voile type1, L = 4,95 m

Zone	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m]	σ_2 [KN/m]	Nature	L_c [m]	L_T [m]	A_v [cm ²]
Zone 1	1954,3	8045,95	11832,33	7884,24	SPC	2,97	1,98	31,32
Zone 2	1847,841	4469,6725	4826,3	9026	SPC	3,42	1,53	14,8
Zone 3	1595,929	2348,5532	1825,7	5452,8	SPC	3,85	1,1	4,03
Zone 4	1272,86	1220,45	444,8	3337,6	SPC	4,43	0,52	0,46
Zone 5	753,808	921,1957	572,4	2285,6	SPC	4,07	0,88	1,01

Tableau V.15 : Choix des barres du voile type1, L = 4,95 m

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v /nappe [cm ²]	A_{min} /nappe [cm ²]	A_{sv} [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Zone courante	S_t [cm]	Zone d'about	S_t [cm]	A_h [cm ²]	$A_{h\ adop}$ [cm ²]	Choix	S_t [cm]
Zone 1	39,15	3,96	39,15	43,58	19HA12	20	11HA16	10	7,43	10,21	13HA10	20
Zone 2	23,94	3,06	23,94	33,9	19HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20
Zone 3	9,08	2,2	9,08	33,9	19HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20
Zone 4	2,19	1,04	2,19	33,9	19HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20
Zone 5	2,84	1,76	2,84	33,9	19HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20

Tableau V.16 : Ferrailage vertical du voile type2, L=6,1 m

Zone	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m]	σ_2 [KN/m]	Nature	L_c [m]	L_T [m]	A_v [cm ²]
Zone 1	2535,96	18803,01	13081	17238,3	SPC	3,47	2,63	68,85
Zone 2	1355,82	12189,43	8716,2	10938,9	SPC	3,39	2,71	47,16
Zone 3	1806,91	6698,23	3919,3	6881,4	SPC	3,89	2,21	17,35
Zone 4	838,86	3351,34	2014,4	3389,6	SPC	3,83	2,27	9,16
Zone 5	518,38	1787,63	1016,3	1866,2	SPC	3,95	2,15	4,37

Tableau V.17 : Choix des barres du voile type2, L=6,1 m

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v /nappe [cm ²]	A_{min} /nappe [cm ²]	A_{sv} [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Zone courante	S_t [cm]	Zone d'about	S_t [cm]	A_h [cm ²]	$A_{h\ adop}$ [cm ²]	Choix	S_t [cm]
Zone 1	79,85	5,26	79,85	92,46	32HA16	15	14HA16	10	9,15	10,21	13HA10	20
Zone 2	53,08	5,42	53,08	57,72	32HA12	15	14HA14	10	9,15	10,21	13HA10	20
Zone 3	23,95	4,42	23,95	51,98	32HA12	15	14HA12	10	9,15	10,21	13HA10	20
Zone 4	12,31	4,54	12,31	51,98	32HA12	15	14HA12	10	9,15	10,21	13HA10	20
Zone 5	6,2	4,3	6,2	51,98	32HA12	15	14HA12	10	9,15	10,21	13HA10	20

Tableau V.18 : Ferrailage vertical du voile type3, L = 4,65 m

Zone	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m]	σ_2 [KN/m]	Nature	L_c [m]	L_T [m]	A_v [cm ²]
Zone 1	2695,52	3774,75	2338,9	8135,6	SPC	3,61	1,04	4,86
Zone 2	2971,36	3329,54	1424,5	7814,6	SPC	3,93	0,72	2,04
Zone 3	2023,48	1838,18	374,6	4726,2	SPC	4,31	0,34	1,37
Zone 4	1234,98	923,28	393,8	2899,2	SEC	4,65	0	/
Zone 5	714,41	810,03	355,7	1892	SPC	3,93	0,74	0,52

Tableau V.19 : Choix des barres du voile type3, L = 4,65 m

Choix des barres / nappe												
Zone	A_v /nappe [cm ²]	A_{min} /nappe [cm ²]	A_{sv} [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Zone courante	S_t [cm]	Zone d'about	S_t [cm]	A_h [cm ²]	$A_{h\ adop}$ [cm ²]	Choix	S_t [cm]
Zone 1	10,86	2,08	10,86	33,9	19HA12	20	11HA12	10	6,98	10,21	13HA10	20
Zone 2	6,59	1,44	6,59	33,9	19HA12	20	11HA12	10	6,98	10,21	13HA10	20
Zone 3	9,37	0,68	9,37	33,9	19HA12	20	11HA12	10	6,98	10,21	13HA10	20
Zone 4	/	6,98	6,98	33,9	19HA12	20	11HA12	10	6,98	10,21	13HA10	20
Zone 5	1,63	1,48	1,63	33,9	19HA12	20	11HA12	10	6,98	10,21	13HA10	20

Tableau V.20 : Ferrailage vertical du voile type4, L = 4,95 m

Zone	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m]	σ_2 [KN/m]	Nature	L_c [m]	L_T [m]	A_v [cm ²]
Zone 1	2101,5	4427,08	2210,5	5925,9	SPC	3,44	1,51	9,93
Zone 2	1721,67	3852,67	2978	6456,1	SPC	3,47	1,56	9,31
Zone 3	1389,04	2151,06	1230,6	4036,8	SPC	3,79	1,16	2,85
Zone 4	1049,05	1103,24	291,1	2410,4	SPC	4,42	0,53	0,31
Zone 5	380,26	804,23	606,6	1368,8	SPC	3,44	1,51	1,81

Tableau V.21 : Choix des barres du voile type4, L = 4,95 m

Choix des barres / nappe												
Zone	$A_{v/nappe}$ [cm ²]	$A_{min/nappe}$ [cm ²]	A_{sv} [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Zone courante	S_t [cm]	Zone d'about	S_t [cm]	A_h [cm ²]	$A_{h\ adop}$ [cm ²]	Choix	S_t [cm]
Zone 1	16,28	3,02	16,28	35,03	20HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20
Zone 2	14,77	3,12	14,77	35,03	20HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20
Zone 3	6,08	3,12	6,08	35,03	20HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20
Zone 4	1,45	1,06	1,45	35,03	20HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20
Zone 5	2,97	3,02	3,02	35,03	20HA12	20	11HA12	10	7,43	10,21	13HA10	20

Tableau V.22 : Ferrailage vertical du voile type5, L = 4,4 m

Zone	N [KN]	M [KN.m]	σ_1 [KN/m]	σ_2 [KN/m]	Nature	L_c [m]	L_T [m]	A_v [cm ²]
Zone 1	2619,47	4614,2	4173,4	10126,8	SPC	3,12	1,28	10,72
Zone 2	2383,88	4323,01	3989,9	9407,8	SPC	3,09	1,31	10,46
Zone 3	1941,69	2703,31	1982,5	6395,5	SPC	3,36	1,04	4,13
Zone 4	1472,26	1570,5	760,6	4106,6	SPC	3,71	0,69	1,05
Zone 5	595,74	936,74	774,6	2128,5	SPC	3,23	1,17	1,82

Tableau V.23 : Choix des barres du voile type5, L = 4,4 m

Choix des barres / nappe												
Zone	$A_{v/nappe}$ [cm ²]	$A_{min/nappe}$ [cm ²]	A_{sv} [cm ²]	A_{adop} [cm ²]	Zone courante	S_t [cm]	Zone d'about	S_t [cm]	A_h [cm ²]	$A_{h\ adop}$ [cm ²]	Choix	S_t [cm]
Zone 1	18,43	2,56	18,43	32,77	17HA12	20	11HA12	10	6,6	10,21	13HA10	20
Zone 2	17,57	2,62	17,57	32,77	17HA12	20	11HA12	10	6,6	10,21	13HA10	20
Zone 3	8,74	2,08	8,74	32,77	17HA12	20	11HA12	10	6,6	10,21	13HA10	20
Zone 4	3,35	1,38	3,35	32,77	17HA12	20	11HA12	10	6,6	10,21	13HA10	20
Zone 5	3,42	2,34	3,42	32,77	17HA12	20	11HA12	10	6,6	10,21	13HA10	20

V.4.6 Schémas de ferraillage :

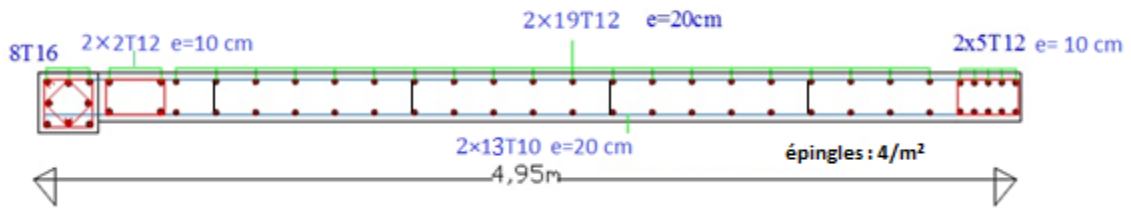


Figure V.10 : Schéma de ferraillage du voile type 1, zone 1

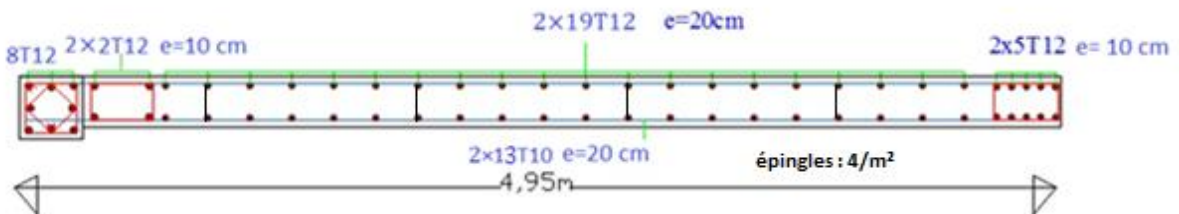


Figure V.11 : Schéma de ferraillage du voile type 1 pour les zones 2, 3, 4 et 5

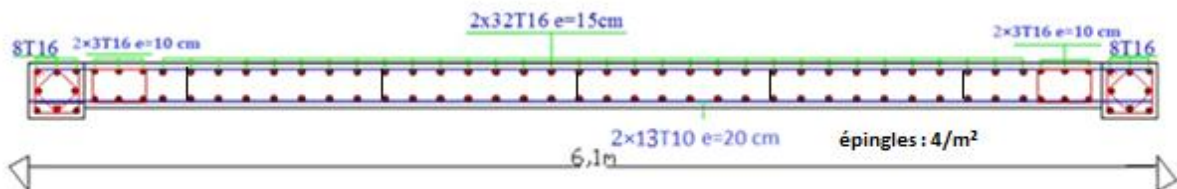


Figure V.12 : Schéma de ferraillage du voile type 2, zone 1

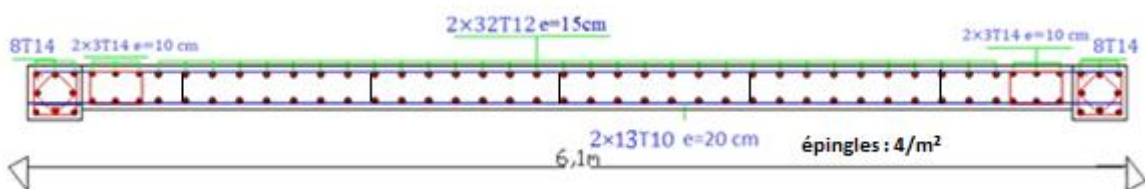


Figure V.13 : Schéma de ferraillage du voile type 2, zone 2

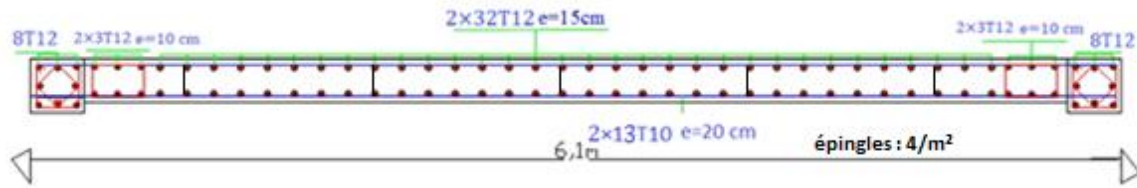


Figure V.14 : Schéma de ferraillage du voile type 2 pour les zones 3, 4 et 5

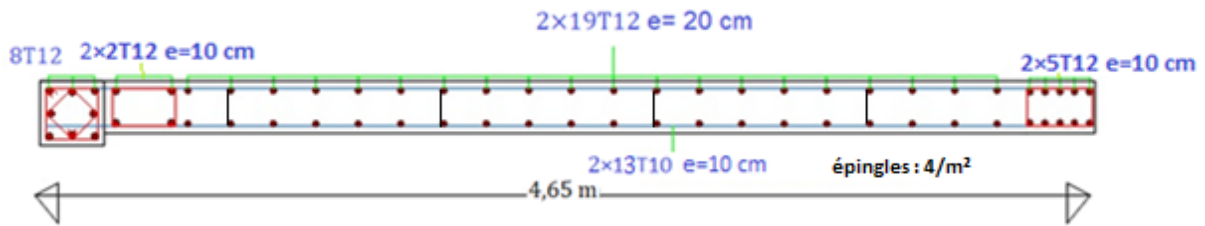


Figure V.15 : Schéma de ferraillage du voile type 3 pour les zones 1, 2, 3, 4 et 5

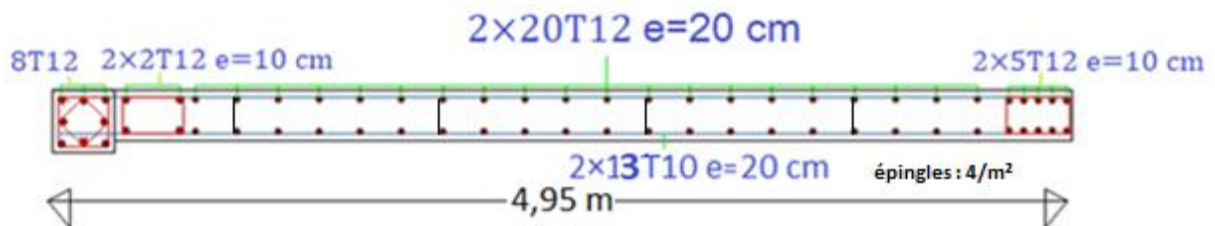


Figure V.16 : Schéma de ferraillage du voile type 4 pour les zones 1, 2, 3, 4 et 5

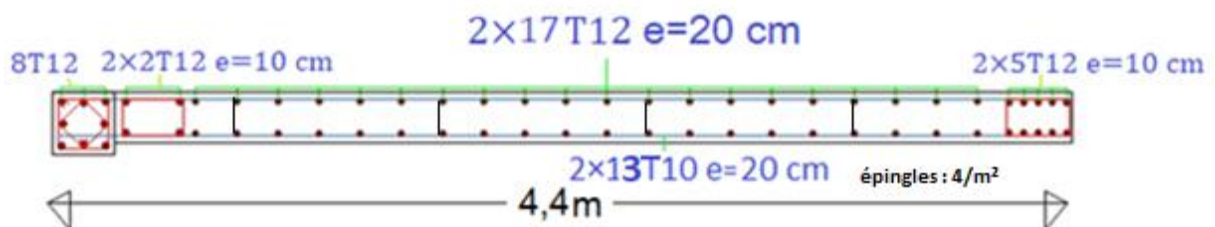


Figure V.17 : Schéma de ferraillage du voile type 5 pour les zones 1, 2, 3, 4 et 5

V.5 Conclusion :

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA, qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important que l'on peut optimiser en choisissant judicieusement la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par la réglementation en vigueur.

Il est à noter que le ferrailage minimum requis par le RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. Cela indique que le RPA privilégie la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI

VI.1 Introduction :

Les fondations sont les parties de l'infrastructure qui transmettent au sol les charges permanentes et d'exploitation supportées par la structure. Elles transmettent ces charges soit par l'intermédiaire de semelles reposant sur le sol (semelles isolées ou semelles filantes), soit par des radiers, soit par d'autres types de fondations (comme les semelles sur pieux), tout en assurant la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 Choix des fondations :

Le choix du type de fondation dépend généralement de plusieurs paramètres, parmi lesquels on cite :

- Le type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature et le poids de la superstructure.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels :

- La stabilité totale de l'ouvrage.
- Une solution facile à réaliser et économique.

VI.2.1 Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

a. Fondations superficielles :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

b. Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi-profondes)
- Fondations sur pieux (profondes)

c. Fondations spéciales :

- Fondation avec sous-pression d'eau
- Fondation en terrain instable

- Fondation anti-vibrations

VI.2.2 Choix du type des fondations :

a. Semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle (ELS).

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol = 2 bars = 0,2 MPa.

Pour cette vérification, on prend la semelle la plus sollicitée.

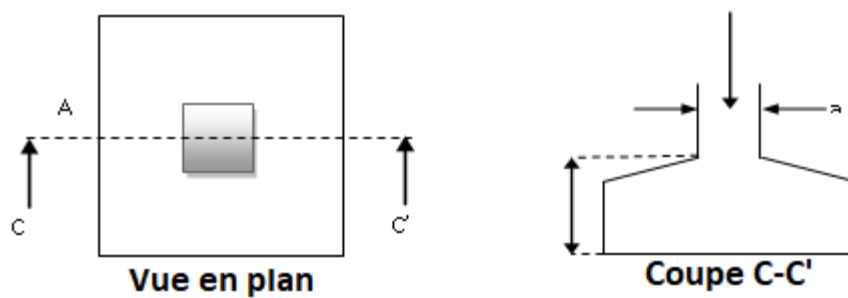


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au rapport de a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

On a :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \text{ donc } S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{2824,9225 \times 10^3}{2 \times 10^5} = 14,12 \text{ m}^2$$

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité ayant un effort maximum.

On a :

$$N_{ser}(\text{sous-sol}) = 2824,9225 \text{ KN}$$

$$A = B = \sqrt{14,12} = 3,76 \text{ m}$$

$$L_{min} = 2,6 \text{ m}$$

Il faut vérifier que $L_{min} > 1,5B$

Tel que L_{min} est l'entre-axe minimum entre deux poteaux. On a : $1,5B = 5,64$

$$m > L_{min} = 2,7 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \text{Non vérifié}$$

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

b. Semelles filantes :

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, ce qui se traduit par $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$.

La surface de la semelle est déterminée par :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad \text{donc } S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{79439,63 \times 10^3}{2 \times 10^5} = 397,2 \text{ m}^2$$

On a :

$$S_{semelles} = 397,2 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 472,35 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors : } \frac{S_s}{S_b} = 0,84$$

Conclusion :

La surface totale des semelles dépassant 50% de la surface totale du bâtiment, un radier général a été choisi comme fondation. Ce type de fondation est utilisé pour faciliter les travaux de coffrage et de ferrailage sur le chantier. Pour ce projet, nécessitant une grande surface de semelles en raison d'une charge très importante (R+9+01 sous sol), le radier général sera la solution technique la plus adaptée.

VI.3 Dimensionnement et ferrailage :

VI.3.1 Définition :

Le radier est une fondation superficielle qui fonctionne comme un plancher renversé. La dalle prend appui sur des nervures. La répartition des charges se fait sur toute la surface, il n'y a pas de risque de tassement localisé. On choisit un radier général dans les cas suivants :

- i. Sol de mauvaise qualité
- ii. Charges importantes transmises au sol

VI.3.2 Pré-dimensionnement du radier :

La surface du radier est inférieure à la surface totale de la structure, donc on adopté un radier général sur toute la surface du bâtiment.

$$S_{radier} = S_{bâtiment} = 472,35 \text{ m}^2$$

a. **Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux

$$L_{max} = 6,3 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 78,75 \text{ cm} \leq h_r \leq 126 \text{ cm}$$

❖ **Condition de rigidité :**

$$L_e = \frac{2L_{max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec :

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux points d'appuis

L_e : longueur élastique

E : module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$

b : largeur du radier (bande de 1 m)

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen,

$K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{48K(L_{max})^4}{E\pi^4}} = 3 \sqrt{\frac{48 \times 40000 \times 6,30^4}{32164195 \times \pi^4}} \quad \text{alors :} \quad h \geq 0,98 \text{ m}$$

❖ **Condition de non-poinçonnement : (CBA93, article A.5.2.4.2)**

✓ **Sous poteaux :**

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime la plus sollicitée

$N_u = 3880,2072 \text{ KN}$ (extrait de l'ETABS)

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$\mu_c = 4(a+h) = 4(0,55+h)$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 4 \times (0,55+h) \times h \times 25}{1,5}$$

$N_u \times 1,5 \leq 0,045 \times 4(0,55 + h) \times h \times 25$

$= (0,099+0,18h) \times 25h = 2,475h + 4,5h^2 - 5,82 + 4,5h^2 + 2,475h \geq 0 \longrightarrow h \geq 0,9 \text{ m}$

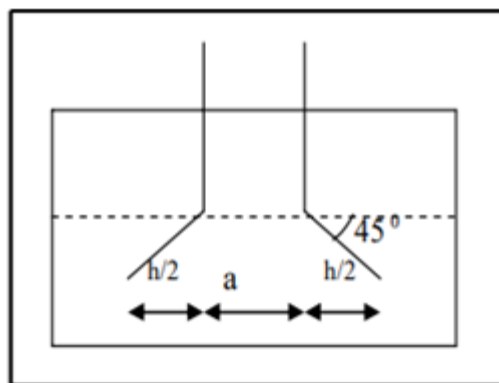


Figure VI.2 : Schéma de transmission des charges dans le cas des poteaux

✓ Sous voiles :

On prend pour la vérification le voile le plus sollicité de longueur $L = 4,8$ m

$$N_u = 4671,4189 \text{ KN (extrait de l'ETABS)}$$

$$N_u = \frac{4,67}{4,8} = 0,97 \text{ MN/ml}$$

μ_c : Périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 2(0,20 + 1 + 2h)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 2(e + b + 2h) \times h \times 25}{1,5}$$

$$1,5N_u \leq 0,045 \times 2(e + b + 2h) \times h \times 25 = 0,045 \times 2(1,20 + 2h) \times 25h$$

$$1,5N_u \leq (0,108 + 0,18h) \cdot 25h = 2,7h + 4,5h^2$$

$$2,7h + 4,5h^2 \geq 0,97 \rightarrow h \geq 0,3 \text{ m}$$

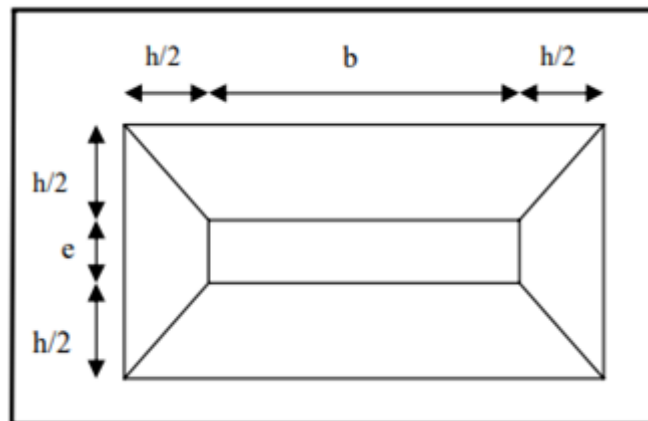


Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges dans le cas des voiles

Conclusion :

Pour répondre à toutes les exigences précédentes, une hauteur de 1,20 m a été choisie pour le radier. Le radier nervuré est plus adapté pour des grandes hauteurs du radier.

Remarque :

La surface du bâtiment dépassait la surface d'un radier général. Donc, un débord minimal supplémentaire autour du radier a été ajouté afin de faciliter les travaux de construction.

❖ **Largeur du débord :**

Pour une meilleure stabilité de notre ouvrage, nous adoptons un radier général sur toute la surface de l'ouvrage, avec un débord périphérique.

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = 65 \text{ cm}$$

on adopte $D = 0,7 \text{ m}$

La surface du débord : $S_{\text{débord}} = 0,7 \text{ m} \times \text{périmètre du bâtiment}$

A.N:

$$S_{\text{débord}} = 0,7 \times 87,2 = 61,04 \text{ m}^2$$

La surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 472,35 + 61,04 = 533,39 \text{ m}^2$$

VI.3.3 Pré-dimensionnement du radier nervuré :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{630}{10} = 63 \text{ cm, soit } h_p = 120 \text{ cm}$$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = 60 \text{ cm}$$

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

NB : La largeur des nervures doit être supérieure au plus grand côté des poteaux à la base afin que le poteau se situe à l'intérieur de la nervure. Cela assure la transmission des charges aux nervures et facilite la mise en œuvre du ferrailage.

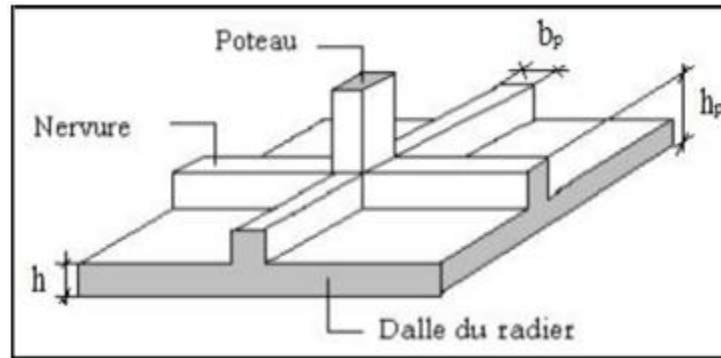


Figure VI.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

a. Epaisseur de la dalle :

$$h_{dalle} \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{630}{20} = 31,50 \text{ cm} \quad \text{soit } h_{dalle} = 50 \text{ cm}$$

b. Calcul des sollicitations :

$$G_{structure} = 67665,23 \text{ KN (extrait de l'ETABS)}$$

$$Q_{structure} = 11774,41 \text{ KN (extrait de l'ETABS)}$$

$$G_{radier} = G_{dalle} + G_{nervure}$$

$$G_{radier} = (25 \times 0,5 \times 533,39) + (0,65 \times 0,70 \times 25 \times 235) = 9340,50 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = Q_{parking} \times S_{radier} = 2,5 \times 533,39 = 1333,48 \text{ KN}$$

$$G_{total} = G_{structure} + G_{radier} = 77005,73 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = 13107,89 \text{ KN}$$

❖ **Combinaisons de calcul :**

$$\text{ELU : } N_u = 1,35G + 1,50Q = 123619,57 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_{ser} = G + Q = 90113,62 \text{ KN}$$

c. Vérification de la surface de radier :

$$\text{À l'ELU : } S_{radier} = 533,39 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1,33\sigma_{sol}} = \frac{123619,57 \times 10^{-3}}{1,33 \times 0,20} = 464,74 \text{ m}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\text{À l'ELS : } S_{radier} = 533,39 \text{ m}^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{90113,62 \times 10^{-3}}{0,20} = 450,57 \text{ m}^2 \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

VI.3.4 Caractéristiques géométriques du radier :

a. Détermination du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,45 \text{ m} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 10,75 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moment d'inertie :

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est :

$$I = (I_i + S_i \cdot d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

d_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_{xx} = 27700 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 20600 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.3.5 Vérification au cisaillement : (CBA93, art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_u = \min(0,1f_{c28}; 4\text{Mpa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{ pour une fissuration préjudiciable}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$$

$$q_u = \frac{N_u \times b}{S_r}$$

q_u : charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$b=1\text{m}$

V_u : effort tranchant à l'ELU

AN :

$$q_u = \frac{109009,67 \times 1}{533,39} = 204,37 \text{ KN/m}$$

$N_u = 109009,67 \text{ KN}$: l'effort normal appliqué à la base à l'ELU (extrait de l'ETABS)

$$V_u = \frac{204,37 \times 6,30}{2} = 643,77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{643,77}{1 \times 0,9 \times 1,20} = 596,08 \text{ KN/m}^2 = 0,596 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

VI.3.6 Vérification de la poussée hydrostatique :

L'étude du sol n'a pas détecté de nappe phréatique, mais il est nécessaire de vérifier le bâtiment contre le risque de soulèvement, Il faut s'assurer que: $W \geq F_s \times Z \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

W : poids de la structure, $W = 67665,23 \text{ KN}$ (extrait de l'ETABS)

Z : hauteur de la partie ancrée du bâtiment, $Z = 4,5 \text{ m}$

S_{rad} : surface totale du radier ($S_{rad} = 533,39 \text{ m}^2$)

F_s : coefficient de sécurité, $F_s = 1,5$

γ_w : poids volumique, $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

$$67665,23 \text{ KN} \geq 1,5 \times 4,5 \times 533,39 \times 10 = 36003,83 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

VI.3.7 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le (RPA 99 / version 2003, art.10.1.5) on doit vérifier que $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Dans le sens X-X : } e = \frac{141597,96}{70020,11} = 2,02 \text{ m} \leq \frac{23,50}{4} = 5,88 \text{ m} \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\text{Dans le sens Y-Y: } e = \frac{156464,10}{70020,11} = 2,23 \text{ m} \leq \frac{20,10}{4} = 5,03 \text{ m} \quad \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

Donc, il n'y a pas de risque de renversement.

VI.3.8 Évaluation et vérification des contraintes sous le radier :

(DTR BC 2.3.3.1, art3.5.4.1)

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec la résistance du sol situé sous le radier afin d'éviter le risque de rupture. Les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties ; leurs diagrammes ont une forme triangulaire ou trapézoïdale. Cela est dû au fait que la résultante des charges verticales n'est pas située au centre de gravité de l'aire du radier. La valeur de la contrainte de référence est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,5\sigma_{adm}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

$$M = N \times e$$

Avec :

$$e_x = |X_{G\ rad} - X_{G\ str}| = 0,84\ m$$

$$e_y = |Y_{G\ rad} - Y_{G\ str}| = 0,79\ m$$

N : effort normal appliqué à la surface du radier (dû aux charges verticales).

M : moment fléchissant appliqué à la surface du radier.

B : surface totale du radier, B = 533,39 m²

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

À cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G ± E.
- Aux contraintes de compression (tassement) avec la combinaison G + Q + E.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous le radier

	0,8G + E		0,8G - E		G + Q + E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N [KN]	54132,19	54132,18	54132,18	54132,18	79439,64	79439,64
M _{radier} [KN.m]	45471,03	42764,42	45471,03	42764,42	66620,45	72647,15
V [m]	12,45	10,75	12,45	10,75	12,45	10,75
I [m ⁴]	27700	20600	27700	20600	27700	20600
σ ₁ [MPa]	121,92	123,8	121,92	123,8	178,93	181,68
σ ₂ [MPa]	81,05	79,17	81,05	79,17	118,94	116,18
σ _{moy} [MPa]	111,71	112,65	111,71	112,65	163,93	165,31
σ _{adm} [MPa]	200	200	200	200	200	200
1,5σ _{adm}	350	350	350	350	350	350
Observation	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié	vérifié

VI.3.9 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renforcé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher. La fissuration est considérée préjudiciable. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre côtés.

VI.3.9.1 Ferrailage de la dalle du radier :**VI.3.9.1.1 Calcul du ferrailage :**

Remarque : Pour le ferrailage de la dalle, le sens X-X représente le sens de la plus petite portée, tandis que Y-Y représente le sens de la plus grande portée.

a. Détermination des efforts :

Si $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ la dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle.

Avec :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée}$$

Panneau de rive :

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y}$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_{0x} \text{ (appuis de rive)}$$

Panneau intermédiaire :

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y}$$

Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

b. Valeur de la pression sous radier :

Le calcul de σ_{moy} suit le même processus que celui décrit dans **VI.3.8**, avec une différence notable dans l'application des combinaisons de charges pour les vérifications des États Limites Ultimes (ELU) et des États Limites de Service (ELS).

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_{moy} + 1,35G_{radier} = 230,25 \text{ KN/m}^2 + 1,35 \times (25 \times 0,50) = 247,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma_{moy} + G_{radier} = 167,80 \text{ KN/m}^2 + 25 \times 0,50 = 180,30 \text{ KN/m}^2$$

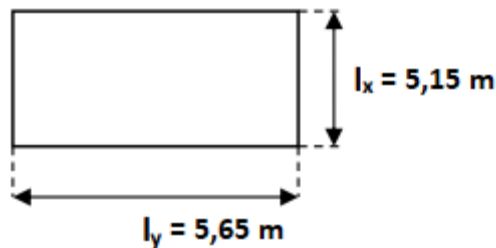
c. Calcul du moment en travée et sur appuis à l'ELU :

Figure VI.5 : Le panneau du radier le plus sollicité

$$l_y = 6,30 - 0,65 = 5,65 \text{ m} \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée}$$

$$l_x = 5,80 - 0,65 = 5,15 \text{ m} \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée}$$

$$\alpha = \frac{5,15}{5,65} = 0,91 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

On travaille sur le panneau le plus sollicité

❖ Calcul des moments :

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires

On a $\alpha = 0,91$

$$\mu_x = 0,046 \longrightarrow M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 301,51 \text{ KN.m/m}$$

$$\mu_y = 0,778 \longrightarrow M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 234,57 \text{ KN.m/m}$$

Panneau intermédiaire :**Moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 226,13 \text{ KNm/m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 175,93 \text{ KNm/m}$$

Moments sur appui :

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 150,76 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_{0x} = 150,76 \text{ KN.m/m}$$

d. Calcul du ferrailage :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, f_e = 500 \text{ MPa}, \sigma_s = 434,78 \text{ MPa},$$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, d = 0,9h = 45 \text{ cm}$$

En travée

En travée : Si l'on utilise des barres HA16 pour le ferrailage, les hauteurs utiles d_x et d_y sont déterminées comme suit :

$$d_x = d - c - \phi/2 = 50 - 5 - 0,8 = 44,2 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \phi = 44,20 - 1,6 = 42,60 \text{ cm}$$

Suivant X :

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{226,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,442^2 \times 14,17} = 0,08 < \mu_1 \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08}) = \alpha = 0,10 < 0,259 \longrightarrow \text{pivot A}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = d(1 - 0,4\alpha) = 0,42 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{235 \times 10^{-3}}{0,42 \times 434,78} = 12,38 \text{ cm}^2$$

$$1\text{HA16} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Nombre de barres : $n = 12,38 / 2,01 = 6,16 \rightarrow 7$ barres HA16

Espacement : $e = 100 / 7 = 14,29 \text{ cm} \rightarrow 7$ barre HA16/14 cm (parallèles à X)

Suivant Y :

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{bd_y^2 f_{bu}} = \frac{175,93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,426^2 \times 14,17} = 0,07 < \mu_1 \longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07}) = \alpha = 0,09 < 0,259 \longrightarrow \text{pivot A}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = d(1 - 0,4\alpha) = 0,41 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{175,93 \times 10^{-3}}{0,41 \times 434,78} = 9,87 \text{ cm}^2$$

$$1\text{HA16} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Nombre de barres : $n = 9,87 / 2,01 = 4,91 \rightarrow 5$ barres HA16

Espacement : $e = 100 / 5 = 20\text{cm} \rightarrow 5$ barres HA16/20 cm (parallèles à Y)

Sur appui

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{150,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,445^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) = \alpha = 0,06 < 0,259 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,43 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{156,67 \times 10^{-3}}{0,43 \times 434,78} = 8,07 \text{ cm}^2$$

$$1\text{HA16} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Nombre de barres : $n = 8,07 / 2,01 = 4,01 \rightarrow 4$ barres HA16

Espacement : $e = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \rightarrow 4$ barre HA16/25 cm

VI.3.9.1.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

Suivant X :

$$V_x = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2l_x + l_y} = \frac{247,13 \times 5,15 \times 5,65}{2 \times 5,15 + 5,65} = 450,84 \text{ KN/ml}$$

$$\tau = \frac{450,84}{1000 \times 0,90 \times 0,50} = 1 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Suivant Y :

$$V_y = \frac{q \cdot l_x}{3} = \frac{247,13 \times 5,15}{3} = 424,24 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{424,24}{1000 \times 0,90 \times 0,50} = 0,94 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Conclusion : Alors le béton seul peut reprendre les efforts de cisaillement et on n'a pas besoin d'armatures transversales.

VI.3.9.1.3 Condition de non-fragilité : (BAEL 91 modifiée 99, art.B.7.4)

Sens X-X :

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h \times \frac{(3-a)}{2} = 3,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$$\rho_0 = 0,0006 \text{ pour les aciers Fe500}$$

Sens-Y-Y :

$$A_{\min} \geq \rho_0 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.9.1.4 Vérification à l'ELS :

Pour l'acier on a :

Fissuration préjudiciable

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{nft28}\right)$$

$$n = 1,6 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\sigma_{st} \leq \min(333,33 ; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Pour le béton on a :

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau VI.2 : Vérification à l'ELS du ferrailage de la dalle du radier

		En travée		Sur appui
		Suivant-X	Suivant-Y	Suivant X et Y
ELS	$0.5 b y^2 + 15 A_s (y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	10,74	9,86	9,74
	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$ [cm ⁴]	277580,03	193542,91	174011,83
	M_s [KN.cm]	16470	12835	10999
	$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	6,37	6,54	6,16
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée
	$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d-y)}{I}$ [MPa]	297,8	325,68	326,72
	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	201,63	201,63	201,63
	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	condition non vérifiée	condition non vérifiée	condition non vérifiée

La condition $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section du ferrailage.

Nous devons prévoir une nouvelle section d'armatures plus importante, alors on adopte :

- En travée suivant X : 6HA20
- En travée suivant Y : 6HA20
- Sur appuis suivant X et Y : 8HA16

Tableau VI.3 : Vérification à l'ELS avec les nouvelles sections d'acier

		En travée		Sur appui
		Suivant-X	Suivant-Y	Suivant X et Y
ELS	$0.5 by^2 + 15 A_s(y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	16,2	16,2	12,39
	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s(d - y)^2$ [cm ⁴]	363276	338678,5	307490,89
	M_s [KN.cm]	16470	12835	10999
	$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	7,41	6,19	4,43
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée
	$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s(d-y)}{I}$ [MPa]	186,68	146,82	170,69
	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	201,63	201,63	201,63
	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée

VI.3.9.1.5 Synthèse des dimensions des armatures de la dalle du radier :

Voici la synthèse des dimensions des armatures de dalle du radier :

Tableau VI.4 : Synthèse des dimensions des armatures de la dalle

		M [KN.m]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	St [cm]
X-X	Appui	156,67	3,13	8HA16	12
	Travée	235	3,13	6HA20	15
Y-Y	Appui	156,67	3	8HA16	12
	Travée	182,83	3	6HA20	15

VI.3.9.1.6 Dispositions constructives et schéma de ferrailage :

- a. Vérifications de dispositions d'armature : (BAEL 91 modifiée 99, art.A.8.2.42)

Suivant X-X :

$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$ pour les charges réparties

Alors : $S_t \leq \min (150 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Avec :

h : hauteur de la dalle, $h = 50 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

Suivant Y-Y :

$S_t \leq \min (3h ; 45 \text{ cm})$ pour les charges réparties

Alors : $S_t \leq \min (150 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Avec :

h : hauteur de la dalle, $h = 50 \text{ cm}$

$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ condition vérifiée

Remarque : La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de HA12, généralement appelées *(Chaises)*, donc on prévoit : 04 chaises de HA12

b. Schéma de ferrailage :

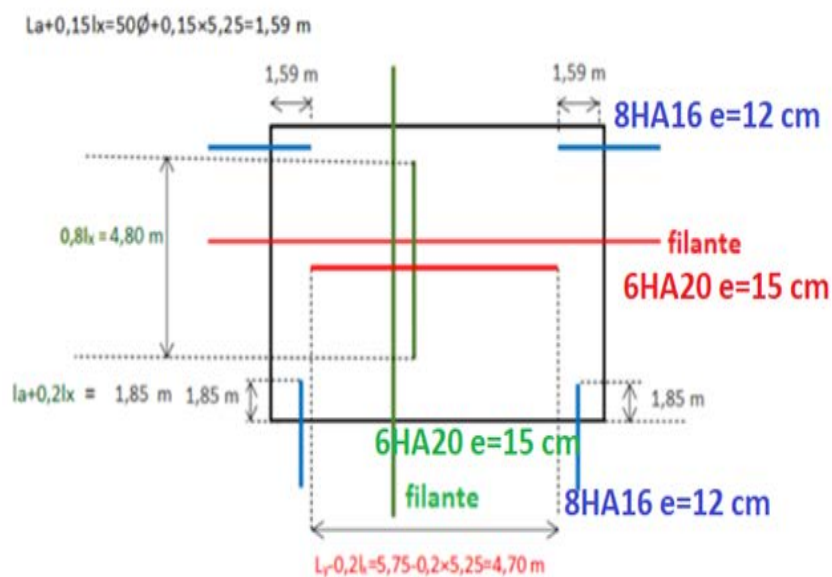


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier, y compris les arrêts des barres

VI.3.9.2 Ferrailage des débords :

VI.3.9.2.1 Calcul du ferrailage :

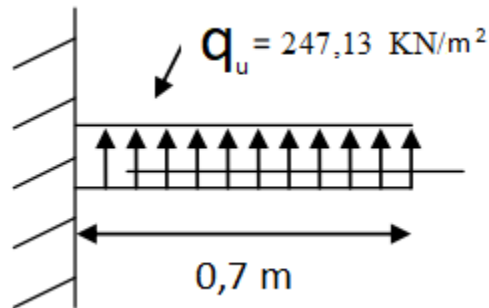


Figure VI.7 : Débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $l=0,7$ m. Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 mètre à l'ELU.

Données :

$$q_u = 247,13 \text{ KN/m}^2, b = 100 \text{ cm}, h = 50 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

Calcul :

$$M_u = \frac{q l^2}{2} = 60,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}} = 9,50 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 9,50 \times 10^{-3}}) = 0,01$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times 0,01) = 44,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{60,55 \times 10^{-3}}{0,4482 \times 434,78} = 3,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,11 \text{ cm}^2$$

VI.3.9.2.2 Condition de non-fragilité : (BAEL 91 modifiée 99, art.A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Alors on opte le ferrailage minimal : $A_s = A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2$

$$A_{s \text{ adopté}} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

VI.3.9.2.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

Sachant que : $V_u = q_u \cdot l = 172,99 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0,38 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors le béton seul peut reprendre les efforts de cisaillement et on n'a pas besoin d'armatures transversales.

Remarque : Le ferrailage du débord est généralement le prolongement du ferrailage du radier.

VI.3.9.3 Ferrailage des nervures :

Ce sont des poutres disposées le long du radier, de section 120 x 65 cm. Le calcul du ferrailage s'effectue en travée et sur appuis à la flexion simple.

VI.3.9.3.1 Sollicitations de calcul :

D'après l'ETABS, on a :

Nervure principale :

Tableau VI.5 : Moments de la nervure principale

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]	Travée	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A	566,16	426,63	AB	-1009,29	-735,51
B	417,20	309,29	BC	-226,46	-165,01
C	-797,08	-534,11	CD	585,61	427,23
D	1309,09	1011,21	DE	-910,15	-799,74
E	574,83	375,66	EF	-363,36	-265,19
F	109,70	90,27			

Nervure secondaire :

Tableau VI.6 : Moments de la nervure secondaire

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]	Travée	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A	60,14	43,53	AB	-287,75	-207,27
B	-443,87	-276,54	BC	255,71	186,38
C	452,36	288,80	CD	275,07	200,61
D	715,88	480,82	DE	-538,59	-392,63
E	76,04	55,14			

VI.3.9.3.2 Calcul du ferrailage :

a. Nervure principale :

En travée :

Nous avons : $h = 1,20$ m, $d' = 0,05$ m, $d = h - d' - \emptyset 20/2 = 1,14$ m (supposant HA20),

$$b_0 = 0,65 \text{ m}, f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}, f_{su} = 434,78 \text{ MPa}$$

Notons que : $M_u = M_t = 910,15$ KN.m

$$\mu = \frac{u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{910,15 \times 10^{-3}}{0,65 \times 1,14^2 \times 14,17} = 0,08 \leq 0,187 \text{ alors pivot A donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,104$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = d(1 - 0,4\alpha) = 1,09 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{910,15 \times 10^{-3}}{1,10 \times 434,78} = 19,03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 19,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 19,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$n = 19,03/3,14 = 6,06$ on prend 6HA20

Sur appui :

Nous avons : $h = 1,20$ m, $d' = 0,05$ m, $d = h - d' - \emptyset 25/2 = 1,1375$ m (Supposant HA25),

$$b = 0,65 \text{ m}, f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}, f_{su} = 434,78 \text{ MPa}$$

Notons que : $M_u = M_a = 1309,09$ KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,309}{0,65 \times 1,1375^2 \times 14,17} = 0,11 \leq 0,187 \text{ alors pivot A donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,146$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,07 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{1,309}{1,07 \times 434,78} = 28,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 28,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend HA25=4,91 cm²

n= 28,14/4,91= 5,73 On prend 6HA25

b. Nervure secondaire :

En travée :

Nous avons : h = 1,20m, d' = 0,05 m , d = h - d' - Ø20/2 = 1,14 m (supposant HA20),

b₀ = 0,65 m, f_{bu} = 14,17 MPa, f_{su} = 434,78 MPa

Notons que : M_u = M_t = 538,59 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,539}{0,65 \times 1,14^2 \times 14,17} = 0,05 \leq 0,187 \text{ alors pivot A donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,05}) = 0,06$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = d(1 - 0,4\alpha) = 1,11 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{0,539}{1,11 \times 434,78} = 11,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 11,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 11,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

N = 11,17/ 3,14 = 3,55 on prend 4HA20

Sur appui :

Nous avons : h = 1,20 m, d' = 0,05 m, d_y = h - d' - Ø25/2 = 1,1375 m (supposant HA25),

b = 0,65 m, f_{bu} = 14,17 MPa, f_{su} = 434,78 MPa

Notons que : M_u = M_a = 715,88 KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{715,88 \times 10^{-3}}{0,65 \times 1,1375^2 \times 14,17} = 0,06 \leq 0,187 \text{ alors pivot A donc } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,08$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = d(1-0,4\alpha) = 1,10 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}} = \frac{715,88 \times 10^{-3}}{1,10 \times 434,78} = 14,97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_s = 14,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{HA25} = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{HA25} = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$N = 14,83/4,91 = 3,05 \text{ on prend 4HA25}$$

VI.3.9.3 vérification à l'ELS :

Voici les résultats de la vérification à l'ELS :

Tableau VI.7 : Vérification à l'ELS du ferrailage des nervures

	En travée		Sur appui	
	Nervure P	Nervure S	Nervure P	Nervure S
$0.5 b y^2 + 15 A_s (y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	29,47	24,49	35,51	29,62
$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$ [cm ⁴]	2488493,44	1712049,51	3525995,83	2451524,17
M_s [KN.cm]	79974	39263	101121	48082
$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	9,47	5,62	10,18	5,81
$\overline{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée
$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d-y)}{I}$ [MPa]	316,95	303,16	414,61	406,32
$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	201,63	201,63	201,63	201,63
$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$	condition non vérifiée	condition non vérifiée	condition non vérifiée	condition non vérifiée

La condition $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section de ferrailage.

Il est nécessaire de prévoir une nouvelle section d'armatures plus importante :

- Nervure principale en travée : 6HA25+12HA16 = 53,58 cm²
- Nervure principale sur appui : 6HA25 + 10HA20 = 60,86 cm²
- Nervure secondaire en travée : 4HA25+4HA16 = 27,68 cm²
- Nervure secondaire sur appui : 4HA25 + 4HA20= 32,2 cm²

Tableau VI.8 : Vérification à l'ELS avec les nouvelles sections d'acier

		En travée		Sur appui	
		Nervure P	Nervure S	Nervure P	Nervure S
ELS	$0.5 b y^2 + 15 A_s (y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	34,2	32,52	47,05	26,88
	$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$ [cm ⁴]	5952679,59	3318731,05	6373063,15	3969848,62
	M_s [KN.cm]	79974	39263	101121	48082
	$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	4,59	3,85	7,47	3,26
	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15	15
	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée
	$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d-y)}{I}$ [MPa]	160,31	139,71	159,82	155,73
	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	201,63	201,63	201,63	201,63
	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée

VI.3.9.3.4 Condition de non-fragilité : (BAEL 91 modifié 99, art. A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI.3.9.3.5 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$V_u = 1126,24 \text{ KN (extrait de l'ETABS)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \tau_u = \frac{1,12624}{0,55 \times 1,15} = 1,78 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

Alors le béton seul peut reprendre les efforts de cisaillement.

VI.3.9.3.6 Synthèse des dimensions des armatures longitudinales des nervures :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Synthèse des dimensions des armatures longitudinales des nervures

Nervure principale	M_{ser} [KN.m]	A_s adopté [cm ²]	A_{\min} [cm ²]	choix	S_t [cm]
Travée	799,74	42,96	5,74	6HA25+12HA16	10 cm
Appui	1011,21	60,86	5,74	6HA25+10HA20	10 cm
Nervure secondaire	M_{ser} [KN.m]	A_s adopté [cm ²]	A_{\min} [cm ²]	choix	S_t [cm]
Travée	392,63	20,60	5,74	4HA25+4HA16	10 cm
Appui	480,82	32,2	5,74	4HA25+4HA20	10 cm

VI.3.9.3.7 Armatures transversales :

On a selon le BAEL 91 modifiée 99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(3,42; 6,5; 2,5) = 2,5 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales

ϕ_t : diamètre minimal des armatures transversales

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

On a selon (RPA 99 / version 2003), art.7.5.2.2 :

En Zone nodale on a $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = \min(30; 19,2)$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

En Zone courante on a $S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm}$, on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Conditions supplémentaires :

1. $S_t \geq 7 \text{ cm}$ avec $S_{t \text{ min}} = 7 \text{ cm}$
2. $S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(103,5; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$
3. $\frac{Atfe}{bSt} \geq 0,4 \text{ MPa}$

3.1 En Zone nodale : $\frac{2,37 \times 10^{-3} \times 500}{0,65 \times 0,15} = 12,15 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa}$ vérifié

3.2 En Zone courant : $\frac{3,16 \times 10^{-3} \times 500}{0,65 \times 0,20} = 12,15 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ MPa}$ vérifié

4. $\phi_t \leq 12 \text{ mm}$ On choisit $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il est nécessaire de prévoir une armature de peau dont la section dépend du risque de fissuration admissible. Pour ces armatures de peau, l'utilisation de barres à haute adhérence est plus efficace que celle des ronds lisses.

On prend $A_p = 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2$

Tableau VI.10 : Ferrailage transversale de la nervure

Section [cm]	Zone	S_t [cm]	ϕ_t [cm ²]	A_t [cm ²]	Choix de section	
(65 × 120)	Nodale	15	1	2,37	4,74	6Ø10
	Courante	20	1	3,16	4,74	6 Ø10

VI.3.9.4 Schéma de ferrailage du radier :

Ci-dessous, on le schéma de ferrailage du radier dans le cas le plus défavorable

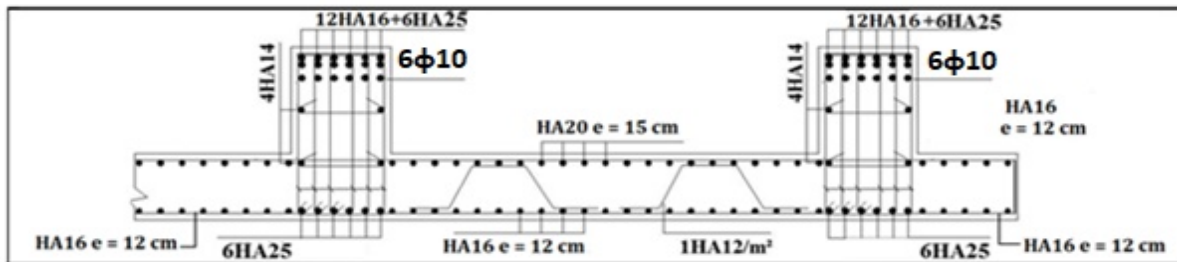


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage du radier en travée

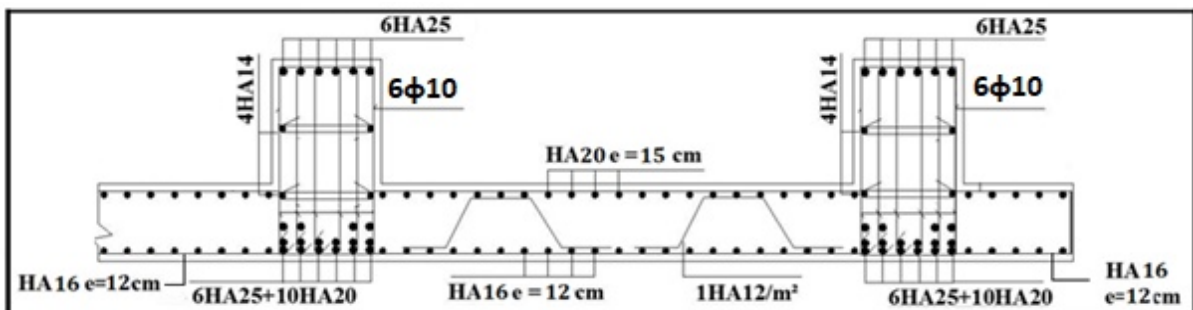


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du radier sur appui

VI.4 Ferrailage du voile périphérique :

VI.4.1 Introduction :

Selon le RPA 99 / version 2003, stipulé par l'article 10.1.2, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment doivent comporter un mur périphérique situé entre le niveau des fondations et le niveau de base. Ce mur doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale doit être de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures doit être de 0,1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité de manière importante.
- La longueur de recouvrement doit être de 50ϕ , avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

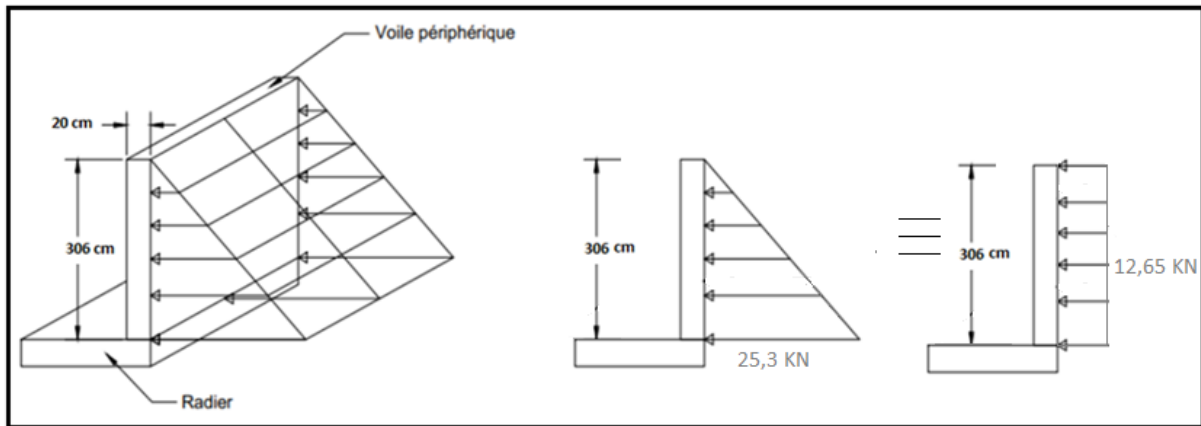


Figure VI.10 : Schéma statique du voile périphérique

VI.4.2 Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable ($l_x = 2,56$ m, $l_y = 5,875$ m). Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1 mètre se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = \gamma \cdot h \cdot K_a$$

Avec :

γ : poids volumique des terres, $\gamma = 15,6$ KN/m³

K_a : coefficient de poussée, $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,53$

h : hauteur de mur du voile, $h = 3,06$ m

ϕ : angle de frottement, $\phi = 18^\circ$

$$Q = 15,6 \times 3,06 \times 0,53 = 25,3 \text{ KN/m}^2$$

On fait le calcul en considérant une distribution uniforme équivalente à :

$$Q_{moy} = \frac{Q}{2} = \frac{25,3}{2} = 12,65 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.3 Sollicitations de calcul :

Pour la détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur la dalle, on utilise la méthode indiquée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99.

Les moments isostatiques extrêmes au centre du panneau ont pour valeurs :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

Avec :

μ_x, μ_y : Coefficients donnés en fonction de $(\alpha = \frac{l_x}{l_y})$

On a $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,56}{5,875} \approx 0,45 > 0,4 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y

	ELU (v=0)	ELS (v=0,2)
μ_x	0,102	0,105
μ_y	/	0,333

a. Sollicitations à l'ELU :

$$q_u = 1,35 \cdot Q_{moy} = 17,08 \text{ KN.m/ml}$$

▪ **Les moments isostatiques :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,102 \times 17,08 \times (2,56)^2 = 11,42 \text{ KN.m/ml}$$

▪ **Calcul des moments réels :**

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode de Caquot) :

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 11,42 = 5,71 \text{ KN.m/ml}$$

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 11,42 = 8,57 \text{ KN.m/ml}$$

b. Sollicitations à l'ELS :

$$q_s = Q_{moy} = 12,65 \text{ KN/ml}$$

▪ **Les moments isostatiques :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,105 \times 12,65 \times (2,56)^2 = 8,71 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,333 \times 8,71 = 2,9 \text{ KN.m/ml}$$

▪ **Calcul des moments réels :**

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode de Caquot) :

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 8,71 = 4,36 \text{ KN.m/ml}$$

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 8,71 = 6,53 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 2,9 = 2,18 \text{ KN/ml}$$

Le tableau suivant récapitule les moments de calcul du ferrailage:

Tableau VI.12 : Moments de calcul du voile périphérique

Sollicitation			Valeur maximale	
			Appui	Travée
Moment	ELU	M_x [KN.m/ml]	5,71	8,57
		M_y [KN.m/ml]	/	/
	ELS	M_x [KN.m/ml]	4,36	6,53
		M_y [KN.m/ml]	4,36	2,18

VI.4.4 Résultats de ferrailage du voile périphérique et vérifications :

a. Ferrailage à l'ELU :

Tableau VI.13 : Résultats de ferrailage du voile périphérique

	Sur appui	En travée	A_{RPA}^{min} [cm ²]
Suivant X	0,78	1,17	2

Pour le ferrailage suivant Y on a :

$$A_s (\text{sens Y}) = \frac{A_s (\text{sens X})}{4} = \frac{1,17}{4} = 0,3 \text{ cm}^2$$

b. Vérification du ferrailage minimal ($A_s \geq A_{min}$) :

$$A_s^{min} \geq \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{500} = 1,74 \text{ cm}^2 \text{ (armatures minimales) n'est pas vérifié}$$

Alors on adopte le ferrailage minimal, $A_s = 1,74 \text{ cm}^2$

On choisit : 5HA8 = 2,51

c. Vérification à l'ELS :

Les résultats de la vérification à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Vérification à l'ELS du ferrailage du voile périphérique

	En travée		Sur appui
	Suivant-X	Suivant-Y	Suivant X et Y
$0,5by^2 + 15 A_s (y-d) = 0 \rightarrow y$ [cm]	3,324	3,324	3,324
$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2$ [cm ⁴]	9333,47	9333,47	9333,47
M_s [KN.m]	6,53	2,18	4,36
$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot y}{I}$	2,33	0,77	1,55
$\bar{\sigma}_{bc}$	15	15	15
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée
$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s (d-y)}{I}$ [MPa]	154,02	51,42	102,84
$\bar{\sigma}_s$ [MPa] (f préjudiciable)	201,63	201,63	201,63
$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$	condition vérifiée	condition vérifiée	condition vérifiée

VI.4.5 Schéma de ferrailage :

Nous disposons donc deux nappes d'armatures avec 5HA8 avec $S_t=20$ cm, verticalement et horizontalement, en travée et sur appuis (par mètre linéaire).

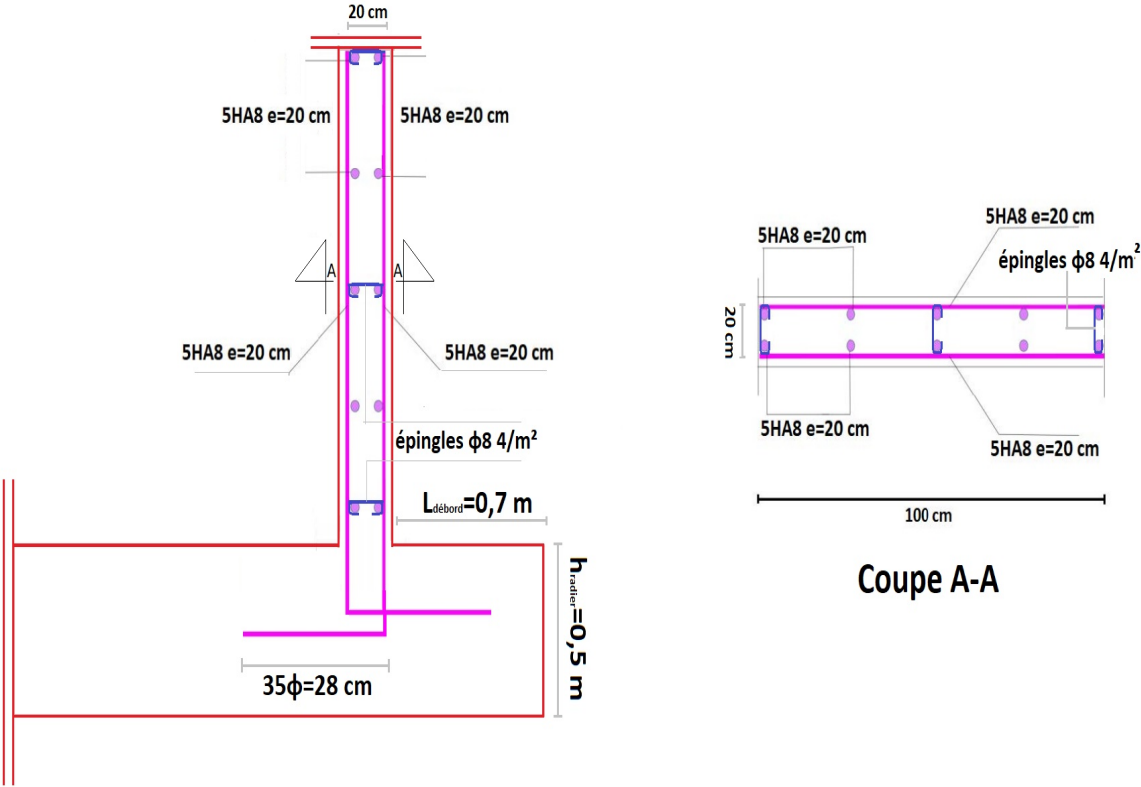


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études a couronné cinq années d'enseignement fructueux et enrichissant à l'École Nationale Polytechnique. Il constitue une synthèse des connaissances acquises au cours de cette période. Nous avons approfondi notre savoir en nous appuyant sur des documents techniques et réglementaires, et mis en évidence les principes fondamentaux à respecter dans la conception des structures des bâtiments.

Actuellement, les séismes, en tant que charges dynamiques, constituent l'une des actions les plus importantes et dangereuses à prendre en compte dans la conception et le calcul des structures. Par conséquent, il est crucial que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toute conception inadéquate.

Dans notre étude sismique, plusieurs dispositions des voiles ont été testées. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes de participation massique, d'effort, de période et de déplacement. La quantité de voiles n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure ; c'est la disposition optimale qui permet d'obtenir des résultats satisfaisants, se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie sur les quantités de béton et d'acier.

La conception de notre structure répond en grande partie aux exigences techniques et architecturales, assurant sécurité et durabilité, conformément et rigoureusement aux normes en vigueur (RPA 99 / version 2003, D.T.R.C 2.4.1, BAEL 91 modifié / 99, CBA99).

Finalement, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de prendre des décisions tout au long de son étude afin de minimiser les risques et de faciliter l'exécution de l'ouvrage, en adoptant une conception optimale répondant aux exigences architecturales et sécuritaires. Ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, nous a permis de découvrir les divers problèmes que l'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] DTR B.C.2.48, RPA 99 / version 2003 (Règles parasismiques algériennes 1999, version 2003), 2004. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- [2] DTR B.C.2.41, CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), 1994. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- [3] DTR B.C.2.2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation), 1989. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- [4] BAEL 91 modifié 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites), Paris, 1999.
- [5] M. Belazougui, Calcul des ouvrages en béton armé, OPU.
- [6] N. Baouche, Cours Structures en béton armé (ENP génie civil), 2023.
- [7] M. Cherrak, Cours Béton armé 1 et 2 (ENP génie civil), 2023.
- [8] A. Bourzam, Cours Bâtiment (ENP génie civil), 2023.
- [9] DAHMANI Hocine et MOULLA Kamila, Etude d'un bâtiment R+8 avec sous-sol contreventé par voiles porteurs (UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ -BOUIRA -), 2017.
- [10] MANSOURI Redha, Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et de commerces « SS+RDC+08 étages » en béton armé contreventé par voiles (ENP génie civil), 2017.

Logiciels :

- [11] ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems)
- [12] RPA99 (Logiciel de calcul du spectre de réponse selon le RPA)
- [13] Autodesk AutoCAD 2016
- [14] Microsoft Office Word 2007
- [15] Microsoft Office Excel 2007

Annexes

Annexe 1 : Tableau des sections équivalentes

Diamètre	1 barre	2 barres	3 barres	4 barres	5 barres	6 barres	7 barres	8 barres	9 barres	10 barres
4	0,126	0,251	0,377	0,503	0,628	0,754	0,880	1,005	1,131	1,257
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,374	1,571	1,767	1,963
6	0,283	0,565	0,848	1,131	1,414	1,696	1,979	2,262	2,545	2,827
7	0,385	0,770	1,155	1,539	1,924	2,309	2,694	3,079	3,464	3,848
8	0,503	1,005	1,508	2,011	2,513	3,016	3,519	4,021	4,524	5,027
10	0,785	1,571	2,356	3,142	3,927	4,712	5,498	6,283	7,069	7,854
12	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179	11,310
14	1,539	3,079	4,618	6,158	7,697	9,236	10,776	12,315	13,854	15,394
16	2,011	4,021	6,032	8,042	10,053	12,064	14,074	16,085	18,096	20,106
20	3,142	6,283	9,425	12,566	15,708	18,850	21,991	25,133	28,274	31,416
25	4,909	9,817	14,726	19,635	24,544	29,452	34,361	39,270	44,179	49,087
32	8,042	16,085	24,127	32,170	40,212	48,255	56,297	64,340	72,382	80,425
40	12,566	25,133	37,699	50,265	62,832	75,398	87,965	100,531	113,097	125,664
50	19,635	39,270	58,905	78,540	98,175	117,810	137,445	157,080	176,715	196,350

Annexe 2 : Valeurs de μ_x et μ_y pour l'ELU et l'ELS

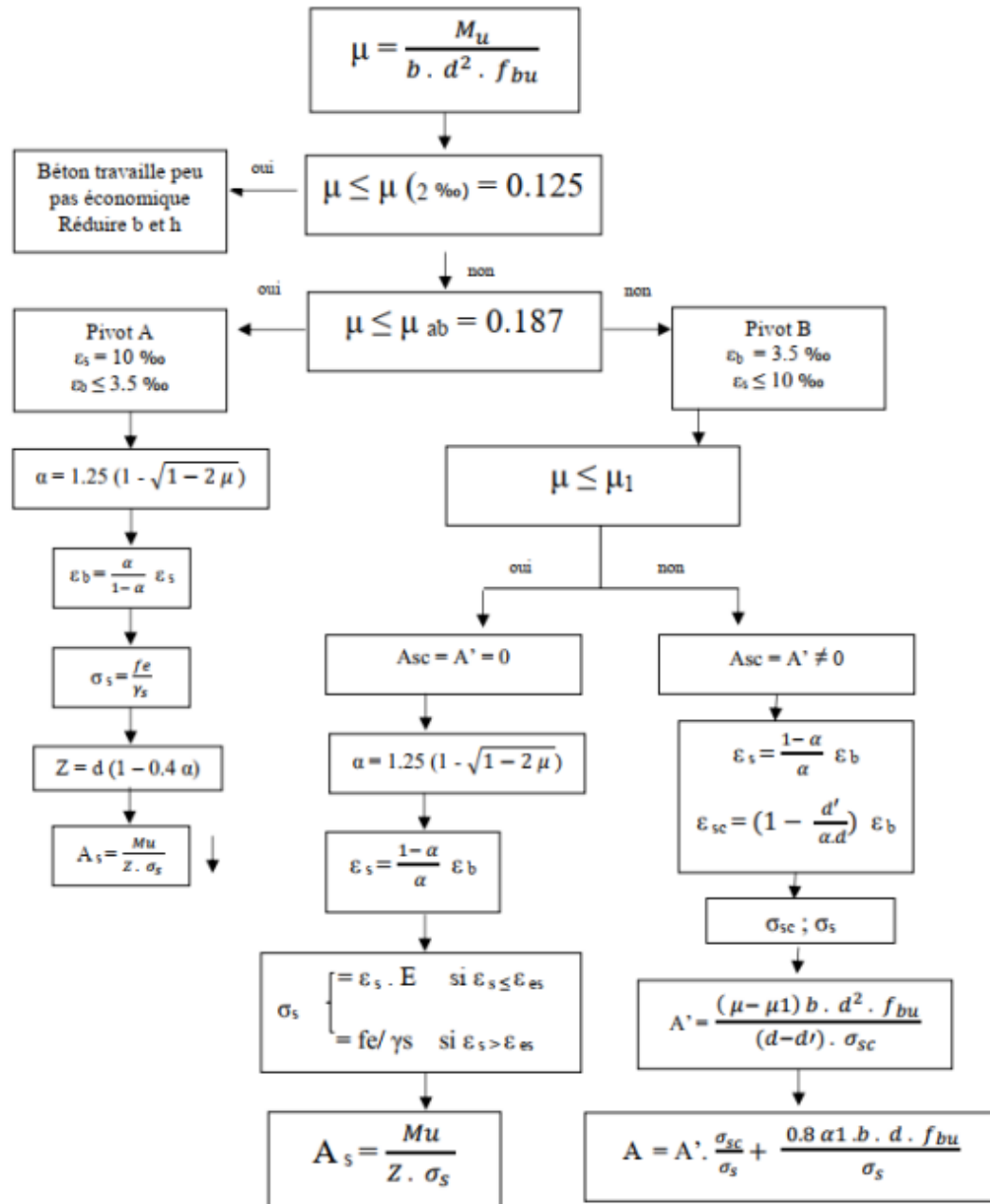
$\alpha = I_x/I_y$	$v = 0$		$v = 0,2$	
	$\mu_x = M_{ox}/ql_x^2$	$\mu_y = M_{oy}/M_{ox}$	μ_x	μ_y
0,40	0,110	*	0,112	0,293
0,45	0,102	*	0,105	0,333
0,50	0,095	*	0,098	0,373
0,55	0,088	*	0,092	0,420
0,60	0,081	0,305	0,086	0,476
0,65	0,0745	0,369	0,080	0,530
0,70	0,068	0,436	0,074	0,585
0,75	0,062	0,509	0,0685	0,643
0,80	0,056	0,595	0,063	0,710
0,85	0,051	0,685	0,058	0,778
0,90	0,046	0,778	0,053	0,846
0,95	0,041	0,887	0,043	0,923
1,00	0,037	1,000	0,044	1,000

*Les valeurs de $\mu_y < 0,25$ ne sont pas prises en considération étant donné que les armatures de flexion dans le sens de la grande portée l_y doivent être au moins égales en % au quart des armatures dans le sens l_x .

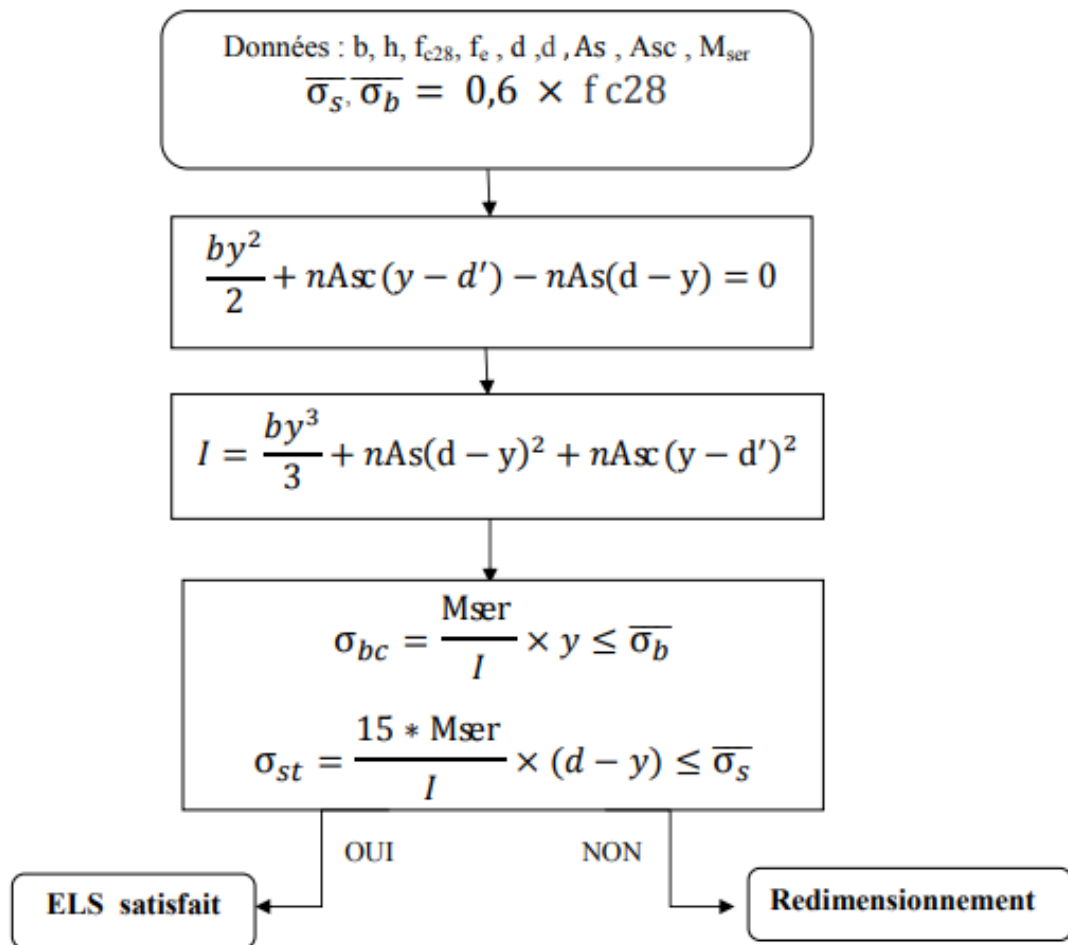
Annexe 3 : Organigramme flexion simple section rectangulaire b×h

Données : M_u , h , b , $d = h - c$, $d' = c$, f_{c28} , f_e , $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$, $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$,

$$\alpha_1 = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_{es}}, \quad \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$$



Annexe 4 : Vérification de la flexion simple à l'ELS section rectangulaire b×h

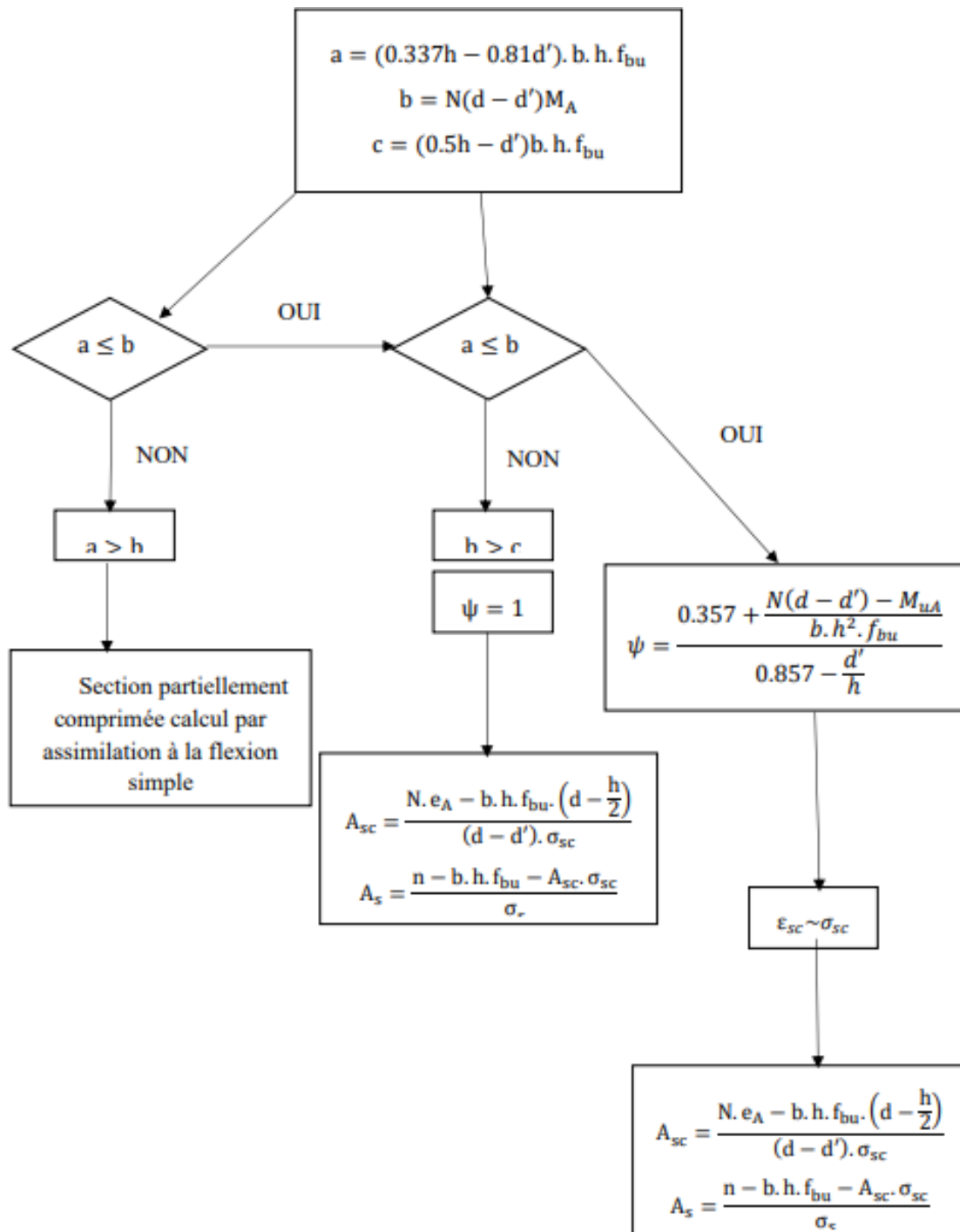


$\bar{\sigma}_s = f_e$ fissuration peu préjudiciable

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\mu f_{tj}}\right)$ fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\mu f_{tj}}\right)$ fissuration très préjudiciable

Annexe 5 : Organigramme flexion composée section rectangulaire b×h



Annexe 6 : Organigramme pour le calcul des dalles

